

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

**Université :** 20 Août 1955-Skikda.  
**Faculté :** de Technologie  
**Département :** Génie Civil.  
**Ref :** D012121019D



**جامعة :** 20 أوت 1955 سكيكدة  
**كلية :** التكنولوجيا  
**قسم :** الهندسة المدنية  
**المرجع :** D012121019D

Thèse présentée en vue de l'obtention  
Du diplôme de  
**Doctorat LMD**

**En Génie Civil**  
**Option : Interaction Sol-Structure et Risque**

## **Modélisation Du Cisaillement Sol-Structure**

Présentée par :  
**Bellayoune Assia**

Dirigé par : **Pr. Messast Salah**

Soutenue publiquement le 13/01/2022

**Devant le jury composé de :**

Mr. Hidjeb Mestapha	MCA	Président	Université Skikda.
Mr. Messast Salah	Professeur	Rapporteur	Université Skikda.
Mr. Belachia Mouloud	Professeur	Examineur	Université Guelma.
Mme. Mendjel Djenatte	MCA	Examinatrice	Université Skikda.

## Remerciements

*En tout premier lieu, je remercie le bon Dieu, qui m'a donné la force, la confiance et la patience afin de réaliser mon rêve.*

*A l'issue de la rédaction de cette thèse, je tiens à adresser mon vif remerciement au Professeur **Salah Messast** mon directeur de thèse, pour l'encouragement, la patience et la confiance pendant ces années de rédaction de cette thèse. Je le salue pour sa disponibilité malgré son emploi du temps chargé. Ses idées scientifiques et critiques qui m'aident à rédiger ce mémoire.*

*Je tiens à remercier monsieur **Mustapha Hidjeb**, qui a bien voulu examiner ce travail et présider le jury.*

*J'adresse également mes remerciements aux membres du jury monsieur **Mouloud Belachia**, Professeur à l'Université de Guelma et Mme **Djenatte Mendjel** Maître de conférence à l'Université de Skikda, qui ont accepté d'examiner cette thèse. Leur remarques ont été très constructives et ont permis d'améliorer de la qualité du présent mémoire.*

*Je remercie vivement mes sœurs, mon frère, tous les membres de la famille et tous mes amis pour leurs conseils et leur encouragement.*

*Enfin, je souhaite adresser ma gratitude à **mes parents** pour leur patience et leur soutien infini. Je leur dédie ce travail de recherche.*

**Bellayoune. A**

# Résumé

Les fondations sont généralement soumises à des sollicitations permanentes mais aussi à des sollicitations variables. Ces dernières peuvent être dues aux effets de la houle, du vent, des vibrations de machines,...etc. Cette thèse présente une formulation explicite pour exprimer la dégradation de la contrainte normale après un nombre de cycles de cisaillement en fonction des paramètres cycliques. Dans cette étude nous nous intéressons à l'exploitation des essais de cisaillement cyclique réalisés par Pra-ai (2013) avec rigidité normale constante (RNC) afin de mettre en évidence le phénomène de chute de la contrainte normale.

La validation de cette approche est vérifiée par l'application de cette formulation à un cas réel d'un ensemble des essais cycliques des chargements verticaux sur un pieu à travers l'utilisation du programme numérique des éléments finis (Plaxis 2d). La comparaison des simulations avec celles enregistrées sur site montre la bonne adaptation de cette approche à ce type de problèmes.

La deuxième partie est consacrée à l'étude paramétrique sur la formulation proposée. On s'intéresse essentiellement à l'influence des paramètres cycliques sur l'évolution de la contrainte normale.

**Mots clés :** Cisaillement, Dégradation, Contrainte Normale, Nombre De Cycles, Frottement, Modélisation.

# Abstract

Foundations are generally subjected to permanent stresses but also to variable stresses. These can be due to the effects of swell, wind, machine vibrations, etc.... This these presents an explicit formulation to express the degradation of the normal stress after a number of shear cycles as a function of cyclic parameters. In this study we are interested in the exploitation of the cyclic shear tests carried out by Pra-ai (2013) with imposed normal rigidity (CNS) in order to demonstrate the phenomenon of falling of the normal stress.

The validation of this approach is verified by the application of this formulation to a real case of a set of cyclic tests of vertical loadings on a pile modeled by the finite element method implemented in Plaxis. The comparison of the simulations with those recorded on site shows the good adaptation of this approach to this type of problem.

The second part is devoted to the parametric study on the proposed formulation. We are mainly interested in the influence of cyclic parameters on the evolution of the normal stress.

**Keywords:** Shear, Degradation, Normal Stress, Number of Cycles, Friction, Modeling.

## ملخص

تخضع الأساسات عمومًا لضغوط دائمة ولكن أيضًا لضغوط متغيرة. يمكن أن يكون هذا بسبب تأثيرات التيارات البحرية والرياح واهتزازات الآلات،..... إلخ

يقدم هذا البحث صيغة واضحة للتعبير عن تدهور الضغط الناظمي بعد عدد من دورات القص بدلالة المعاملات الدورية. نحن بصدد تحليل مجموعة من اختبارات القص الدوري التي أجراها (Pra-ai (2013 مع الصلابة الناظرية الثابتة.

يتم التحقق من صحة هذا النهج من خلال تطبيق هذه الصيغة على حالة حقيقية و متمثلة في مجموعة من اختبارات التحميل العمودي الدوري على وتد وذلك باستعمال طريقة العناصر المنتهية المدمجة في برنامج Plaxis 2d. حيث تظهر مقارنة عمليات المحاكاة التي أجراها هذا النهج مع تلك المسجلة في الموقع التكيف الجيد لهذا النهج مع هذا النوع من المشاكل.

كما يخصص الجزء الثاني لدراسة تأثير العوامل الدورية على تدهور الضغط الناظمي باستعمال المعادلة المقترحة.

**الكلمات المفتاحية :** القص ، التدهور، الإجهاد الناظمي، عدد الدورات، الاحتكاك، نمذجة.

# TABLE DES MATIERES

<b>REMERCIEMENTS</b> .....	<b>I</b>
<b>RESUME</b> .....	<b>II</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>III</b>
<b>RESUME (ARABE)</b> .....	<b>IV</b>
<b>TABLE DES MATIERES</b> .....	<b>V</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX</b> .....	<b>IX</b>
<b>LISTE DES FIGURES</b> .....	<b>IX</b>
<b>NOTATIONS ET ABREVIATIONS</b> .....	<b>XVI</b>
<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	<b>1</b>
<b>CHAPITRE I ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES</b> .....	<b>4</b>
<b>I.1 INTRODUCTION</b> .....	<b>4</b>
<b>I.2 CISAILLEMENT DES SOLS</b> .....	<b>6</b>
<b>I.3 LA RUPTURE DE SOL</b> .....	<b>6</b>
I.3.1. Définition de la rupture du sol.....	6
I.3.2. Modes de rupture.....	6
I.3.3. Caractérisation de la rupture.....	7
<b>I.4 NOTIONS DE CONTRACTANCE ET DE DILATANCE</b> .....	<b>7</b>
<b>I.5 LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT</b> .....	<b>9</b>
I.5.1. Introduction .....	9
I.5.2. Résistance au cisaillement cyclique (RCC).....	9
I.5.3. Paramètres ayant une influence sur la résistance au cisaillement cyclique.....	10
I.5.4. Mesure de la résistance au cisaillement à l'interface au laboratoire .....	12
I.5.4.1. Les essais à la boîte de Casagrande (essai de cisaillement direct).....	12
I.5.4.2. Essai de cisaillement direct simple .....	15
I.5.4.3. Essai à l'appareil triaxial.....	16

<b>I.6 COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS .....</b>	<b>18</b>
I.6.1. Comportement du sol sous sollicitation monotone .....	18
I.6.1.1. Paramètres pour le chargement monotone.....	22
I.6.2. Comportement du sol sous sollicitation cyclique.....	27
I.6.2.1. Paramètres influençant le comportement du sol sous chargement cyclique.....	29
I.6.2.2. Les effets des chargements cycliques .....	30
I.6.2.3. Principaux types de comportement cyclique .....	30
I.6.2.4. Comportement cyclique en condition drainée .....	31
I.6.2.5. Comportement cyclique en condition non drainée .....	33
<b>I.7. CONCLUSION.....</b>	<b>34</b>
<b>CHAPITRE II GENERALITE SUR L'INTERFACE SOL-STRUCTURE .....</b>	<b>35</b>
<b>II.1 INTRODUCTION.....</b>	<b>35</b>
<b>II.2 COMPORTEMENT DE L'INTERFACE .....</b>	<b>36</b>
II.2.1 Caractérisation du comportement de l'interface sol-structure .....	36
II.2.1.1 Définition de l'interface sol-structure .....	36
II.2.1.2 Caractérisation expérimentale de l'interface .....	37
II.2.2. Observations expérimentales du comportement de l'interface .....	38
<b>II.3 INFLUENCE DE LA CONTRAINTE NORMALE SUR L'INTERACTION SOL-STRUCTURE .....</b>	<b>40</b>
<b>II.4. COMPORTEMENT D'UN PIEU ISOLE SOUS CHARGEMENT MONOTONE .....</b>	<b>40</b>
II.4.1. Généralité sur les pieux.....	41
II.4.2. Le rôle des pieux .....	42
II.4.3. Classification des pieux .....	43
II.4.4. Méthodes De Prévision De La Capacité Portante Des Pieux.....	43
II.4.4.1. Méthode des contraintes effectives .....	45
II.4.4.2 Méthodes pénétrométriques et pressiométriques.....	47
II.4.5. Paramètres influençant le comportement des pieux.....	50
II.4.5.1. La rigidité des pieux .....	50

II.4.5.2. Influence du mode de mise en place.....	52
II.4.5.3. Le temps .....	56
II.4.5.4. La vitesse de chargement.....	56
II.4.5.5. Les groupes de pieux .....	57
<b>II.5 LES COMPORTEMENTS DES PIEUX ISOLES SOUS CHARGEMENTS CYCLIQUE.. .....</b>	<b>58</b>
II.5.1. Méthodes de prévision de la dégradation cyclique .....	59
II.5.1.1 Méthodes de prévision de la dégradation du frottement axial limite .....	59
<b>II.6 CONCLUSION .....</b>	<b>64</b>
<b>CHAPITER III MODELISATION NUMERIQUE DE LA DEGRADATION DE LA CONTRAINTTE NORMALE SOUS UN NOMBRE DE CYLES DE CISAILLEMENT.....</b>	<b>65</b>
<b>III.1 INTRODUCTION.....</b>	<b>65</b>
<b>III.2 L’OUTIL DE SIMULATION NUMERIQUE.....</b>	<b>66</b>
III.2.1 Méthode des éléments finis .....	66
III.2.2 Influence du maillage .....	67
III.2.3. Modèle de comportement dans le plaxis .....	67
III.2.4. Modèle de Mohr-Coulomb .....	68
III.2.5. Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model HSM).....	69
III.2.6 Modèle pour sols mous (Soft Soil Model SSM).....	70
III.2.7 Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model S.S.C.M) .....	71
<b>III.3 ANALYSE NUMERIQUE .....</b>	<b>72</b>
II.3.1 Essais à l’interface de cisaillement RNC .....	73
<b>III.4 APPLICATION DE LA FORMULATION PROPOSEE À L’ETUDE DE LA DEGRADATION DU FROTTEMENT DES PIEUX.....</b>	<b>78</b>
III.4.1 Caractéristiques des matériaux .....	78
III.4.2 La géométrie du modèle .....	79
III.4.3. Génération du maillage.....	80
III.4.4 Procédure de calculs .....	81
III.4.5 Détermination de la dégradation du frottement des pieux.....	81
<b>III.5 LA METHODOLOGIE DE L’ETUDE.....</b>	<b>84</b>



<b>III.6 CONCLUSION.....</b>	<b>85</b>
<b>CHAPITER IV ETUDES PARAMETRIQUES ET ESTIMATION DES DEPLACEMENTS DES PIEUX ANCRES DANS LES SABLES SOUS UN NOMBRE DE CYCLES .....</b>	<b>86</b>
<b>IV.1 INTRODUCTION .....</b>	<b>86</b>
<b>IV.2 ETUDE PARAMETRIQUE DU COMPORTEMENT CYCLIQUE DES SOLS .....</b>	<b>87</b>
IV.2.1 Influence de niveau moyen cyclique $\eta_{cm}$ .....	87
IV.2.2 Influence de la contrainte cyclique moyenne .....	89
<b>IV.3 LE COMPORTEMENT DES PIEUX SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE.....</b>	<b>90</b>
IV.3.1 Analyse Numérique .....	90
IV.3.1.1 Formulation de la rigidité cyclique .....	91
IV.3.1.2 Formulation du déplacement maximal ( $Z_{max}$ ).....	95
<b>IV.4 CONCLUSION.....</b>	<b>99</b>
<b>CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES .....</b>	<b>100</b>
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....</b>	<b>102</b>

# Liste Des Tableaux

## *Chapitre II : Généralité sur l'interface Sol-Structure*

Tableau II.1 Paramètres de calcul de la résistance axiale des pieux battus dans du sable (API, 2011).....	46
Tableau II.2 Paramètres du programme d'essais de cisaillement cyclique sol-structure réalisé par Pra-ai (2013). .....	63

## *Chapitre III : Modélisation Numérique de la Dégradation de la Contrainte Normale sous un Nombre de Cycles de Cisaillement*

Tableau III.1 Serie d'essais RNC d'après Pra-ai, (2013).....	73
Tableau III.2 Les différentes valeurs des paramètres utilisé.....	76
Tableau III.3 Les caractéristiques mécanique du pieu.....	79
Tableau III.4 Les caractéristiques mécanique des sols. ....	79
Tableau III.5 Paramètres cycliques des sous couches.....	82

## *Chapitre IV : Etudes Paramétriques et Estimation des Déplacements des Pieux Ancrés dans les Sables sous un Nombre de Cycles*

Tableau IV.1 Programme d'essais de chargements en traction sur les pieux forés. ....	91
Tableau IV.2 Les différentes valeurs des paramètres utilisés pour la formulation de la rigidité cyclique. ....	92
Tableau IV.3 Les différentes valeurs des paramètres utilisés pour la formulation de déplacement.....	96

# Liste Des Figures

## *Chapitre I : Eléments Bibliographiques*

Figure I.1 Essais Au Vrai Triaxial Radiaux Dans Le Plan Déviatoire Sur Sable Moyennement Dense (D'après Yamada Et Ishihara, 1997,1981) : (a) Essai Drainé, (b) Essai Non Drainé.....	7
Figure. I.2 Représentation des chemins de contrainte dans le plan (q, p') (d'après Dupla, 1995).....	8
Figure I.3 Notions de contractance et de dilatance sous cisaillement (d'après Dupla, 1995). ....	9
Figure I.4 Influence de la densité de la granulométrie sur la résistance au cisaillement cyclique, (Vaid et al. 1990). ....	11
Figure I.5 Influence du degré de saturation sur la résistance au cisaillement cyclique, (Martin et al. 1978). ....	11
Figure I.6 Principaux d'appareils de cisaillement à la boîte (b) : Boîte de cisaillement simple cylindrique (Bjerrum et Landva, 1966).....	13
Figure I.7 Evolution de la contrainte de cisaillement $\tau$ et du déplacement normal $u_n$ pour un essai cyclique à déplacement relatif tangentiel imposé sous une contrainte normale constante (sable dense, densité relative : 90%) (Shahrour et Rezaie, 1997). ....	14
Figure I.8 Evolution de la contrainte de cisaillement $\tau$ et du déplacement normal $u_n$ pour un essai cyclique à déplacement relatif tangentiel imposé sous une contrainte normale constante (Sable lâche, densité relative : 15%) (Shahrour et Rezaie, 1997). ....	14
Figure I.9 Evolution de la contrainte de cisaillement $\tau$ et de la contrainte normal $\sigma_n$ pour un essai cyclique à déplacement relatif tangentiel imposé sous avec un déplacement normale nul (sable dense, densité relative : 90%) (Shahrour et Rezaie, 1997). ....	15
Figure I.10 Evolution de la contrainte de cisaillement $\tau$ et de la contrainte normale $\sigma_n$ pour un essai à déplacement relatif tangentiel imposé avec un déplacement normal nul (sable lâche, densité relative : 15 %) (Shahrour et Rezaie, 1997). ....	15

Figure I.11 Principe de l'essai de cisaillement simple (D'après Kishida & Uesugi, 1987).....	16
Figure I.12 Essai de cisaillement simple cyclique (sable dense, densité relative : 70 %) (Song et al, 2004). .....	16
Figure I.13 Machine d'essai triaxial (Chen et al, 2009).....	17
Figure I.14 Résultat d'un essai triaxial cyclique (Hornych, 2006). (a) : Evolution de la déformation radial et de la contrainte axiale au cours des cycles(b) : Déformation radiale en fonction du nombre de cycles. ....	18
Figure I.15 État de sable e-p' (D'après Mohmmod Seid-Karbasi, 2009). ....	19
Figure I.16 Résultats d'essai monotone drainé du sable de Toyoura en termes de rapport de contrainte déformation volumétrique. Vs déformation axiale (Fukushima et Tatsuoka, 1984). .....	20
Figure I.17 Réponse du sable d'Ottawa dans l'essai monotone de cisaillement simple drainé, rapportée par Vaid, et al (1981) en termes de (a) contrainte-déformation ; et (b) déformation volumétrique Vs déformation de cisaillement (d'après de Parc, 2005). ....	21
Figure I.18 Comportement des sables denses et lâches dans un essai triaxial monotone non drainé : (a) déviateur de contrainte Vs déformation axiale ; (b) pression de pore excessive Vs déformation axiale (d'après Mahmood Seid- Karbasi, 2009). ....	21
Figure I.19 Principe de détermination des paramètres du modèle à partir des essais triaxiaux (d'après Khoshravan Azar, 1995). ....	24
Figure I.20 Détermination des paramètres (d'après Khoshravan Azar, 1995): ( a ) : Paramètres élastiques ( $E_0$ et $n$ ) ( b ) : Paramètres de la fonction d'écrouissage .....	24
Figure I.21 Effet d'une perturbation de 50% du module d'Young sur un chemin triaxial drainé (d'après Khoshravan Azar, 1995). ....	25
Figure I.22 Effet d'une perturbation de 50% du coefficient de Poisson sur un chemin triaxial drainé (d'après Khoshravan Azar, 1995). ....	25
Figure I.23 Effet d'une perturbation de 10% de l'angle $\phi_{cv}$ sur un chemin triaxial drainé (d'après Khoshravan Azar, 1995). ....	26

Figure I.24 Effet d'une perturbation de 30% de $\alpha_0$ sur un chemin triaxial drainé (d'après Khoshravan Azar, 1995).	26
Figure I.25 Détermination des paramètres de l'angle de frottement (d'après Maksimovic, 1989).	27
Figure I.26 Différents types de comportement observés sous chargement cyclique :a) à déformation contrôlée ; b) cycles alternés et non alternés (d'après Loret. 1987).	27
Figure I.27 Divers Comportements Cycliques Facilement Observables A L'appareil Triaxial Conventionnel (d'après Dupla 1995).	31
Figure I.28 Zones des différents comportements cycliques drainés du sable d'après Loung (1980).	32
Figure I.29 Déformation volumique dans deux essais triaxiaux cycliques à amplitudes de rapport de contraintes contrôlés, selon Tatsuoka et Ishihara (1974).	32
Figure I.30 Zones des différents comportements cycliques non drainés du sable d'après Loung (1980).	33
Figure I.31 Liquéfaction à la décharge dans un essai à consolidation anisotrope, Verdugo (1992).	34

## ***Chapitre II : Généralité sur l'interfaces Sol-Structure***

Figure II.1 Conditions aux limites dans la direction normale de l'interface (a) CNC, (b) VC, (c) RNC (Evgin et Fakharian 1996).	38
Figure II.2 Réponses mécaniques typiques de l'interface à CNC.	39
Figure II.3 Influence de la contrainte normale sur le comportement de l'interface sable dense-acier (Hu et Pu 2004).	40
Figure II.4 schéma de la mobilisation du frottement latéral et la résistance de la pointe d'un pieu en compression et en traction (Benzaria, 2013).	41

Figure II.5 Résistance des pieux ; (a) résistance du sol sous la pointe du pieu ; (b) résistance due au frottement latéral seul ; (c) résistance du sol sous la pointe du pieu, combinée avec la résistance due au frottement latéral, sur tout ou partie du pieu (c'est le cas le plus courant). .....	42
Figure II.6 Classifications des pieux selon Fasicule 62- Titre V (Frank, 1999).....	43
Figure II.7 évolution du facteur d'adhérence $\alpha$ en fonction de la résistance au cisaillement non drainé $C_u$ (Chow, 1997). .....	45
Figure II.8 Signification des paramètres intervenant dans le calcul de la pression limite nette équivalente $p_{le}^*$ (Abchir, 2016).....	50
Figure II.9 Rupture progressive tout au long d'un pieu souple inclus dans un sol ayant un comportement radoucissant (Randolph, 2003) .....	52
Figure II.10 Trois phases principales pendant l'histoire du pieu battu ou enfoncé : (a) installation ; (b) reconsolidation ; (c) chargement (Randolph, 2003).....	53
Figure II.11 Domaines de déformations observées au cours du fonçage de pieux modèles dans un massif sableux, a) représentation des déplacements verticaux, b) représentation des zones de compression et de refoulement (Shakirev et al. , 1996).....	54
Figure II.12 Frontières des zones de déformations du sol au cours du fonçage d'un pieu dans du sol argileux (Shakirev et al., 1996).....	55
Figure II.13 Courbes typiques effort-déplacement en tête du pieu dans l'argile de Haga (Karlsrud and Haugen, 1985b. ....	57
Figure II.14 Evolution du facteur de dégradation du frottement axial limite pour des pieux modèles installés dans de l'argile (Poulos, 1981).....	60
Figure II.15 Evolution du facteur de dégradation du frottement axial limite pour des pieux modèles installés dans du sable (Poulos, 1982) .....	61
Figure II.16 Abaque de chute de contraintes en fonction du nombre de cycles pour des paramètres fixés (Pra-ai et al., 2016).....	63

### **Chapitre III : Modélisation Numérique de la Dégradation de la Contrainte Normale sous un Nombre de Cycles de Cisaillement**

Figure III.1 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol. ....	67
Figure III.2 Surface de rupture de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales sans cohésion. ....	68
Figure III.3 Courbe intrinsèque de Mohr-Coulomb. ....	69
Figure III.4 Surface de rupture du modèle de HSM pour un sol sans cohésion. ....	70
Figure III.5 Surface de rupture du modèle de SSM. ....	70
Figure III.6 Effet du temps sur les essais oedométriques. ....	71
Figure III.7 Diagramme de Peq dans le plan p,q. ....	71
Figure III.8 Caractérisation Des Cycles Exécutés. ....	73
Figure. III.9 Evolution de la contraint normale en fonction de nombre de cycle à $\Delta\tau = 10$ kPa, $\sigma_n = 60$ kPa. ....	74
Figure III.10 Evolution de la contraint normale en fonction de nombre de cycle à $\Delta\tau = 10$ kPa, $\sigma_n = 100$ kPa. ....	75
Figure III.11 Evolution de la contraint normale en fonction de nombre de cycle à $\Delta\tau = 10$ kPa, $\sigma_n = 310$ kPa. ....	75
Figure III.12 Courbes de dépendance des $A_i$ ( $B_i$ ) en fonction de $\eta_{mc}$ , pour $\sigma_n = 310, 100, 60$ kPa. ....	76
Figure III.13 Courbes de dépendance des C(D) et E(F) en fonction de $(\Delta\eta)$ pour $\sigma_n = 310, 100, 60$ kPa. ....	77
Figure III.14 Modèle géométrique. ....	80
Figure III.15 Maillage du modèle. ....	80
Figure III.16 Procédures de chargement. ....	81

Figure III.17 Comparaison de la courbe simulée et des résultats expérimentaux..... 83

***Chapitre IV : Etudes Paramétriques et Estimation des Déplacements des Pieux Ancrés dans les Sables sous un Nombre de Cycles***

Figure IV.1 le chemin cyclique avec variation de  $\eta_{cm}$  et  $\sigma_{ncm} = \text{cts.}$  ..... 88

Figure IV.2 l'influence de  $\eta_{cm}$  sur l'évolution de la contrainte normale..... 88

Figure IV.3 Variation de la contrainte cyclique moyenne avec  $\tau = \text{cst}$  et  $\sigma_{ncm}$  variable..... 89

Figure IV.4 Influence de la contrainte cyclique moyenne sur la dégradation de la contrainte normale..... 89

Figure IV.5 Schéma des différents types de chargement cyclique : a) non alterné b) alterné Benzaria (2013). ..... 90

Figure IV.6 Evolution de la rigidité cyclique en fonction de nombre de cycles pour pile F1. .... 92

Figure IV.7 Evolution de la rigidité cyclique en fonction de nombre de cycles pour pile F2. .... 93

Figure IV.8 Evolution du Coefficient A en fonction de  $Q_c/Q_m$ ..... 94

Figure IV.9 Evolution du Coefficient B en fonction de  $Q_c/Q_m$ . ..... 94

Figure IV.10 Evolution de déplacement en fonction du nombre de cycles pour le pieu F1..... 95

Figure IV.11 Evolution de déplacement en fonction du nombre de cycles pour le pieu F2..... 96

Figure IV.12 Evolution des coefficients C en fonction  $Q_m/Q_c$ ..... 97

Figure IV.13 Evolution des coefficients D en fonction  $Q_m/Q_c$ . ..... 97

Figure IV.14 La comparaison entre le déplacement maximum et minimum par pieu F1. .... 98

Figure IV.15 La comparaison entre le déplacement maximum et minimum par pieu F2. .... 99



# Notations et Abréviations

## Notations

$\psi$	[°]	Angle de dilatation.
$\Delta\tau$	[-]	Amplitude cyclique en termes de contrainte de cisaillement.
$\varphi$	[°]	Angle de frottement interne.
$\gamma_d$	[kN/m <sup>3</sup> ]	Poids volumique sec.
$\delta$	[°]	Angle d'interface sol-pieu.
$\nu$	[-]	Coefficient de poisson.
$c$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Cohésion.
$E_{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Module d'Young.
$\eta_l$	[-]	Niveau limite cyclique.
$\eta_{car}$	[-]	Niveau caractéristique cyclique.
$\eta_{cm}$	[-]	Niveau moyen cyclique.
$Q_m$	[kN]	La charge verticale cyclique moyenne.
$Q_{max}$	[kN]	La charge verticale cyclique maximale.
$Q_{min}$	[kN]	La charge verticale cyclique minimale.
$Q_{uc}$	[kN]	La capacité ultime verticale en compression.
$Q_{ut}$	[kN]	La capacité ultime verticale en traction.
$Q_s$	[kN]	Le frottement latéral le long du pieu.
$Q_p$	[kN]	La résistance de pointe du pieu.
$Q_c$	[-]	Amplitude cyclique de chargement verticale cyclique.
$Z_{max,N}$	[mm]	Déplacement maximal en tête du pieu mesuré au cours du cycle N.
$Z_{max,1}$	[mm]	Déplacement maximal en tête du pieu mesuré au cours du cycle 1.
$Z_{min}$	[mm]	Déplacement minimal en tête du pieu.

$\tau_f$	[kPa]	Frottement maximum.
$\Delta\eta$	[-]	Amplitude cyclique.
$\sigma_{ncm0}$	[kPa]	La contrainte normale cyclique moyenne initiale.
$k_n$	[kN/mm]	La rigidité normale.
$k_c$	[kN/mm]	La rigidité cyclique.
$I_{D0}$	[%]	Indice initial de densité.
$\tau_{cm}$	[kPa]	La contrainte de cisaillement moyenne.
$\tau_{max}$	[kPa]	La contrainte de cisaillement maximale.
$\tau_{min}$	[kPa]	La contrainte de cisaillement minimale.
$K$	[-]	Le coefficient de pression de terre.
$\sigma_h$	[kPa]	La contrainte normale horizontale.
$\sigma_v$	[kPa]	La contrainte normale verticale.
$N$	[-]	Nombre de cycles.

### Abréviations

RNC	Rigidité normale constante.
CNC	Contrainte normale constante.
MEF	Méthode des éléments finis.
HSM	Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil model).
MC	Modèle de Mohr-Coulomb.
SSM	Soft Soil Model.
SSCM	Soft Soil Creep Model.

# **Introduction Générale**

Pour assurer la sécurité et la continuité des ouvrages, il est nécessaire de prendre en considération les différents types de sollicitations possibles au cours de leur vie. Les contraintes cycliques ont souvent un impact significatif sur de nombreuses structures sensibles aux charges cycliques que ce soit dans des situations normales ou transversales telles que les routes, les ponts, les voies ferrées, les silos, les réservoirs, les fondations pour les machines vibrantes .....etc.

Les fondations sont généralement soumises à des sollicitations permanentes mais aussi à des sollicitations variables. Ces dernières peuvent être dues aux effets de la houle, du vent, des vibrations de machines,.....etc. Ces séquences de chargement et déchargement entraînent une évolution du comportement de l'ensemble sol-pieu.

Le comportement des sols fait l'objet de nombreuses recherches théoriques et expérimentales à travers le monde. La problématique des sols sollicités cycliquement a fait l'objet de très nombreuses publications. L'un des travaux les plus récents et les plus complets est la recherche présentée par Pra-ai (2013). Les interfaces sol-structure pour un petit nombre de cycles typiquement  $< 10^2$  ont été étudiées en laboratoire par de nombreux chercheurs (Al-Douri et Poulos, 1991; Fakharian et Evgin, 1997 ; Johnston et al. 1987 ; Tabucanon et al. 1995 ; Mortara, 2001). Beaucoup de chercheurs ont traité la modélisation des sollicitations cycliques et surtout le cas des interfaces sol-structure (Desai et Nagaraj, 1988; Boulon et Jarzebowski, 1991 ; Shahrouz et Rezaie, 2002 ; Mortara et al, 2002, Pra-ai et al. 2010, Amrane et Messast, 2017). Mais les essais sur les interfaces sol-structure et sur les pieux ont été relativement peu étudiés en laboratoire et in situ pour les grands nombres de cycles, en raison de la lourdeur des essais (Boulon et Puech, 1884).

La problématique des interfaces sol-structure est communément présente dans de nombreux problèmes géotechniques, fondations superficielles, fondations sur pieux, parois moulées, renforcement des sols, oléoducs, tunnels... Le récent développement des installations liées à l'énergie, renouvelable ou non (plateformes off-shore, éoliennes, hydroliennes,...) amène les professionnels à s'intéresser de manière accrue aux effets des sollicitations cycliques à grand nombre de cycles.

L'objectif principale de cette étude est d'évaluer le cisaillement des interfaces sol-structure sous charges cycliques en examinons les points suivants :

- ✓ Formulation explicite de la dégradation de la contrainte normale dans des essais de cisaillement cyclique
- ✓ La modélisation de la chute du frottement dans les essais de chargement vertical d'un pieu placé dans le sable.
- ✓ Application de la formulation proposée sur une fondation profonde (pieu).

Dans ce travail la contrainte normale est estimée par une formulation numérique explicite. On propose une formulation logarithmique pour l'estimation de la contrainte normale en se basant sur les paramètres d'identification du chemin cyclique moyen qui sera traité par une analyse numérique des essais expérimentaux de Pra-ai (2013). Le modèle présenté dans ce travail a pour but l'estimation de la dégradation de la contrainte normale en fonction de  $N$ . Les résultats des simulations numériques seront basés sur l'exploitation des travaux expérimentaux de Pra-ai (2013) avec une application de la formulation proposée en utilisant un calcul en éléments finis à l'aide du programme Plaxis et en prenant comme modèle de comportement du sol le modèle MC (Mohr-Coulomb) sur une fondation profonde sous chargement cyclique (essai de Benzaria, 2013).

Ce rapport se décompose en une introduction générale, quatre chapitres principaux et une conclusion générale

Le premier chapitre présente brièvement une recherche bibliographique sur le cisaillement des sols sous chargements monotones et cycliques. Ce chapitre comprend les définitions de la résistance au cisaillement cyclique et les paramètres ayant une influence sur la résistance au cisaillement. Les principaux appareillages utilisés pour l'étude en laboratoire de la résistance au cisaillement à l'interface sont également présentés. Une revue des comportements mécaniques des sols et aussi donnée dans ce chapitre.

Le deuxième chapitre retrace les bases de la caractérisation mécanique de l'interface sol-structure du point de vue des expérimentations. Dans un autre volet, les problèmes de dimensionnement des pieux sont analysés en mettant l'accent sur les effets d'installation et sur quelques méthodes de prévision de la capacité portante.

Le troisième chapitre est réservé à la présentation numérique de la contrainte normale et la comparaison des résultats numériques obtenus par les formulations proposées aux mesures expérimentales de Pra-ai, (2013). Ce chapitre termine par l'application de la formulation proposée sur une fondation profonde (Pieu).

Le quatrième chapitre présente une étude paramétrique mettant en évidence l'influence du niveau moyen des cycles, la pression moyenne, l'amplitude des cycles sur l'évolution de la dégradation du contrainte normale. Ainsi qu'une modélisation numérique des essais des comportements du pieu sous charge cyclique.

# CHAPITRE I

## Eléments Bibliographiques

### I.1. INTRODUCTION

L'un des objectifs majeurs de ce travail de thèse repose sur l'utilisation d'un modèle de comportement des sols. Les sols sont des matériaux naturels formés d'assemblages plus ou moins liés de « particules » ou de « grains », généralement de petite taille par rapport à l'échelle des volumes élémentaires intéressant l'ingénieur en terme de comportement (taille de l'éprouvette triaxiale, de l'ouvrage, du massif).

Dans le cas du dimensionnement d'un ouvrage, il convient de distinguer les actions constantes dans le temps des actions variables dans le temps. Selon le type d'ouvrage considéré et le type de chargement, une attention plus ou moins importante doit être portée sur les actions variables, afin d'assurer la stabilité et le fonctionnement de l'ouvrage. Elles peuvent être d'origine environnementale (par exemple : vent, houle, marées, variation de température, de pression ou de hauteur de nappe) ou industrielle (par exemple : machines vibrantes, trafic ferroviaire ou routier). Ainsi de nombreux ouvrages sont concernés par les effets provoqués par des actions variables dans le temps : les éoliennes onshore ou offshore, les voies ferrées, les plates-formes pétrolières. Ces actions sont transmises aux sols supports, dont la résistance aux chargements variables doit être assurée (Aurélie, 2011).

Le comportement des sols est, de plus, fortement influencé par la nature multiphasique du matériau qui comprend généralement, outre la phase solide (particules), une ou plusieurs phases fluides (eau, air, gaz, hydrocarbures, ...), avec de forts couplages entre les phases, qui compliquent de manière significative la compréhension des comportements observés, comme, par exemple, dans le cas des sols non saturés « classiques » une phase solide (squelette), une phase liquide (eau) et une phase gazeuse (air). On se limitera, dans le cadre de ce document, au cas des sols biphasiques, soit parfaitement saturés en eau, soit parfaitement secs (sable sec, poudre d'argile).

Expérimentalement il est possible de mettre en évidence un comportement stabilisé. Le comportement d'un sol est dit stabilisé lorsque, pour une même sollicitation cyclique en régime non drainé, les déformations et la pression interstitielle ne varient plus quand le nombre de cycles augmente (Hicher, 1979). Autrement dit le cycle contrainte-déformation se reproduit exactement à chaque cycle. Hicher (1979) définit la limite de fatigue comme étant l'intensité maximale de la sollicitation (à une fréquence donnée) pour laquelle on peut observer un comportement stabilisé.

On s'intéresse ici uniquement aux comportements des sols sous sollicitation de cisaillement que l'on pourra ensuite directement rapprocher des comportements de cisaillement d'interface. Les sols ont fait l'objet, depuis une cinquantaine d'années, de recherches de plus en plus élaborées, tant au plan expérimental que théorique et numérique, en vue de mieux comprendre leur comportement mécanique, avec, pour objectif, l'amélioration de la conception, de la réalisation et de la sécurité des ouvrages géotechniques. En ce qui concerne le domaine expérimental, de nombreux essais spécifiques à la mécanique des sols ont été développés mais on présentera principalement les comportements types observés à l'appareil triaxial de révolution qui constitue l'essai de comportement de référence pour la mécanique des sols (Bretelle et al, 2007).

Lim et Lehane (2014) ont déclaré que la résistance au cisaillement développée lors de l'installation des pieux de déplacement dans le sable est une considération importante pour les évaluations de la maniabilité des pieux. Bien que les tests d'interface en laboratoire aient considérablement amélioré la compréhension des caractéristiques de cisaillement d'interface, la confiance dans leur application directe au grand déplacement et au cisaillement rapide induit lors de l'installation des pieux est limitée, en raison de la difficulté à reproduire les conditions limites correctes dans les configurations d'essai en laboratoire.

Ce chapitre commence par une synthèse bibliographique sur la résistance au cisaillement des sols. Ensuite, nous faisons une revue de quelques appareils utilisés dans l'étude du comportement de l'interface. Plus les paramètres influençant le comportement du sol sous chargements cycliques.

## **I.2. CISAILLEMENT DES SOLS**

Le comportement mécanique d'un sol est en grande partie contrôlé par sa résistance au cisaillement. L'étude du comportement mécanique d'un sol, ou encore son comportement en contrainte-déformation, permet de déterminer sa charge portante sous des sollicitations induites par une structure ou un ouvrage.

## **I.3. LA RUPTURE DE SOL**

### **I.3.1. Définition de la rupture du sol**

La définition de la rupture dans un sol ne pose pas seulement un problème de choix de la cinématique de la rupture. Il faut également définir à quel moment se produit la rupture dans les essais qui servent à mesurer la résistance à la rupture du sol, que l'on appelle habituellement **résistance au cisaillement**.

### **I.3.2. Modes de rupture**

J-Pierre Magnan (2007) ; Faute de pouvoir décrire de façon précise le comportement d'un massif de sol depuis son état initial jusqu'à la rupture, la mécanique des sols s'est inspirée des modes de rupture observés dans la nature pour développer des lois de comportement simplifiées. La nature montre l'existence de deux principaux modes de rupture :

- les ruptures par glissement sur une surface ;
- les ruptures par plastification et écoulement d'une masse de sol.



### I.3.3. Caractérisation de la rupture

La courbe de résistance au cisaillement réalisée à partir d'un essai de laboratoire montre que les sols possèdent un angle de frottement interne à peu près constant à la rupture. Plusieurs critères ont été proposés pour décrire le comportement ultime du matériau tel que le critère de Mohr-Coulomb dont la trace dans le plan déviatorique est représentée sur la figure I.1a.

L'observation expérimentale du mode de rupture des sables est différente selon les conditions initiales. En effet, pour un sable dense, la rupture se caractérise par l'apparition de bandes de cisaillement pour des déformations moyennes supérieures à 4% environ (Desrues et al. 1991). Pour un sable lâche, la déformation globale à ce stade de l'essai est en forme de tonneau et le matériau peut encore être considéré comme homogène.

La figure I.1a montre la forme du critère de rupture obtenue par Yamada et Ishihara avec des chemins de cisaillement radiaux drainés (chemins uniquement dans le plan déviatoire) sur du sable de Fuji River dont la densité relative initiale est de l'ordre de 35% et la compare au critère de Lade et Duncan ainsi qu'au critère de Mohr-Coulomb (Saïtta, 1994).

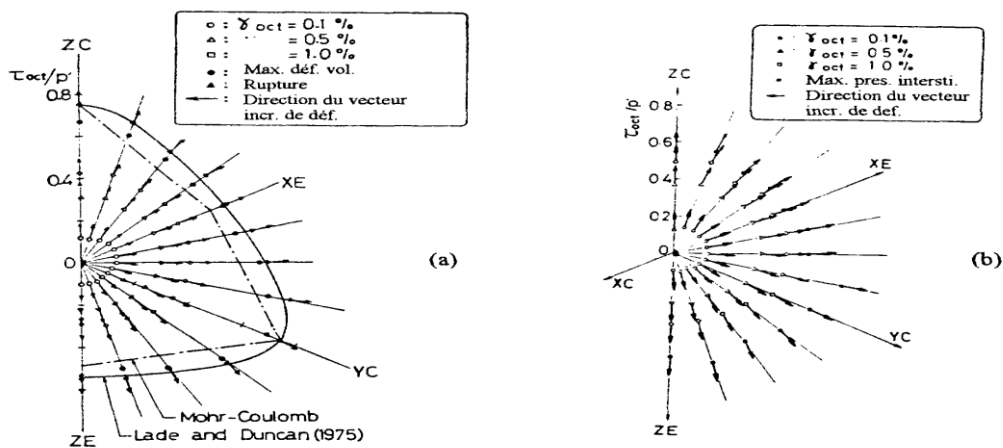


Figure I.1 Essais Au Vrai Triaxial Radiaux Dans Le Plan Déviatoire Sur Sable Moyennement Dense (D'après Yamada Et Ishihara, 1997,1981) : (a) Essai Drainé, (b) Essai Non Drainé

## I.4. NOTIONS DE CONTRACTANCE ET DE DILATANCE

La notion de contractance-dilatance est directement liée à la structure granulaire. La contractance est une densification du matériau sous un chargement de cisaillement en condition drainée. Le phénomène est d'autant plus prononcé que le sable est lâche initialement.

La dilatance correspond au phénomène inverse, observable dans les sables denses. Bahda (1997) dit par analogie au comportement drainé, la contractance, dans un essai de cisaillement non drainé, est définie par une génération positive de surpression interstitielle.

Les notions de contractante et de dilatance sont des notions essentielles dans l'étude du comportement des sables car elles font référence aux déformations volumiques irréversibles du matériau. En effet, si l'on suppose que le matériau est élastique, celui-ci ne présente pas de variation de volume sous cisaillement, car on a une relation du type :

$$\Delta\sigma_{\text{oct}} = K\Delta\varepsilon_v \Rightarrow \Delta\varepsilon_v = \Delta\sigma_{\text{oct}} / K \quad (\text{I.1})$$

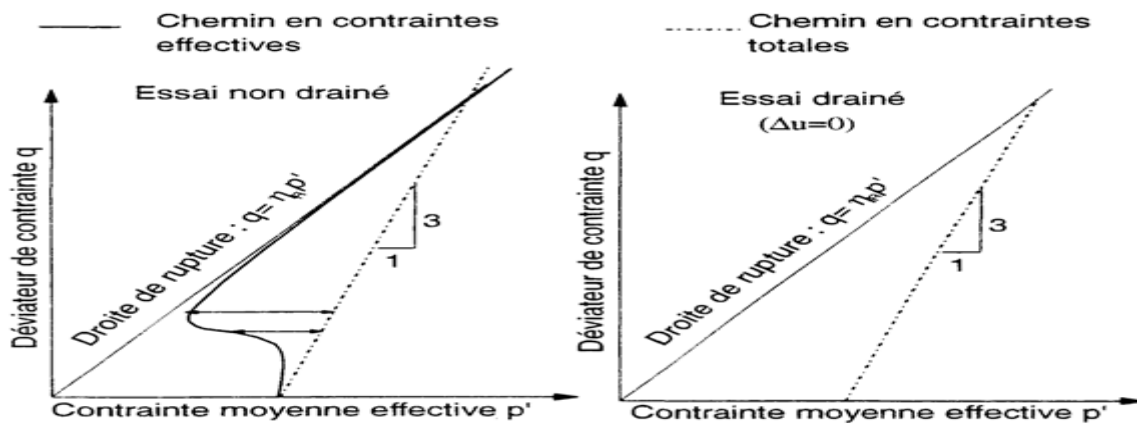


Figure. I.2 Représentation des chemins de contrainte dans le plan  $(q, p')$  (d'après Dupla, 1995).

Cependant dans le cas des sables, il apparaît toujours, en condition drainée, une variation de volume du matériau sous cisaillement. La relation précédente n'est pas valable, ce qui implique que le matériau n'est pas élastique, et qu'il existe des variations de volume (contractance ou dilatance) d'origine anélastique.

La figure I-3 est une représentation schématique des phénomènes de contractance et de dilatance sous cisaillement.

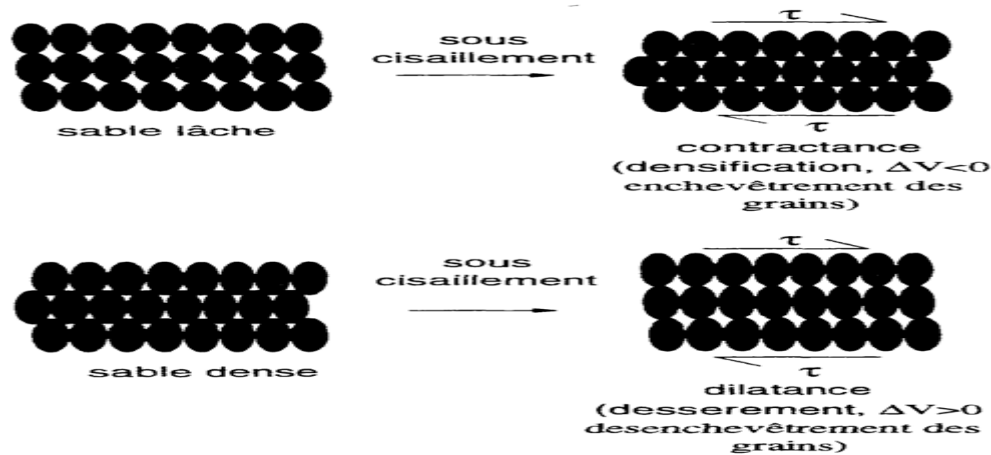


Figure I.3 Notions de contractance et de dilatance sous cisaillement (d'après Dupla, 1995).

## I.5. LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT

### I.5.1. Introduction

Dans tous les problèmes de stabilité des sols (étude de fondation, ouvrages de soutènement, remblais, talus... etc.), il est nécessaire de connaître la « résistance » du sol.

La « résistance » d'un sol peut être définie par de nombreux critères : résistance à la compression simple, essai CBR, essai pénétrométrique, essai pressiométrique, essai triaxial. La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme étant de contrainte de cisaillement dans le plan de la rupture, au moment de rupture (LCP).

L'étude de la résistance au cisaillement d'un sol constitue un problème complexe de la mécanique des sols. La résistance au cisaillement dépend du type de sol rencontré, suivant qu'il est cohérent ou non. Dans la résolution des problèmes de stabilité en mécanique des sols, il est nécessaire de connaître les paramètres de résistance au cisaillement du sol.

### I.5.2. Résistance au cisaillement cyclique (RCC)

Bahda (1997) dit la résistance au cisaillement cyclique  $\tau_{cyc}$  est définie par la demi-amplitude du déviateur cyclique  $q_{max}$  conduisant, pour un nombre de cycles  $N_{crit}$  donné, à la liquéfaction pour un sable lâche et à une déformation donnée pour un sable dense. Aussi, on définit le taux de cisaillement cyclique comme étant le rapport de la résistance  $\tau_{cyc}$  et de la contrainte de consolidation  $\sigma_c$ .

Si l'on reporte le taux de cisaillement cyclique en fonction du nombre de cycles  $N_{crit}$ , obtenu pour la même densité et la même contrainte de consolidation, on obtient une courbe unique appelée courbe de résistance au cisaillement cyclique (Bahda, 1997).

### I.5.3. Paramètres ayant une influence sur la résistance au cisaillement cyclique

De nombreux auteurs (Finn et al. 1970 ; Seed, 1979 ; Ishihara et Okada, 1982 ; Martin et al, 1978 ; Vaid et al, 1990) ont mis en évidence les paramètres ayant une influence sur la résistance au cisaillement cyclique des sables saturés.

Une synthèse détaillée a été effectuée par Schlosser et al. (1987). Parmi les paramètres les plus importants, on peut citer :

- ✓ la densité relative ;
- ✓ la granulométrie et l'influence des fines ;
- ✓ le degré de saturation ;
- ✓ la structure du squelette granulaire et son anisotropie ;
- ✓ l'histoire des contraintes et des déformations.

La figure I-4 (Vaid et al. 1990), illustre, à différents taux de cisaillement cyclique  $\tau_{cyc}/\sigma_c$ , la relation entre la densité relative  $Dr_c$  et le nombre de cycles nécessaires pour atteindre une déformation de 2.5% pour une granulométrie donnée.

- Le degré de saturation est un facteur expérimental important dans l'évaluation de la résistance au cisaillement cyclique. La figure I-5 illustre un exemple de l'incidence d'une saturation partielle sur la résistance au cisaillement cyclique, d'après Martin et al. (1978).

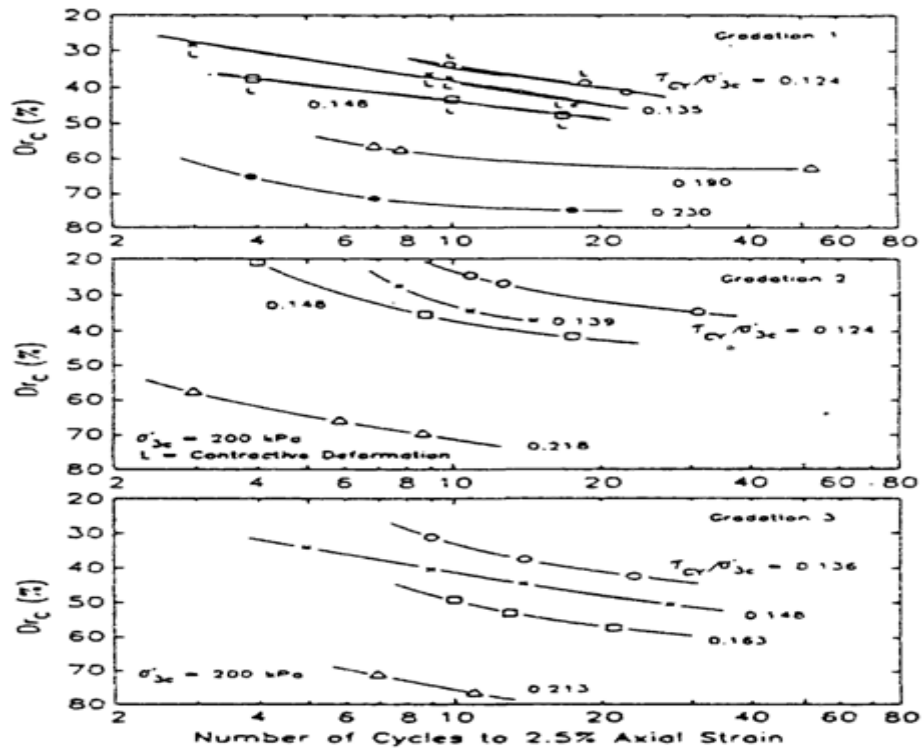


Figure I.4 Influence de la densité de la granulométrie sur la résistance au cisaillement cyclique, (Vaid et al. 1990).

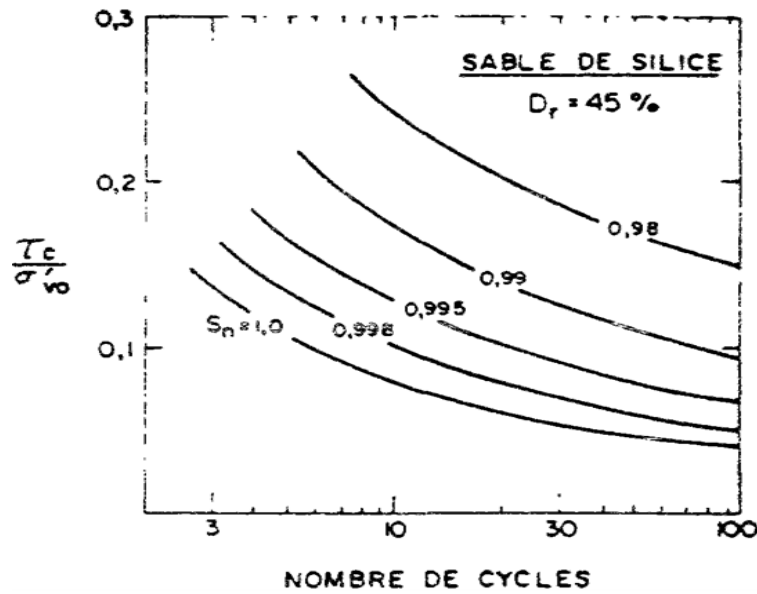


Figure I.5 Influence du degré de saturation sur la résistance au cisaillement cyclique, (Martin et al. 1978).

#### **I.5.4. Mesure de la résistance au cisaillement à l'interface au laboratoire**

Les essais de cisaillement à l'interface au laboratoire sont très utiles pour l'étude du comportement fondamental du frottement latéral autour des pieux parce qu'ils ont des conditions aux limites bien définies et seulement de petits échantillons de sols sont nécessaires pour conduire des essais. Les essais de cisaillement à l'interface au laboratoire peuvent être classés en deux types :

- essais de type cisaillement direct, tels que la boîte de cisaillement, le cisaillement simple et le cisaillement annulaire,
- essais de cisaillement indirect, tel que l'essai triaxial.

Chaque essai a fait ses preuves et présente des avantages et des inconvénients. Les avantages et inconvénients de chaque méthode ont été résumés par Kishida et Uesugi (1987) et Paikowski et al (1995). Le premier type d'essais permet de mesurer directement les contraintes normales et tangentielles à l'interface. D'autre part dans le cas du deuxième type ces contraintes sont mesurées indirectement. On notera enfin que des essais d'arrachement (Brumund et Leonards, 1973), ainsi que des pieux modèles ont été également utilisés pour ce type de recherches.

##### **I.5.4.1. Les essais à la boîte de Casagrande (essai de cisaillement direct)**

Trois types d'appareils ont été développés et utilisés pour les essais d'interface : type roscoe (1953) ; type cylindrique de l'institut géotechnique de Norvège (NGI) (Bjerrum et landva 1966, Ishihara, 1972, Boulon 1987) et type rectangulaire conçu par (kishida et Uesugi 1987, lings et dietz 2004). La figure I-6 montre les deux principaux types d'appareils de cisaillement à la boîte utilisés. Les essais à la boîte de cisaillement permettant l'étude des interfaces sont de deux sortes :

- Essais à contrainte normale constante CNC ;
- Essais à rigidité normale constante RNC, avec le cas particulier de l'essai à déplacement normal nul.

Ces essais peuvent être pilotés en contrainte tangentielle ou déplacement tangentiel suivant le phénomène à étudier : rochet, relaxation, ...etc. Ils sont relativement simples à réaliser au regard d'autres essais comme l'essai triaxial ou l'essai de cisaillement direct car ils reposent sur l'utilisation d'un appareillage assez rudimentaire. Lors de campagnes d'essais, les matériaux peuvent être testés pour plusieurs indices des vides.

Les figures I-7 à I-10 issues des travaux de Shahrour et Rezaie (1997) présentent ces différents types d'essais pour des sables de densité relative différente. Les principales informations sur le comportement du sol testé sont les suivantes :

- Essais à contrainte normale constante : pour la contrainte de cisaillement, lors d'un essai monotone, dans le cas d'un sable dense, celle-ci augmente puis diminue ce qui traduit un phénomène de radoucissement. Dans le cas d'un sable lâche, la contrainte de cisaillement augmente continûment traduisant un resserrement des grains de sables les uns par rapport aux autres ce qui traduit un phénomène de durcissement.

Pour le déplacement normal, on note en général une phase de contractance suivi d'une phase de dilatance. La phase de dilatance caractérise les sables denses pour lesquels le cisaillement se traduit par une augmentation de l'indice des vides. Lors d'un essai cyclique, ces phénomènes de radoucissement (figure I-7) et de durcissement (figure I-8) ou de contractance et de dilatance sont aussi observés. Ils traduisent l'évolution du matériau au cours des cycles alors que le chargement moyen appliqué reste identique.

- Essais à déformation normale nulle : au cours d'un cycle ou lors de la première phase de chargement monotone, la contrainte de cisaillement augmente continûment (figures I-9 et I-10). On note lors des cycles suivants un phénomène de radoucissement qui ne dépend pas de l'état lâche ou dense du matériau cisailé. Lors d'un cycle, la contrainte normale diminue puis augmente ce qui traduit le passage du domaine contractant au domaine dilatant. Au cours des cycles, la contrainte normale observée au cours d'un cycle diminue indépendamment de la densité initiale du sol.

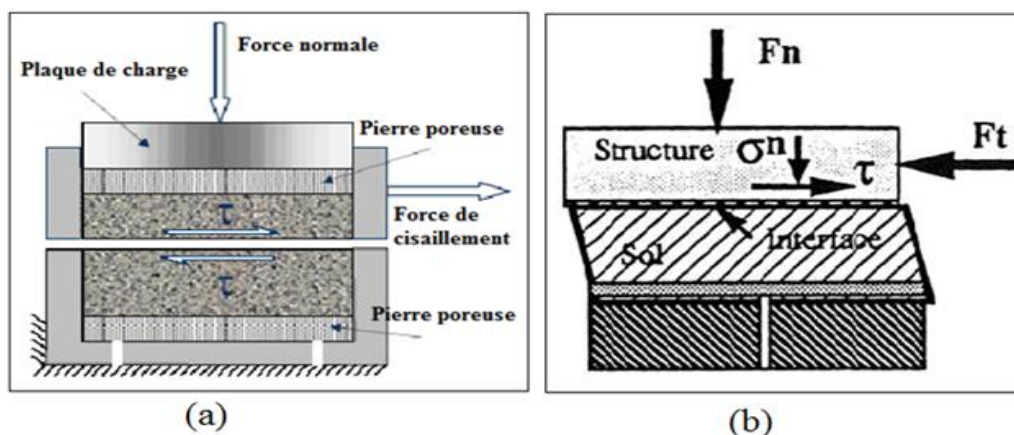


Figure I.6 Principaux d'appareils de cisaillement à la boîte

(a) : Boîte de cisaillement direct rectangulaire (Desai et al, 1985)

(b) : Boîte de cisaillement simple cylindrique (Bjerrum et Landva, 1966).

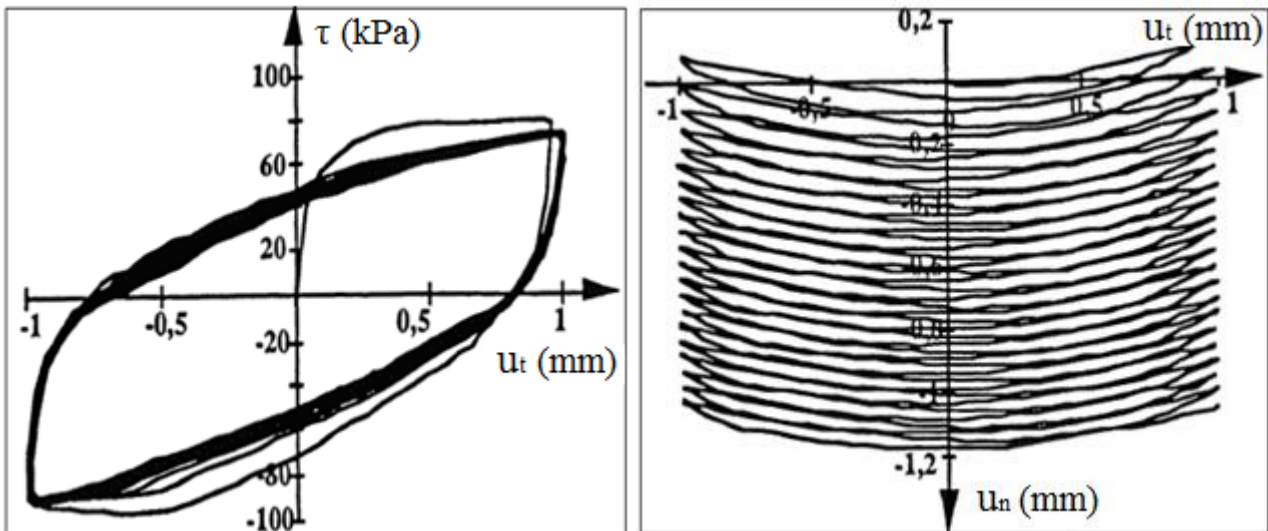


Figure I.7 Evolution de la contrainte de cisaillement  $\tau$  et du déplacement normal  $u_n$  pour un essai cyclique à déplacement relatif tangential imposé sous une contrainte normale constante (sable dense, densité relative : 90%) (Shahrour et Rezaie, 1997).

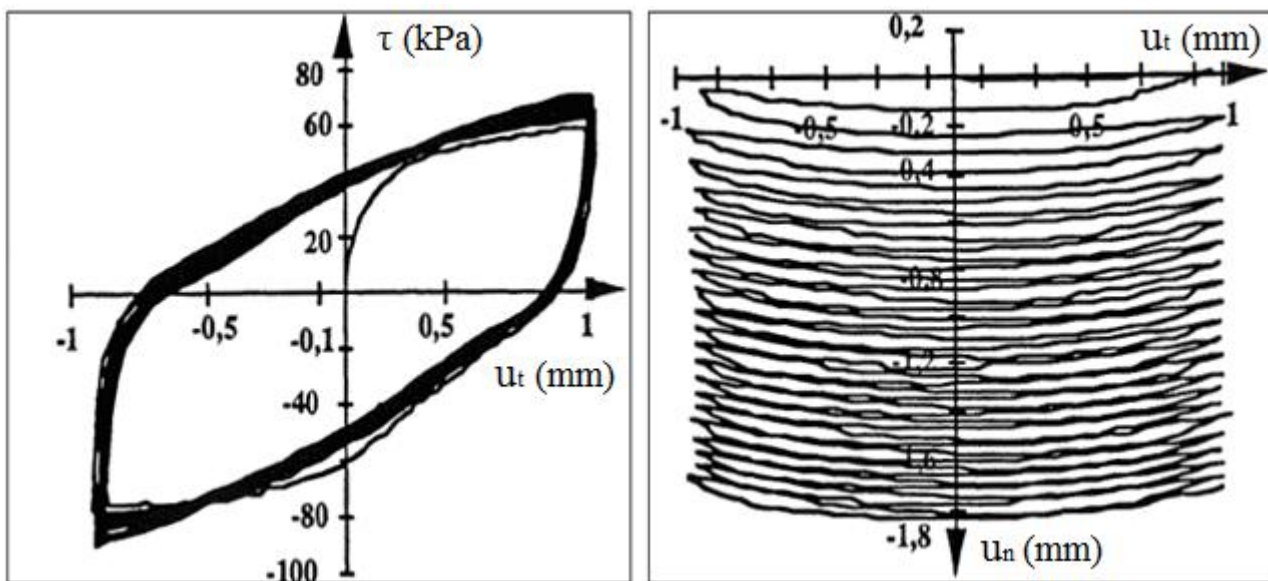


Figure I.8 Evolution de la contrainte de cisaillement  $\tau$  et du déplacement normal  $u_n$  pour un essai cyclique à déplacement relatif tangential imposé sous une contrainte normale constante (Sable lâche, densité relative : 15%) (Shahrour et Rezaie, 1997).



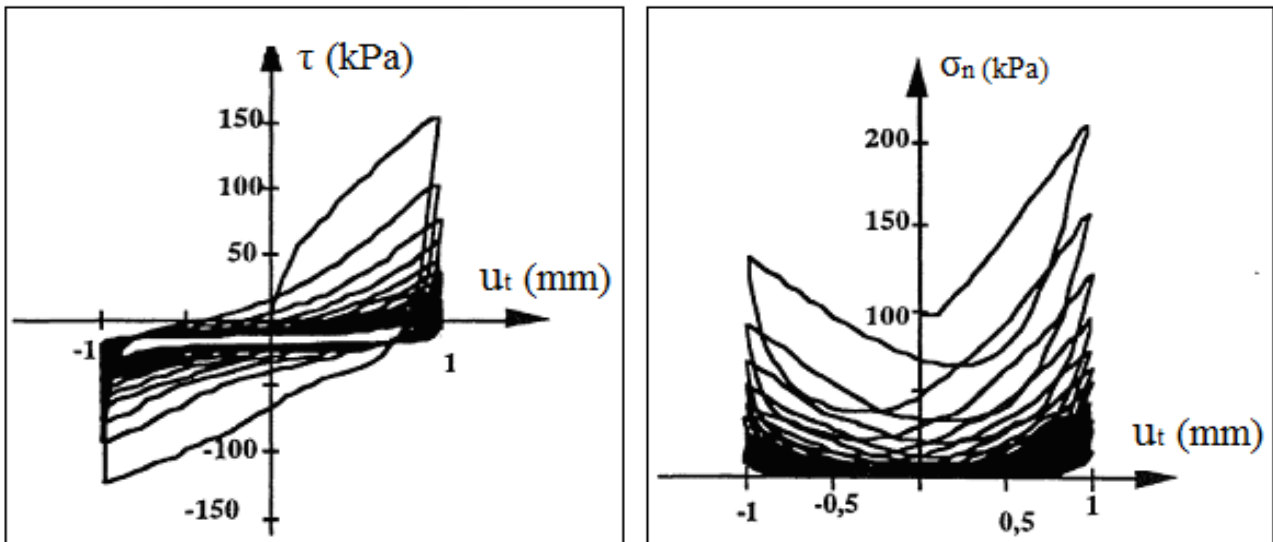


Figure I.9 Evolution de la contrainte de cisaillement  $\tau$  et de la contrainte normale  $\sigma_n$  pour un essai cyclique à déplacement relatif tangentiel imposé avec un déplacement normale nul (sable dense, densité relative : 90%) (Shahrour et Rezaie, 1997).

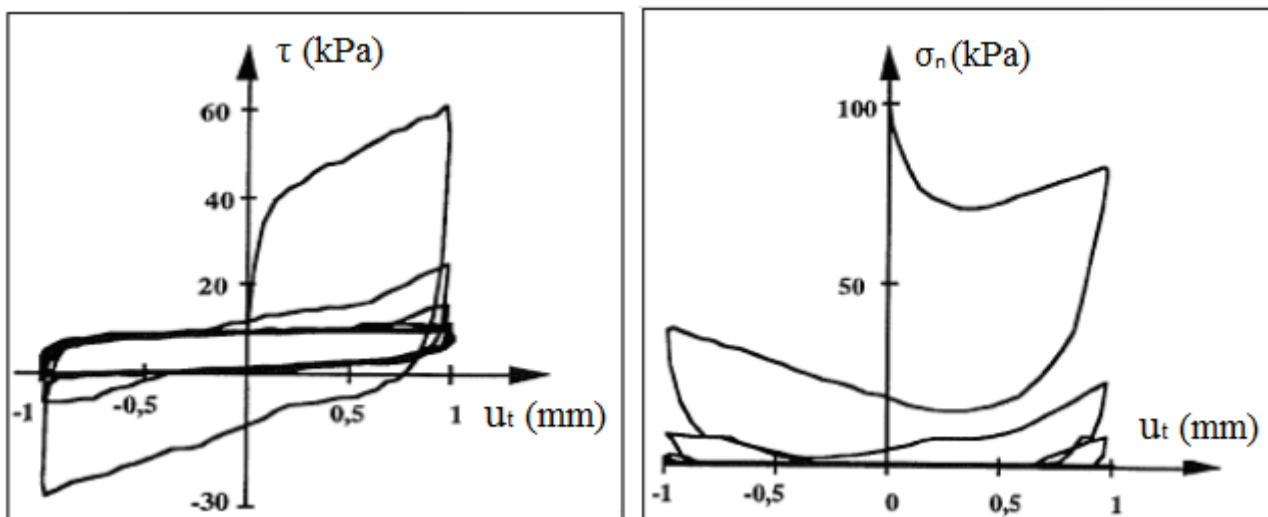


Figure I.10 Evolution de la contrainte de cisaillement  $\tau$  et de la contrainte normale  $\sigma_n$  pour un essai à déplacement relatif tangentiel imposé avec un déplacement normal nul (sable lâche, densité relative : 15 %) (Shahrour et Rezaie, 1997).

#### I.5.4.2. Essai de cisaillement direct simple

L'essai de cisaillement simple est essentiellement utilisé pour l'étude des sols sous sollicitations cycliques et dynamiques ainsi que pour le développement pointus dans le domaine de rhéologie (Jianping, 2010). Un exemple d'appareillage utilisé est présenté sur la figure I-11.

Les résultats obtenus (Song et al, 2004) sont similaires à ceux issus d'essais à la boîte ou d'essais triaxiaux à la différence près qu'il y a une rotation des contraintes principales au cours de l'essai. Des phénomènes d'adaptation, d'accommodation ou de rochet peuvent être observés (figure I-12). Cet appareillage a aussi permis d'établir des résultats concernant l'évolution de la cohésion non drainée d'un sol au cours de cycles de charge et de décharge.

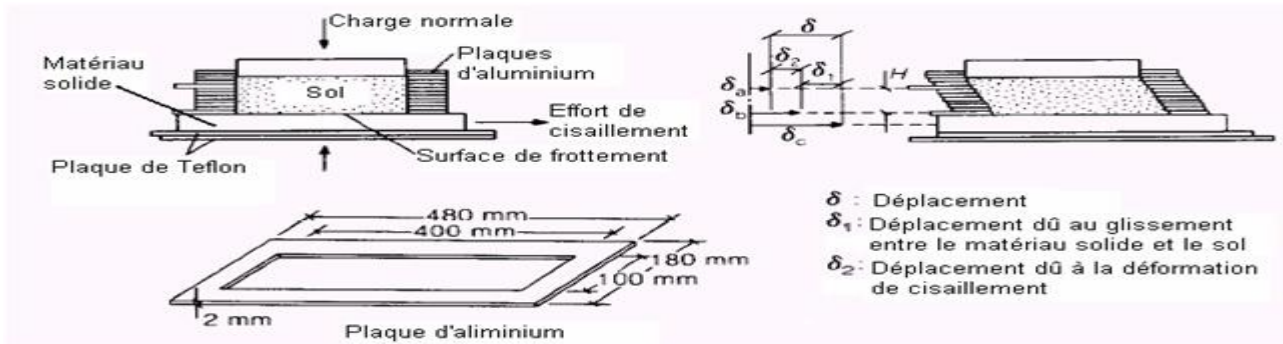
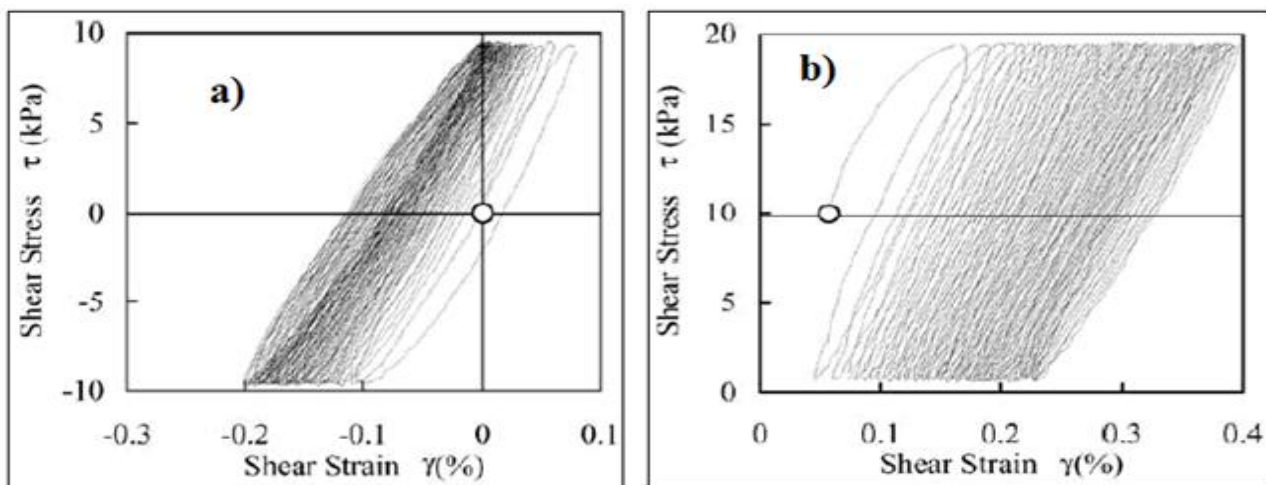


Figure I.11 Principe de l'essai de cisaillement simple (D'après Kishida & Uesugi, 1987).



(a) : Rochet puis accommodation

(b) : Rochet

Figure I.12 Essai de cisaillement simple cyclique

(sable dense, densité relative : 70 %) (Song et al, 2004).

### I.5.4.3. Essai à l'appareil triaxial

L'essai triaxial, comme l'essai de cisaillement à la boîte, permet de déterminer la résistance au cisaillement du sol. L'essai consiste à soumettre une éprouvette cylindrique de sol, à un champ de contrainte uniforme qui a pour composantes une pression de confinement isotrope, appliquée par l'intermédiaire d'un fluide (généralement de l'eau) remplissant la cellule ; un déviateur de contrainte axial, appliqué par l'intermédiaire d'un piston (figure I-13).

L'essai consiste à faire croître le déviateur de contrainte jusqu'à la rupture de l'éprouvette. L'essai triaxial comprend trois grands types d'essais qui couvrent ces différentes configurations :

- Essai consolidé-drainé (CD)
- Essai consolidé-non drainé (CU) avec éventuellement la mesure de la pression interstitielle (CU+u)
- Essai non-consolidé-non drainé (UU).

Dans l'essai non drainé, la pression dans la cellule est maintenue constante, la pression axiale étant augmentée mais sans permettre le drainage de l'éprouvette. Par conséquent, la pression interstitielle évolue au cours de l'essai. Pour l'essai drainé, l'échantillon est toujours drainé, le robinet du réservoir est ouvert pendant l'essai, la pression interstitielle disparaît. Les contraintes mesurées sont effectives. La figure I-14 présente quelques résultats d'essai triaxial cyclique (Hornych, 2006).

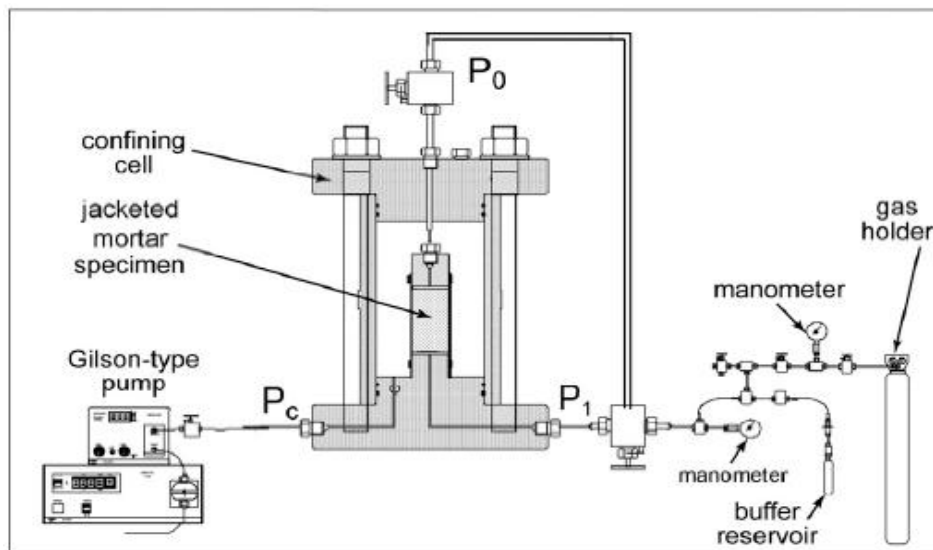


Figure I.13 Machine d'essai triaxial (Chen et al, 2009).

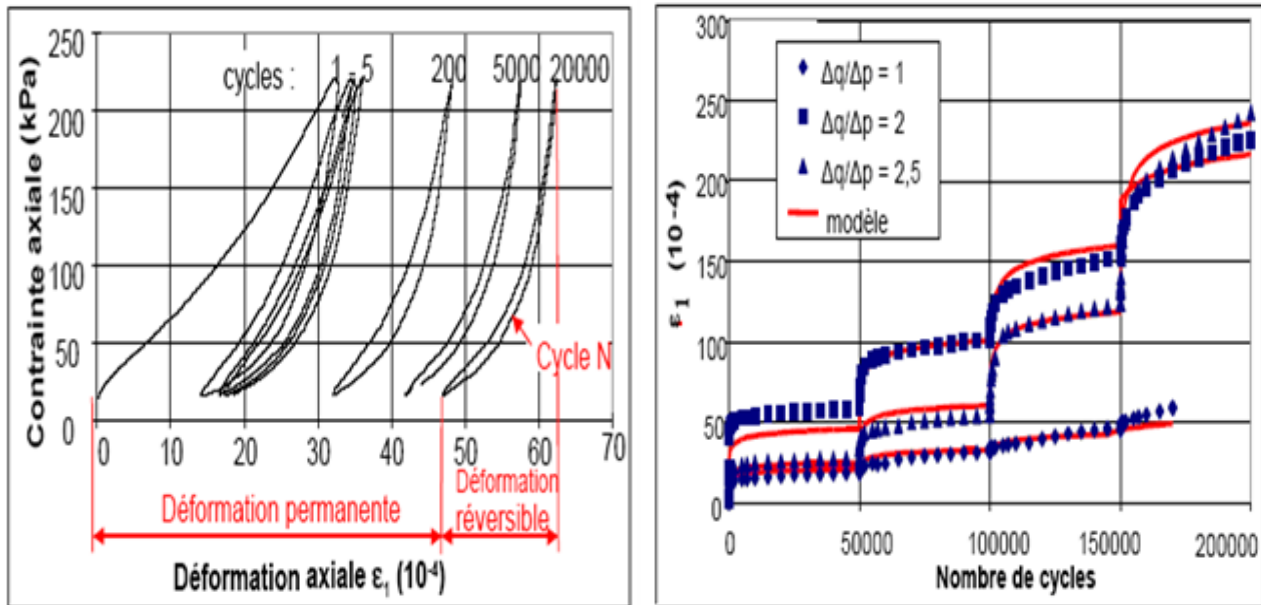


Figure I.14 Résultat d'un essai triaxial cyclique (Hornych, 2006). (a) : Evolution de la déformation axiale et de la contrainte axiale au cours des cycles (b) : Déformation axiale en fonction du nombre de cycles.

## I.6. COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS

L'observation montre généralement que les comportements observés sous sollicitations cycliques s'inscrivent à l'intérieur de courbes enveloppes définies par des comportements monotones limites et que les comportements cycliques sont contrôlés, pour une bonne partie, par des paramètres et des seuils décrivant les comportements monotones (Bretelle et al, 2007). Il est donc important, dans un premier temps, de rappeler les traits de comportement principaux des sols observés sous chargement monotone (partie I.6.1), avant de s'intéresser aux sollicitations cycliques (partie I.6.2).

### I.6.1. Comportement du sol sous sollicitation monotone

L'étude du comportement mécanique des sables en cisaillement monotone soumis à des sollicitations mécaniques simples constitue un préalable nécessaire à la compréhension du comportement observé lors de sollicitations plus complexes (Dupla, 1995).

Le comportement mécanique d'un sable sous chargement monotone ou cyclique présente des phénomènes et propriétés très variées (Saitta, 1994).

Le sable est un matériau granulaire et ses particules sont emballés dans des états allant de très lâche à très dense comme illustré sur la Fig. I-15 en termes de taux de vide par rapport à la

contrainte moyenne effective. Les particules ne sont pas généralement liées et, sous l'action de chargement, ils ont tendance à se réorganiser pour faire face à la charge. Contrairement aux métaux, qui ne présentent des déformations volumétriques lorsque la contrainte moyenne est changée, les sables changer de volume si elles sont cisailées.

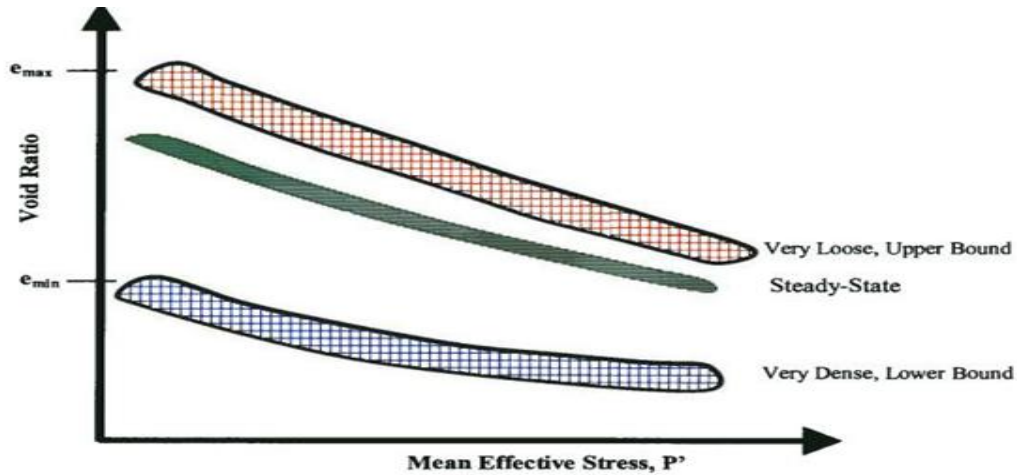


Figure I.15 État de sable  $e-p'$  (D'après Mohmmod Seid-Karbasi, 2009).

La réponse drainée typique d'un sable dense, à différents efforts d'emprisonnement, en termes de rapport d'effort et la contrainte volumétrique contre la contrainte axiale, comme observée dans les essais triaxial, est montrée dans figure I-16 (Fukushima et Tatsuoka, 1984). Le sable relativement dense est vu pour montrer au commencement un comportement contractif, qui change en la dilatation avec davantage de tension (comme représenté dans figure I.16)

Un sable très lâche se contracterait dans tout son chemin de chargement des étapes de chargement initiales. Lee et Seed (1967) ont rapporté le comportement semblable pour des sables des essais triaxial drainé. On observe le même modèle de la réponse de sable dans les essais simples de cisaillement (figure I-17) (Vaid et al, 1981). Comme peut être vu (de figure I-16 et de figure I-17) dans les essais triaxial le rapport de force chute après déformation (axiale) environ de 5% tandis que dans les essais de cisaillement simples, baisse dans le rapport de force est noté seulement pour le sable très dense. Cette différence dans la réponse peut être due à la localisation qui peut se produire dans l'essai triaxial (Byrne, 2007).

En fait, pendant le chargement non drainé, la pression de pore excessive reflète la tendance de contraction des sols granulaires (lâches) une fois soumise au cisaillement. Ceci mène à la réduction de la contrainte effective, et car la rigidité de sol est une propriété dépendante de soumettre à une contrainte-niveau, aux résultats de cette réduction dans le ramollissement matériel.

Le comportement de ramollissement de déformation suivant la résistance au cisaillement maximale initiale est considéré comme état de liquéfaction par NCR (1985). Figure I-18 montre une réponse typique des sables denses et lâches au chargement monotone non drainé comme observé par Castro (1969). Il a effectué les essais triaxial soumettre à une contrainte-commandés sur deux sables à différents rapports vides (appelés le sable A et B) au même effort de emprisonnement.

Sable A exhibé à pression de pore supérieure d'augmentation continue pendant le cisaillement (figure I-18b) avec la perte soudaine de force après une crête.

Sable B a montré une réponse déformation-durcissant (après contraction initiale), avec de la pression de pore excessive décroissante qui est devenue négative, et la force a grimpé jusqu'aux valeurs encore plus haut que ceux obtenus en état drainé.

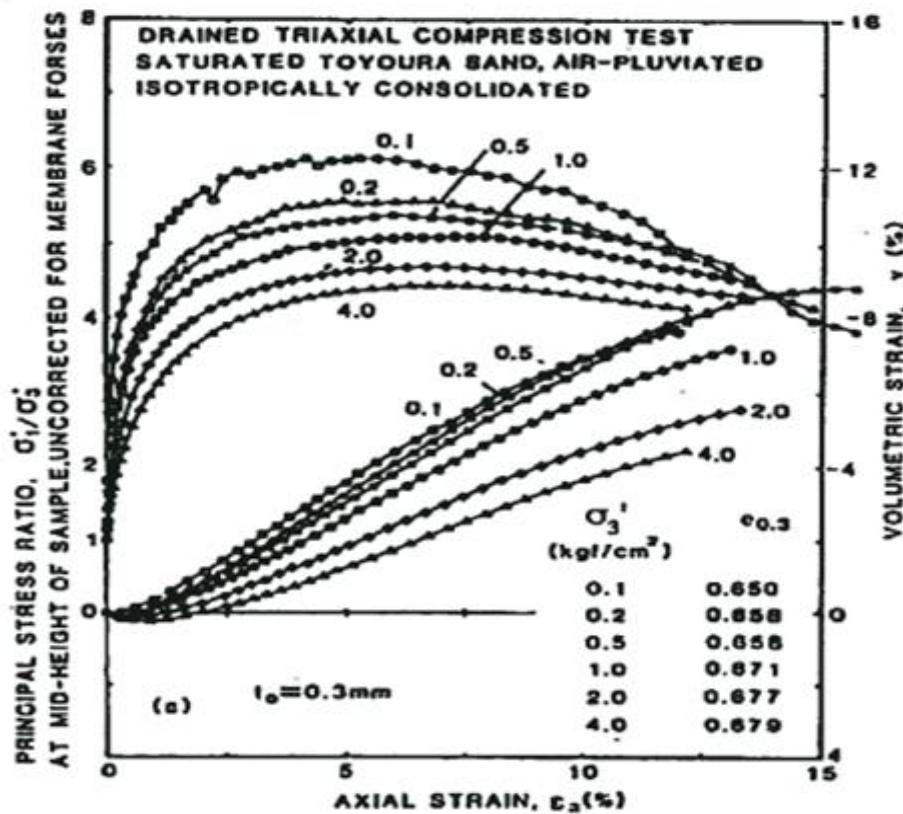


Figure I.16 Résultats d'essai monotone drainé du sable de Toyoura en termes de rapport de contrainte déformation volumétrique. Vs déformation axiale (Fukushima et Tatsuoka, 1984).

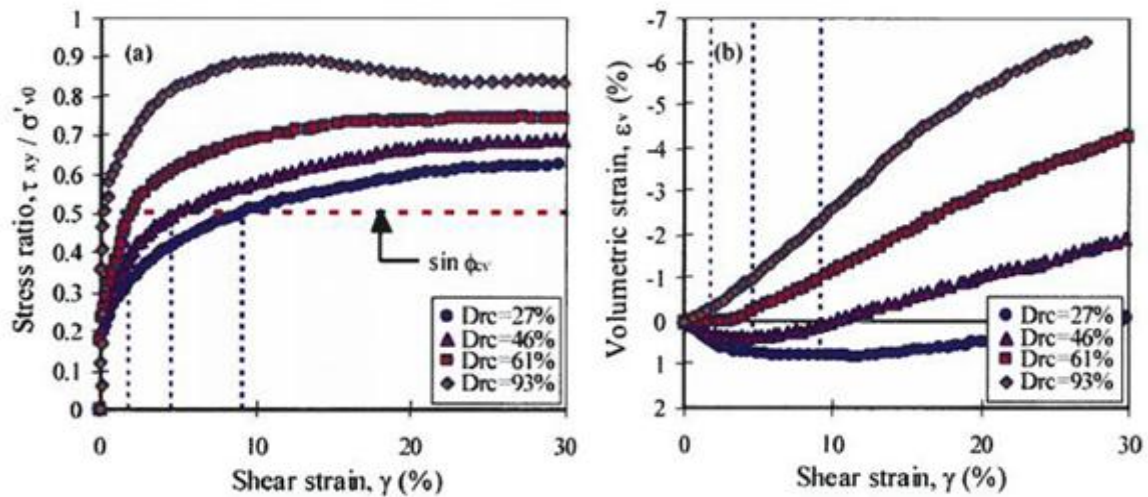


Figure I.17 Réponse du sable d'Ottawa dans l'essai monotone de cisaillement simple drainé, rapportée par Vaid, et al (1981) en termes de (a) contrainte-déformation ; et (b) déformation volumétrique Vs déformation de cisaillement (d'après de Parc, 2005).

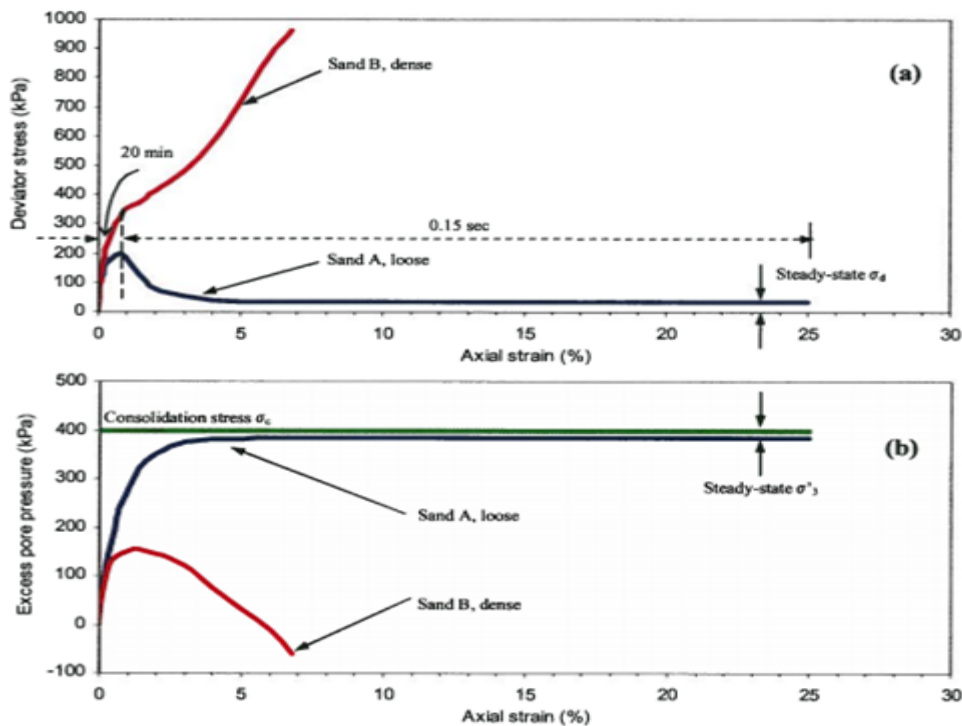


Figure I.18 Comportement des sables denses et lâches dans un essai triaxial monotone non drainé : (a) déviateur de contrainte Vs déformation axiale ; (b) pression de pore excessive Vs déformation axiale (d'après Mahmood Seid- Karbasi, 2009).

### I.6.1.1. Paramètres pour le chargement monotone

#### I.6.1.1.a Les paramètres élastiques

La loi d'élasticité non-linéaire nécessite la connaissance de trois paramètres : le module élastique  $E_0$  le coefficient de Poisson  $\nu_0$  et l'exposant  $n$ .

L'approche classique consiste à évaluer le module d'Young ( $E_0$ ) à partir de la pente à l'origine des courbes déviateur - déformation axiale obtenues à partir des essais triaxiaux drainés comportant des mesures en faible déformation, ou des déchargements à plusieurs pressions de confinement (Figures I.19 et I.20a).

$$E_i = \frac{d\sigma_1}{d\varepsilon_1} = \frac{dq}{d\varepsilon_1} \quad (I.2)$$

Pour évaluer  $E_0$ ,  $n$ , on utilise la valeur à l'origine et la pente de la droite de régression linéaire dans le plan ( $\ln E$ -  $\ln P$ ). En général, la valeur de l'exposant  $n$  est comprise entre 0.3 et 0.7. Le coefficient de Poisson peut être déterminé à partir de la pente à l'origine de la courbe déformation volumique - déformation axiale ( $\varepsilon_v$ -  $\varepsilon_1$ ) (Figure I.19) obtenue à partir des essais triaxiaux drainés :

$$\nu_0 = \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1} \right) \quad (I.3)$$

L'influence d'une variation de 50% de ces paramètres est illustrée dans les figures I.21 et I.22. On note que la variation du module de Young influence à la fois l'évolution du déviateur et des déformations volumique alors que la variation du coefficient de Poisson affecte seulement l'évolution des déformations volumiques.

#### I.6.1.1.b Paramètres intervenant dans la fonction d'écrouissage

Le paramètre  $a$  peut être déterminé en utilisant deux états de contraintes : au pic et au palier (quand la déformation déviatorique devient très grande) (Figure 1.20b) :

$$a = \frac{\left(\frac{q}{p}\right)_{lim}}{\left(\frac{q}{p}\right)_{pic}} \quad (I.4)$$

Le paramètre  $b$  peut être déterminé à partir des essais triaxiaux classiques par calage sur la courbe déviateur-déformation axiale (figure I.19). Les paramètres  $c$  et  $d$  sont déterminés à partir de



l'essai triaxial en considérant la condition d'extremum de la fonction  $R_m$  au pic. En ce point ( $\gamma = \varepsilon_d^p$ ), on a :

$$R_m = 0 \quad \text{et} \quad \frac{dR_m}{d\varepsilon_d^p} = 0 \quad (\text{I.5})$$

La résolution de ce système donne :

$$d = \frac{2}{\gamma} + \frac{ab}{(b+\gamma)^2 \left(1 - \frac{a\gamma}{b+\gamma}\right)} \quad (\text{I.6})$$

$$c = \frac{\left(1 - \frac{a\gamma}{b+\gamma}\right) \exp(d\gamma)}{\gamma^2} \quad (\text{I.7})$$

#### I.6.1.1.c Paramètres intervenant dans la relation d'écoulement

Deux paramètres interviennent dans la relation d'écoulement. L'angle caractéristique ( $\varphi_{cv}$ ) qui représente la pente de la droite séparant les domaines contractant et dilatant dans le plan (p, q). Ce rapport peut être déterminé à partir de plusieurs essais triaxiaux drainés (Figure I.19). Le paramètre  $\alpha_0$  s'obtient par calage sur les courbes déformations volumiques - déformation axiale ( $\varepsilon_v - \varepsilon_1$ ).

L'influence d'une perturbation de ces paramètres est donnée dans les figures I.23 et I.24. On constate qu'une faible perturbation de  $\varphi_{cv}$  affecte sensiblement l'évolution des déformations volumiques et que la perturbation du paramètre  $\alpha_0$  affecte l'évolution des déformations volumiques pour les hauts niveaux de déformations déviatorique.

#### I.6.1.1.d Paramètres intervenant dans l'expression de l'angle de frottement

En rapportant trois points expérimentaux dans le plan de (q-p), on peut tracer une courbe approximative à partir de laquelle on peut déterminer les valeurs des paramètres  $\varphi_B$ ,  $\Delta\varphi$  et  $P_N$  (Figure I.25).

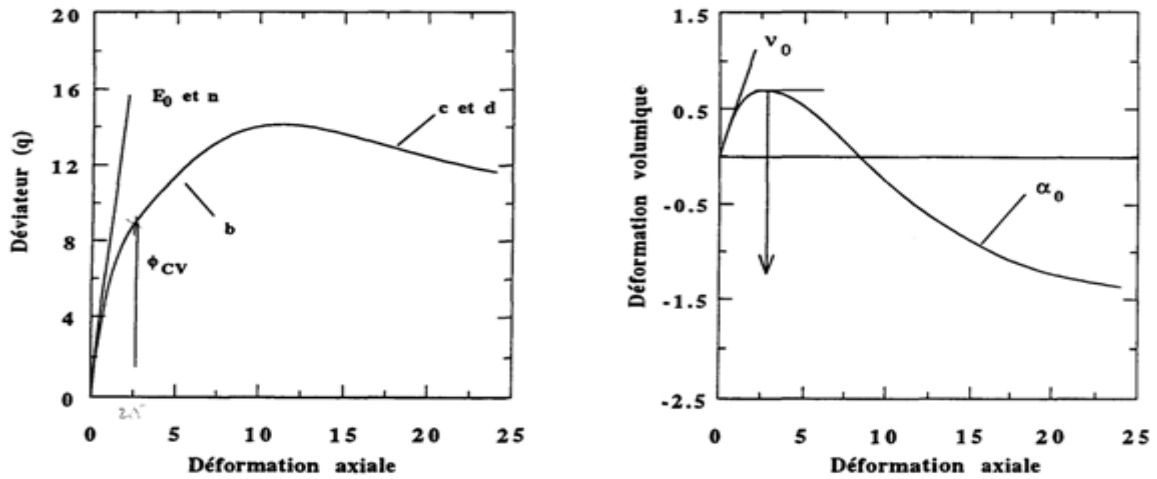


Figure I.19 Principe de détermination des paramètres du modèle à partir des essais triaxiaux (d'après Khoshnavan Azar, 1995).

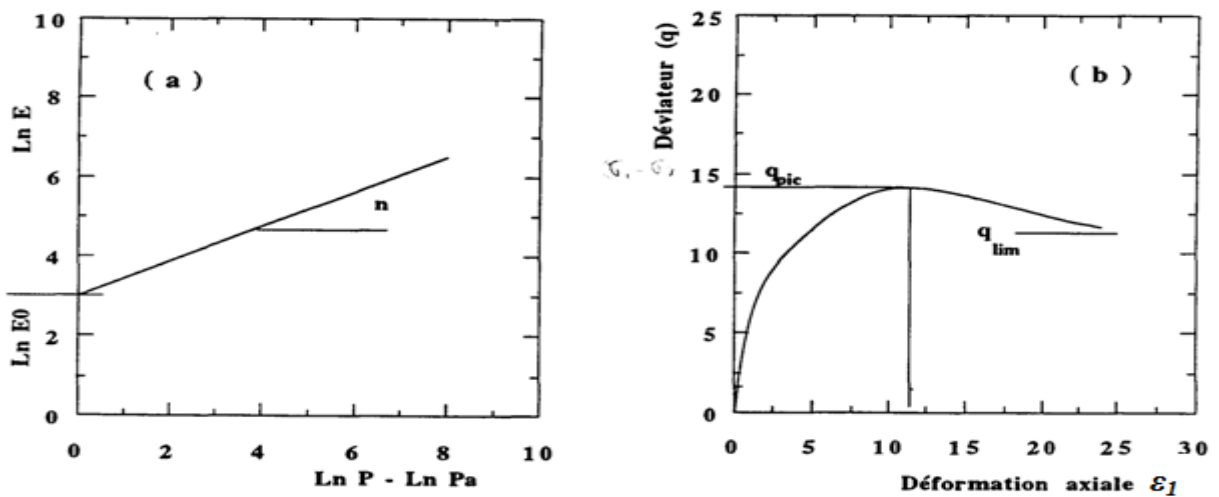


Figure I.20 Détermination des paramètres (d'après Khoshnavan Azar, 1995):

- ( a ) : Paramètres élastiques ( E<sub>0</sub> et n)
- ( b ) : Paramètres de la fonction d'écrouissage

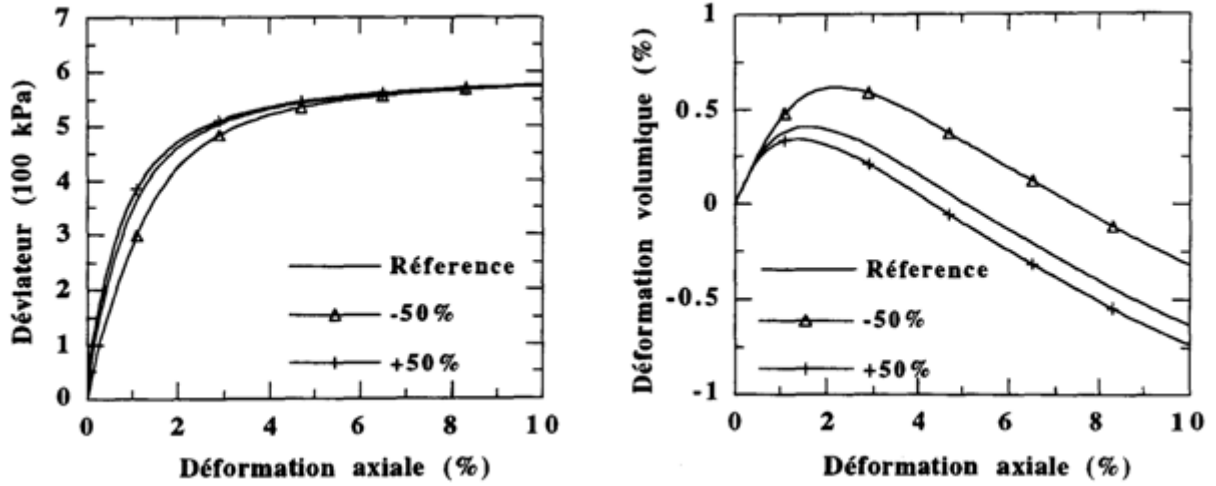


Figure I.21 Effet d'une perturbation de 50% du module d'Young sur un chemin triaxial drainé (d'après Khoshnavan Azar, 1995).

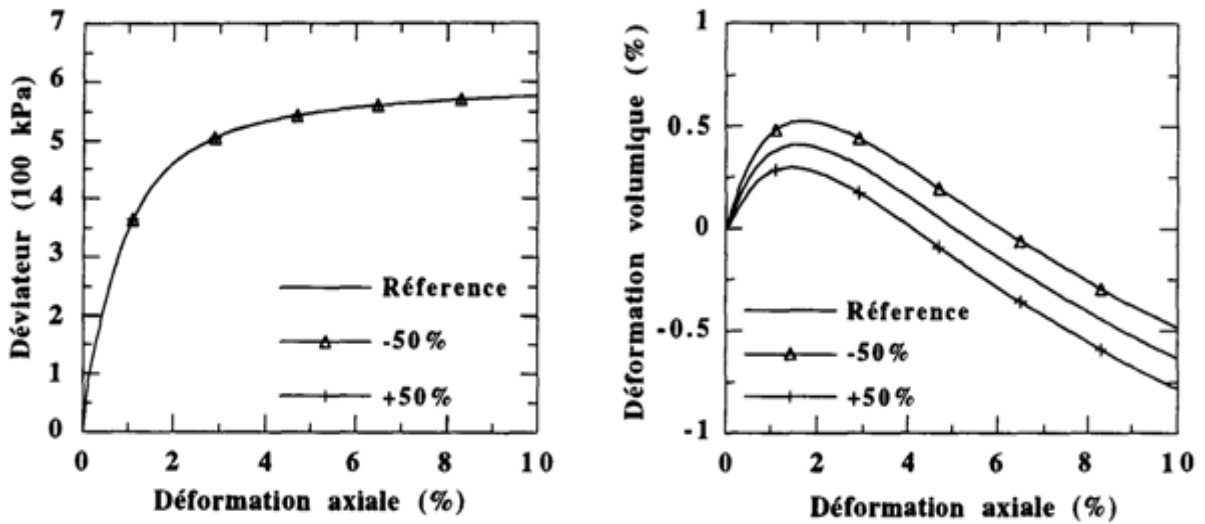


Figure I.22 Effet d'une perturbation de 50% du coefficient de Poisson sur un chemin triaxial drainé (d'après Khoshnavan Azar, 1995).

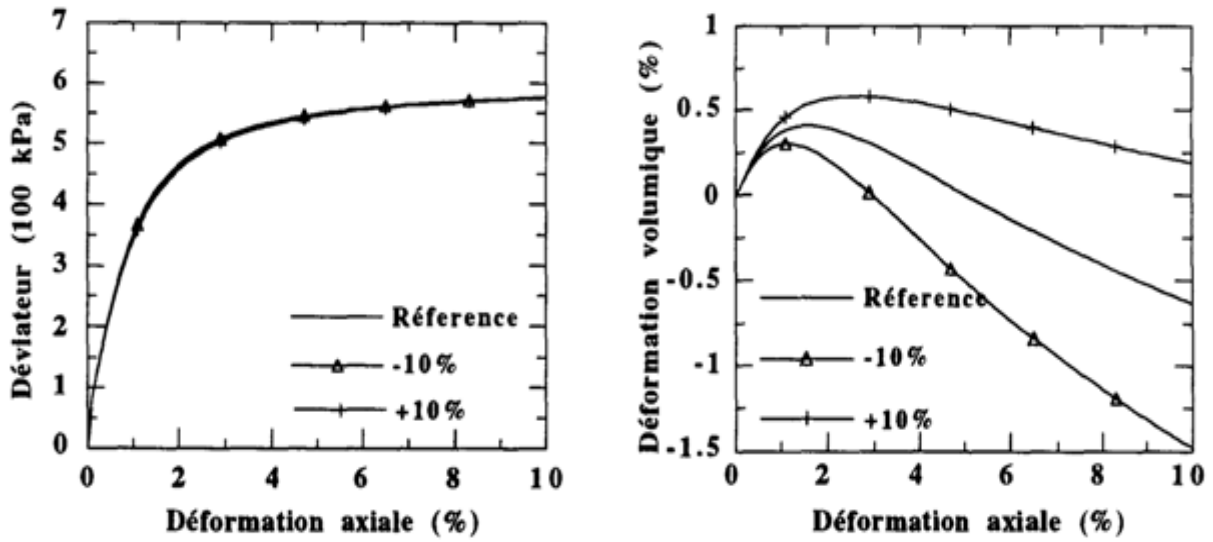


Figure I.23 Effet d'une perturbation de 10% de l'angle  $\phi_{cv}$  sur un chemin triaxial drainé (d'après Khoshnavan Azar, 1995).

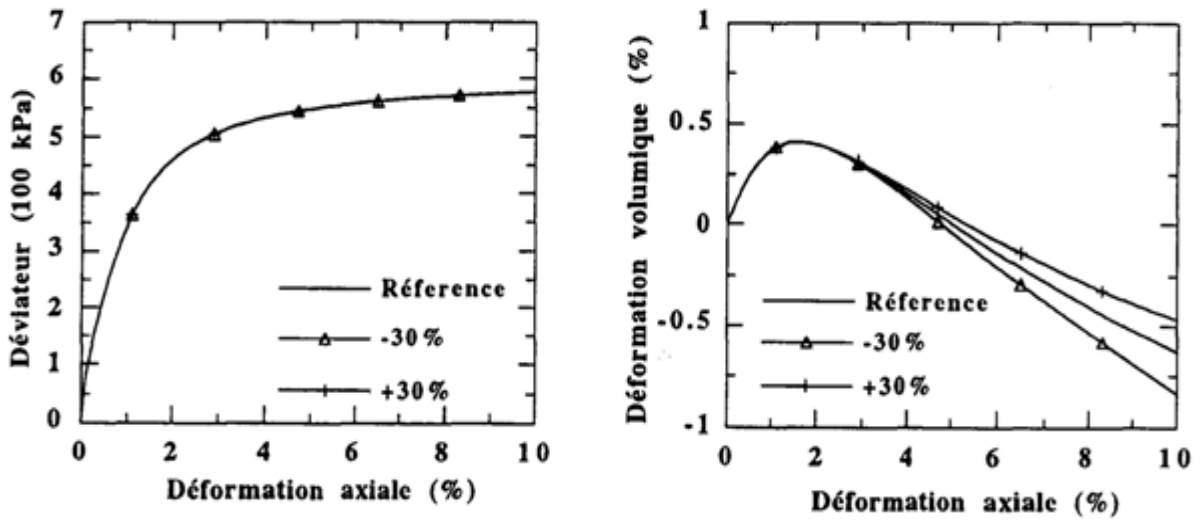


Figure I.24 Effet d'une perturbation de 30% de  $\alpha_0$  sur un chemin triaxial drainé (d'après Khoshnavan Azar, 1995).

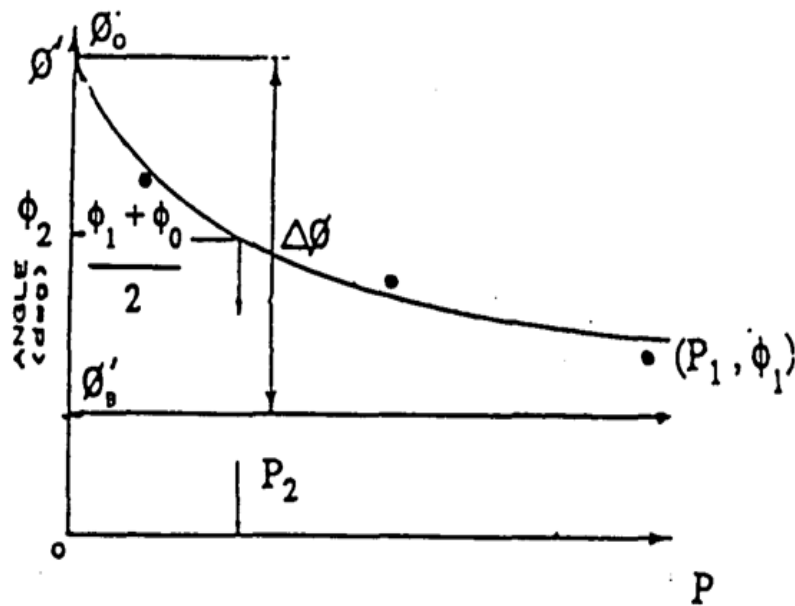


Figure I.25 Détermination des paramètres de l'angle de frottement (d'après Maksimovic, 1989).

### I.6.2. Comportement du sol sous sollicitation cyclique

Le comportement des sols (sables) sous chargement cyclique fait l'objet de nombreuses recherches théoriques et expérimentales à travers le monde. Le domaine d'application du comportement des sols sous chargement cyclique est assez large en mécanique des sols puisqu'il concerne en particulier tous les problèmes de machines vibrantes et de structures soumises à des sollicitations telles que, par exemple, les séismes ou l'action de la houle (Dupla, 1995).

Les sollicitations de type cyclique que l'on rencontre en génie civil se différencient par leur amplitude, leur fréquence, leur caractère dynamique ou non. Les sollicitations de type sismique capables d'entraîner des phénomènes de liquéfaction de massifs de sable par génération de surpressions interstitielles. Ce sont donc des sollicitations d'amplitude relativement élevée, capables d'entraîner des déformations substantielles du matériau, relativement rapides pour entraîner un comportement non drainé d'un sable, assez irrégulières et pouvant présenter un caractère dynamique imposant (phénomènes d'accélération) (Dupla, 1995).

Un sol soumis à un chargement cyclique présente un comportement différent d'un sol chargé statiquement. O'Reilly et Brown (1991) indiquent les principales différences entre ces deux types de chargement. Les principales différences concernent une augmentation de la pression interstitielle dans le sol, une accumulation des déplacements permanents et une variation dans la rigidité du sol. Randolph et Gourvenec (2011) expliquent qu'une chute de résistance au cisaillement dans le sol

peut également être observée au cours d'un chargement cyclique à cause de la variation de la pression interstitielle ou une variation de volume. L'accumulation des déplacements permanents citée par O'Reilly et Brown (1991) a été observée au cours de plusieurs essais de chargements cycliques du sol rapportés dans la littérature (Boyce, 1976 ; Lentz et Baladi, 1980 ; Marr et Christian, 1981 ; O'Reilly et Brown, 1992). Abchir (2016), indique qu'au cours de ce type de sollicitations, le sol subit des déformations réversibles et d'autres irréversibles. Plusieurs travaux rapportent qu'au cours d'un chargement cyclique, les déformations réversibles restent constantes en général jusqu'à l'apparition de la rupture, tandis que les déformations irréversibles augmentent avec le nombre de cycles. La rupture des fondations est souvent associée à une augmentation des déformations irréversibles dans le sol.

Afin de mettre en évidence expérimentalement les paramètres influençant le comportement cyclique des sables, des études en laboratoire ont été effectuées à partir des dispositifs expérimentaux (Saïtta, 1994).

L'étude d'un élément de sol soumis à des sollicitations cycliques suppose la prise en compte de deux problèmes (P.-Y. Hicher, 1979) :

- Un problème de résistance à court terme lié à la succession de chargements cycliques intenses dans des conditions non drainées. En effet sous l'action de chargements cycliques, la résistance du sol peut se trouver être inférieure à celle estimée sous chargements monotones. On parle de fatigue du matériau. Sous l'action d'un chargement cyclique, la structure du sol évolue provoquant une variation de volume. En conditions non drainées, cette variation de volume est empêchée par la faible compressibilité de l'eau. On constate alors un transfert de contraintes : des contraintes effectives vers la pression interstitielle (K.H. Andersen, 2009).
- Un problème de tassement à long terme lié à la dissipation de la surpression interstitielle générée pendant les périodes de chargement intense

Dans le cas des essais cycliques à déformation contrôlée, on obtient deux types de comportements (figure I-26 (a)) :

- Durcissement cyclique : au cours de la sollicitation, le cycle en contrainte a tendance à se redresser (rigidification du matériau).
- Radoucissement cyclique : cas contraire au précédent (ramollissement du matériau).

Les essais cycliques présentés ci-dessus sont des essais alternés, c'est-à-dire que dans le cas des essais à contrainte contrôlée, le déviateur change de signe (compression-extension). Pour les

essais à déformation contrôlée, c'est la déformation axiale qui change de signe. Si la grandeur asservie ne change pas de signe au cours de la sollicitation cyclique, on dit que l'essai est non alterné (figure I-26 (b)).

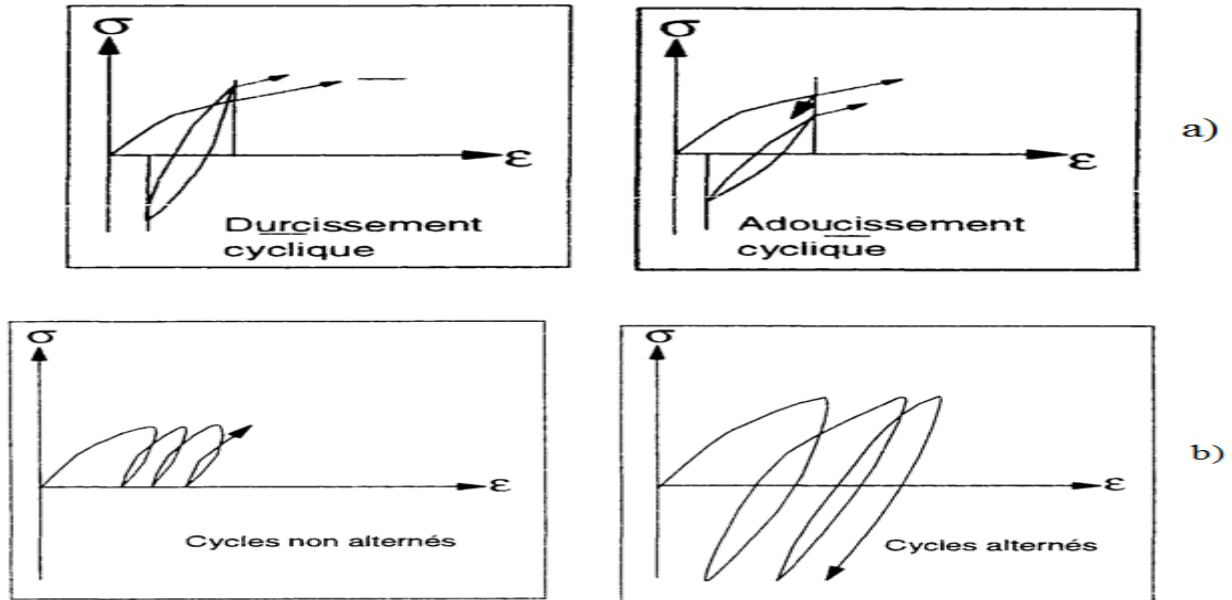


Figure I.26 Différents types de comportement observés sous chargement cyclique : a) à déformation contrôlée ; b) cycles alternés et non alternés (d'après Loret, 1987).

### I.6.2.1. Paramètres influençant le comportement du sol sous chargement cyclique

#### I.6.2.1.a Nature du sol

Abchir (2016) indique que la réponse d'un sol soumis à un chargement cyclique dépend du type de sol. En fait, Randolph et Gourvenec (2011) distinguent les sols argileux et les sols sableux sous ce type de sollicitation. Peuvent être notées qu'au cours d'un chargement cyclique appliqué à une argile, une augmentation ou une dissipation de la pression interstitielle, une dégradation de la résistance au cisaillement non-drainée et une accumulation de déplacements permanents. La réponse d'un sable soumis à un chargement cyclique est liée au potentiel de liquéfaction, à une accumulation des déplacements et à une possible augmentation de la pression interstitielle dépendant de la fréquence du chargement et de la perméabilité du sable.

#### I.6.2.1.b Dégradation cyclique du sol

La dégradation de la rigidité du sol et de la résistance au cisaillement du sol observées au cours d'un essai à déformation cyclique imposée en condition non-drainée est souvent liée à

l'augmentation de la pression interstitielle avec le nombre de cycles. Cette augmentation de la pression interstitielle provoque une diminution des contraintes effectives dans le sol (Abchir, 2016).

Mortezaie et Vucetic (2013) considèrent que l'augmentation de la pression interstitielle n'est pas l'unique raison de la dégradation cyclique de la résistance au cisaillement du sol et de sa rigidité. Cette dégradation peut être également provoquée par une détérioration de la structure du sol et par l'altération des grains. Ainsi, une dégradation cyclique peut être observée dans des sols favorables à une dissipation de la pression interstitielle et à la consolidation à cause de la détérioration de la structure du sol (Hong et al. 2011).

### **I.6.2.1.c Type du chargement cyclique**

Le type de chargement cyclique appliqué au sol influence la réponse de celui-ci. Selon que le chargement cyclique est alterné ou non-alterné, le sol se comporte différemment. Plusieurs auteurs confirment que le chargement cyclique alterné provoque une dégradation de la résistance au cisaillement plus sévère qu'au cours d'un chargement cyclique non-alterné (Karlsruud et al. 1986; Randolph et Gourvenec, 2011; Jardine et al. 2012).

### **I.6.2.2. Les effets des chargements cycliques**

L'ensemble des observations expérimentales caractéristiques des chargements cycliques est décrit dans l'ouvrage de Lemaitre et Chaboche (1985).

- Sous déformation imposée symétrique, les phénomènes de durcissement ou de radoucissement qui se traduisent respectivement par une augmentation et une diminution de la contrainte.
- Sous déformation imposée non symétrique, le phénomène de relaxation de la contrainte moyenne.
- Sous contrainte imposée symétrique, le phénomène d'augmentation ou de diminution des déformations.
- Sous contrainte imposée non symétrique, le phénomène d'accommodation ou de rochet et dans quelques cas le phénomène d'adaptation.

### **I.6.2.3. Principaux types de comportement cyclique**

Sous une sollicitation à amplitude de contrainte contrôlée, on distingue trois types de phénomènes, schématisés sur la figure I.27, à savoir :



- **le rocher** : la déformation augmente d'une manière continue, conduisant ainsi à des phénomènes de rupture comme la liquéfaction ou la mobilité cyclique
- **l'accommodation** : c'est une stabilisation du chemin contrainte-déformation sur une boucle d'hystérésis ;
- **l'adaptation** : après un certain nombre de cycles, la courbe contrainte-déformation présente un chemin réversible, donc un comportement parfaitement élastique.

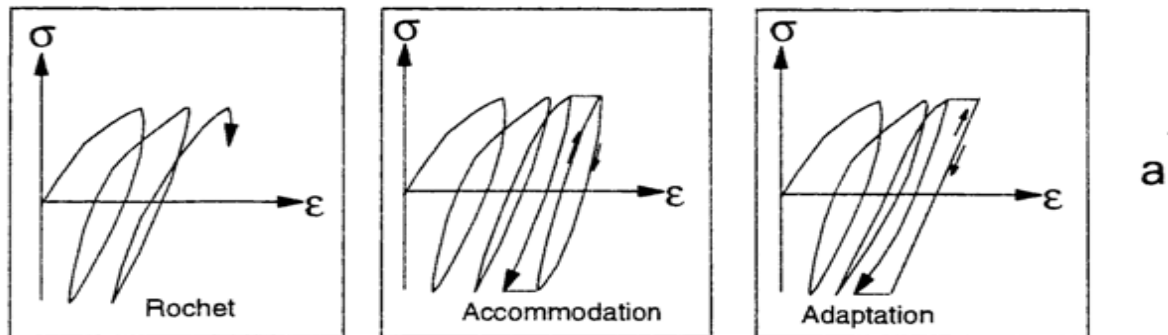


Figure I.27 Divers Comportements Cycliques Facilement Observables A L'appareil Triaxial Conventionnel (d'après Dupla 1995).

#### I.6.2.4. Comportement cyclique en condition drainée

Le concept d'état caractéristique joue un rôle important dans le comportement des sables sous chargement cyclique. En effet, Luong (1980) a montré que la position de la valeur moyenne du déviateur de contraintes par rapport à la droite caractéristique, dans l'espace des contraintes ( $q, p'$ ), gouverne les variations de volume.

La figure I.28 représente, dans le plan ( $q, p'$ ), les zones des différents types de comportement que l'on peut observer à partir d'un essai drainé cyclique quel que soit le chemin de contraintes suivi.

Deux exemples types de résultats d'un essai triaxial cyclique drainé, à amplitude de rapport de contraintes constant, l'un à amplitude faible conduisant à une stabilisation (a), l'autre à plus forte amplitude conduisant à la rupture (b), sont montrés sur la figure I.29, d'après Tatsuoka et Ishihara (1974). Dans les deux cas, les courbes de variation de la déformation volumique  $\varepsilon_v$  en fonction du rapport de contraintes  $q/p'$  montrent que le premier cycle induit une importante déformation de volume. Si l'amplitude des cycles est faible, le matériau se densifie progressivement jusqu'à l'adaptation.

La densification est d'autant plus importante que le sable est lâche. Si, en revanche, le matériau est soumis à une grande amplitude de cycles (un rapport de contraintes au-delà de l'état caractéristique), bien qu'une dilatance soit observée à la fin de chaque cycle, la déformation volumique n'atteint pas de palier de stabilisation, c'est le rocher. Ces résultats ont été confirmés par les travaux de Mohkam (1983) sur le sable d'Hosiun.

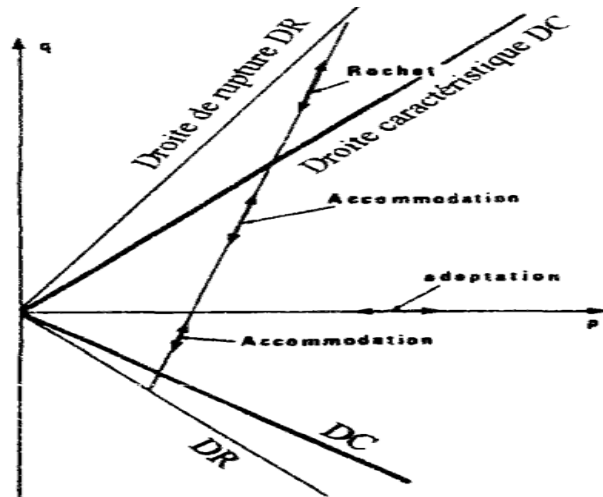


Figure I.28 Zones des différents comportements cycliques drainés du sable d'après Loung (1980).

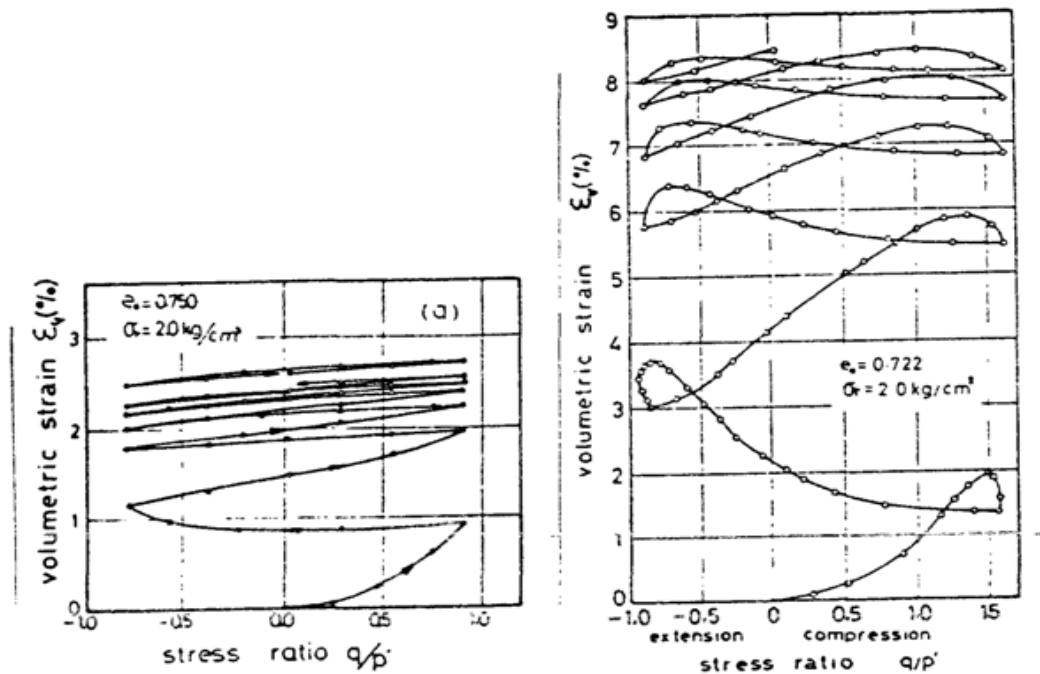


Figure I.29 Déformation volumique dans deux essais triaxiaux cycliques à amplitudes de rapport de contraintes contrôlés, selon Tatsuoka et Ishihara (1974).

### I.6.2.5. Comportement cyclique en condition non drainée

Par analogie avec le comportement drainé, le développement de surpressions interstitielles positives ou négatives dépend du domaine sub-caractéristique ou sur-caractéristique où la sollicitation est appliquée.

La figure I.30 montre les types de comportement observés suivant les différentes zones du plan ( $q$ ,  $p'$ ). Selon Luong (1980), la liquéfaction (au sens d'annulation des contraintes effectives) ne peut avoir lieu que si le déviateur appliqué est autour de l'axe hydrostatique. Ce résultat a été confirmé par les travaux de Hyodo et al. (1991, 1994). Cependant d'autres études (Verdugo, 1992 ; Chern, 1985) ont montré que si le sable est assez lâche, un effondrement suivi d'une liquéfaction peuvent être observés même dans le cas d'un déviateur initial non nul (Figure I.31). Le diagramme de la figure I.30 n'est valable que pour des sables suffisamment denses pour admettre un domaine sur-caractéristique significatif.

On distingue essentiellement deux types de comportement non drainé sous chargement cyclique : la mobilité cyclique et la liquéfaction vraie. L'apparition de l'un ou de l'autre phénomène dépend principalement de la densité et de la contrainte de consolidation.

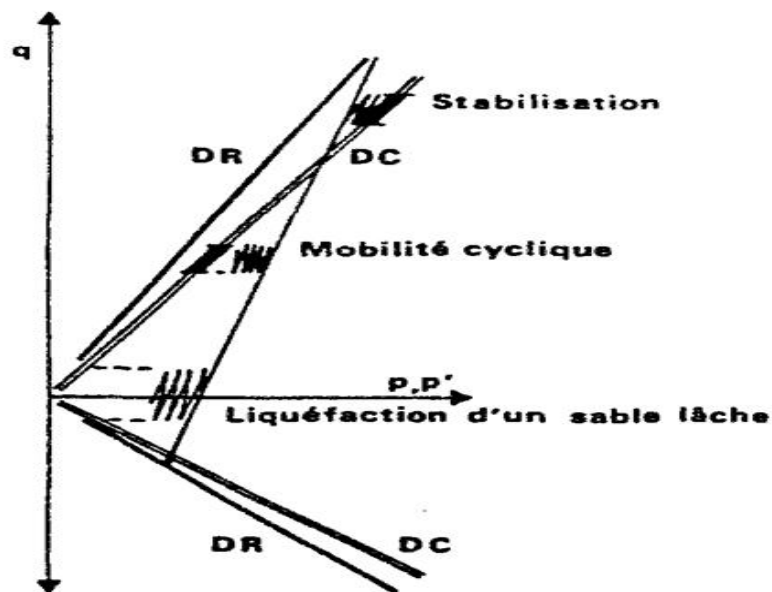


Figure I.30 Zones des différents comportements cycliques non drainés du sable d'après Loung (1980).

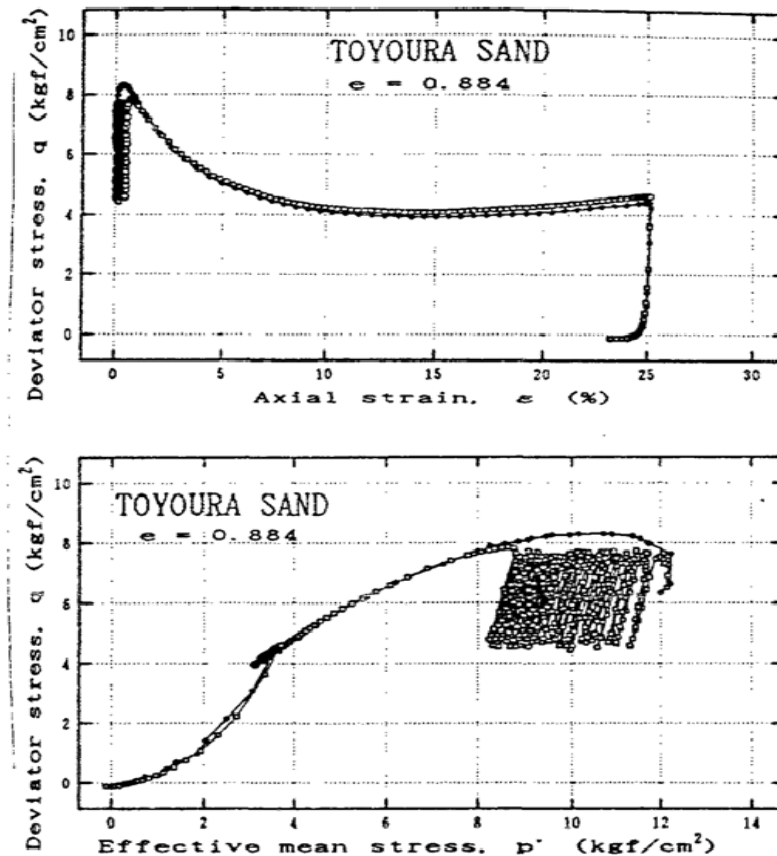


Figure I.31 Liquéfaction à la décharge dans un essai à consolidation anisotrope, Verdugo (1992).

## I.7. CONCLUSION

Cette synthèse bibliographique a permis de faire le point sur les connaissances liées à la résistance au cisaillement. L'objectif des chapitres suivants est d'apporter quelques éléments de réponse à l'ensemble des interrogations soulevées par l'étude bibliographique. L'étude du comportement du sol sous sollicitation monotone et cyclique à partir d'essais homogènes en laboratoire montre la variété des comportements observés. Pourtant, ceux-ci doivent être pris en considération les uns par rapport aux autres. Ainsi, par exemple, la dilatance d'un sable est importante à quantifier autant que son degré de contractance. Dans ce chapitre on a pu fournir une synthèse des appareils pour mesurer la résistance au cisaillement à l'interface au laboratoire. Aussi l'influence de quelques paramètres sur le comportement du sol sous sollicitations cycliques.

# CHAPITRE II

## Généralité Sur L'interface Sol-Structure

### II.1 INTRODUCTION

Le comportement des ouvrages de génie civil tels que les murs de soutènement, les renforcements, les tunnels et les fondations est un problème d'interaction sol-structure.

La réponse sismique d'une structure est influencée par la réponse du site, du chargement sismique et des propriétés mécaniques du sol et de la structure. Les observations et les analyses post-sismiques ont montré que l'interaction sol-structure joue un rôle principal dans les dommages sismiques (Kagawa 1980; Mizuno 1987 et Boulanger et al 1988, 1999).

Généralement, l'interaction sol-structure traduit la modification du mouvement du sol (de la structure) lors d'un séisme ou d'une sollicitation dynamique du fait de la présence de l'autre composant (structure ou sol). Cette interaction est bien entendue plus ou moins importante suivant la nature du sol, les caractéristiques de l'ouvrage et son mode de fondation (centrales nucléaires, centrales électriques, réservoirs de gaz liquéfié (GNL), barrages,...etc.).

Ils y a plusieurs aspects nécessitent une étude approfondie, pour résoudre un problème d'interaction sol-structure, à savoir : la définition de l'aléa sismique et du mouvement résultant, l'étude du comportement du sol sous chargement cyclique, l'évaluation de la réponse du sol en champ libre et celle des structures sous chargement dynamique.

La première partie de ce chapitre vise à proposer une synthèse des méthodes de calcul de la portance d'un pieu soumis à une charge monotone. Quatre méthodes de calcul de portance sont décrites dans cette partie. De plus, les principaux paramètres influençant la portance du pieu sont détaillés. Ces paramètres sont le mode d'installation du pieu, l'effet du temps, l'effet des groups du pieux, la vitesse de chargement et la rigidité du pieu.

La seconde partie du présent chapitre propose une synthèse bibliographique du comportement d'un pieu soumis à une sollicitation cyclique. Dans cette partie, les différentes approches permettant d'estimer la dégradation du frottement axial cyclique.

## II.2 COMPORTEMENT DE L'INTERFACE

A présent, il est communément admis que, dans le cadre de l'étude de l'interaction sol-structure, la transmission des efforts, de la structure vers le sol, se fait à travers une fine couche de sol en contact avec la structure appelée "**interface**".

L'interface est le siège de phénomènes mécaniques complexes : elle génère des localisations de déformations et des concentrations de contraintes significatives. Ces phénomènes sont fortement influencés par les caractéristiques mécaniques du sol granulaire et de l'élément structural, généralement très contrastés.

La rupture est souvent observée au sein de cette couche. Il en résulte que, pour une modélisation correcte d'un ouvrage en géotechnique construit dans des sables, il est important de prendre en compte le comportement particulier de cette interface. On trouve l'interface dans l'interaction béton-acier, sol-pieu, deux blocs rocheux, deux types de sols différents, sol-soutènement,...etc.

### II.2.1 Caractérisation du comportement de l'interface sol-structure

#### II.2.1.1 Définition de l'interface sol-structure

Boulon (1988) définit les interfaces sol-structure comme étant de purs concepts. Ils sont, dit-il, constitués principalement par une partie du sol au contact avec la structure, et secondairement, parfois, par quelques particules arrachées à la structure.

Hoteit (1990) définit l'interface comme étant une limite commune de deux systèmes permettant des échanges entre ceux-ci.

Hassan (1995) définit l'interface comme une frontière commune à deux systèmes différents à travers laquelle des échanges ont lieu. Elle est également décrite comme une discontinuité entre deux matériaux aux propriétés différentes (Desai et Rigby 1995) ou, encore, comme une zone mince de sol "remanié" (perturbé) au contact direct de la structure (Desai et Toth 1996 ; De Gennaro 1999 ; Karabatakis et Hatzigogos 2002 ; Gaba et al, 2003). D'un point de vue géométrique, l'interface sol-structure est définie comme la fine zone de sol qui se forme entre la surface de la structure et le volume de sol l'entourant (De Gennaro 1999 ; Cai et Ugai 2002).

Les problèmes d'interaction sol-structure ainsi que les problèmes reliés à la mécanique des joints dans les roches dépendent principalement du comportement de cette interface. La réponse des systèmes sol-structure comme les fondations profondes et superficielles, les tunnels, les murs de soutènement, la terre armée, aux chargements monotones ou cycliques est ainsi influencée par les caractéristiques des interfaces.

Le cisaillement de l'interface sol-structure est influencé par la variation de quelques paramètres dont les plus importants sont la contrainte normale, la rugosité et la densité.

### **II.2.1.2 Caractérisation expérimentale de l'interface**

Physiquement, la couche d'interface définie précédemment, permet le transfert du chargement de la structure vers le sol. Pour déterminer les caractéristiques de cette couche mince, plusieurs types d'expérimentations ont été réalisés. On peut classer les essais d'interface en essais à contrainte normale constante "CNC" (Wernick 1978 ; Al-Douri et Poulos 1991 ; Tabucanon et Airey 1992 ; De Gennaro 1999 ; Frih 2005 ; Dumitrescu 2005), à volume constant "VC" (Schlosser et Guilloux 1981 ; Lerat 1996) ou à rigidité normale constante "RNC" (Johnston et al. 1987 ; Hoteit 1990 ; Evgin et Fakharian 1996 ; Ghionna et Mortara 2002) (Fig. II.1).

D'après les propos de Schlosser et Guilloux (1981), on pourrait déduire que l'essai le plus représentatif de la réalité est celui à volume constant ; en effet les auteurs affirment que la mise en traction (ou en compression) d'une inclusion dans le sol produit des contraintes de cisaillement dont les valeurs ne sont significatives que dans une zone limitée autour de l'inclusion. Dans cette zone, le sol a tendance à augmenter de volume par suite de la dilatance, mais s'en trouve en partie empêché par le reste du sol.

Il en résulte une augmentation importante de la contrainte normale sur le pourtour de la zone de cisaillement et par suite à la surface de l'inclusion : c'est le phénomène de dilatance empêchée. Par ailleurs, les essais à contrainte normale constante et à volume constant ont été considérés par plusieurs auteurs comme des chemins de cisaillement extrêmes contrairement à l'essai à rigidité normale constante qui est considéré comme un chemin intermédiaire qui permet de bien simuler les conditions réelles de frottement (Boulon 1988 ; Hassan 1995 ; Fakharian et Evgin 2000 ; Ghionna et Mortara 2002, Pra-ai, 2013).

Une autre classification des essais d'interface consiste à les diviser en essais de cisaillement direct qui sont présentés comme des dispositifs simples où l'on impose au sol de glisser par rapport à l'interface et essais de cisaillement simple qui se différencient des précédents par le fait que la surface de l'interface sol/matériau reste constante tout au long de l'essai et par l'identification séparée des composantes de déplacement (glissement, cisaillement) (Said, 2006).

## II.2.2. Observations expérimentales du comportement de l'interface

Les observations expérimentales sont classées selon le type de sollicitation (CNC, VC ou RNC) (Fig. II.1).

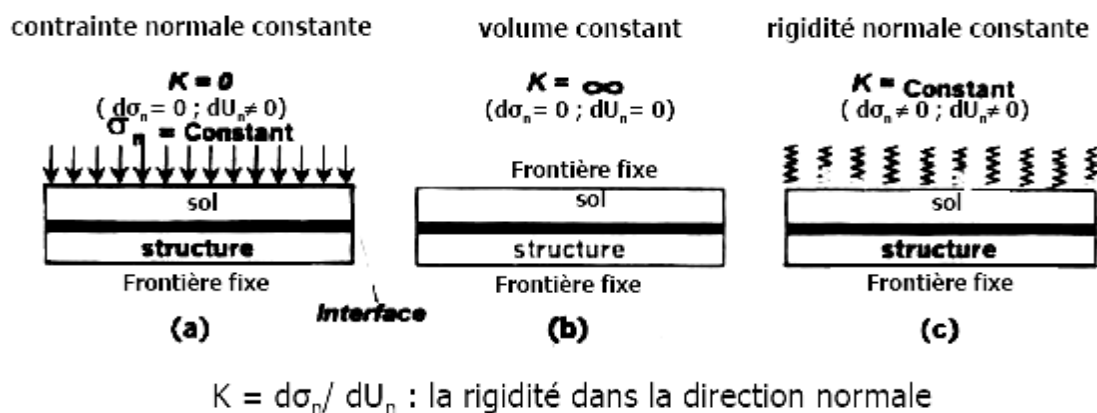


Figure II.1 Conditions aux limites dans la direction normale de l'interface (a) CNC, (b) VC, (c) RNC (Evgin et Fakharian 1996).

Dans le cas d'essais d'interface à contrainte normale constante, l'interface peut se contracter ou se dilater librement. Dans ce cas, les courbes typiques des essais de cisaillement sont, d'une part, l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement tangentiel relatif ( $\tau$ ,  $u_t$ ) et, d'autre part, l'évolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel relatif ( $u_n$ ,  $u_t$ ).



Une augmentation progressive du frottement est observée jusqu'à une condition de rupture (pic ou palier). La présence d'un pic de résistance au cisaillement se produit pour des sables denses. Ce pic est généralement suivi d'une phase de radoucissement puis d'une stabilisation du frottement (Fig. II.2).

Du point de vue volumique, le phénomène de contractance-dilatance se traduit par une décroissance du déplacement normal (phase contractante) puis une croissance (phase dilatante) jusqu'à une stabilisation. La condition de contrainte normale constante est la plus fréquente et la plus simple à reproduire du point de vue des conditions aux limites.

Enfin, la condition de rigidité normale constante (déplacement normal et contrainte normale variant proportionnellement suivant un rapport  $K$  constant) permet de présenter l'évolution de la contrainte normale et du déplacement normal qui reproduit l'état de dilatance ou de contractance de l'interface (Said, 2006).

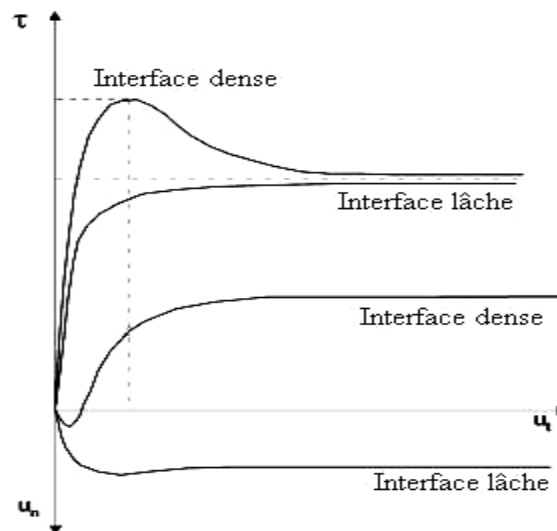


Figure II.2 : Réponses mécaniques typiques de l'interface à CNC.

Les interactions sol-fondation-structures dépendent de l'ensemble des rigidités du sol, de la fondation et des structures. On distingue quatre modes d'interactions :

- ✚ effets des mouvements du sol sur le comportement des structures ;
- ✚ action des structures sur le sol environnant ;
- ✚ interaction entre structures voisines par l'intermédiaire du sol (tunnels peu profonds, intersection de galeries, pieux, etc.) ;
- ✚ effet du renforcement des sols (pieux, géosynthétiques, armatures, ancrages, etc.)

## II.3 INFLUENCE DE LA CONTRAINTE NORMALE SUR L'INTERACTION SOL-STRUCTURE

La plupart des auteurs (Hassan 1995 ; Lerat 1996 ; Evgin et Fakharian 1996 ; De Gennaro 1999 ; Reddy et al. 2000 ; Ghionna et Mortara 2002 ; Hu et Pu 2004 ; Frih 2005 ; Dumitrescu 2005) constatent que la résistance au cisaillement augmente proportionnellement à l'augmentation de la contrainte normale imposée. Quant aux variations volumiques, les observations expérimentales montrent une contractance plus forte quand la contrainte normale initiale est élevée et une dilatance plus prononcée pour les contraintes normales les plus faibles (Fig. II.3).

Pour une contrainte normale plus grande, la valeur de pic du coefficient de frottement apparent diminue et un déplacement tangentiel relatif plus important est requis pour mobiliser le pic de la contrainte de cisaillement (Fakharian et Evgin 1996).

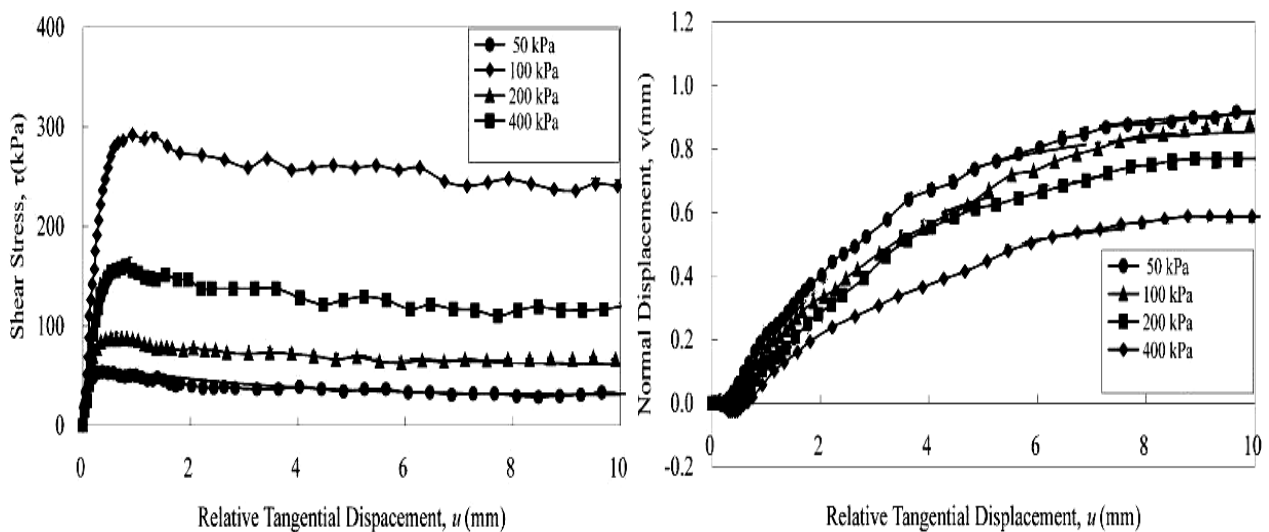


Figure II.3 Influence de la contrainte normale sur le comportement de l'interface sable dense-acier (Hu et Pu 2004).

## II.4. COMPORTEMENT D'UN PIEU ISOLE SOUS CHARGEMENT MONOTONE

Pour apprécier le comportement d'un pieu isolé sous chargement cyclique, il est nécessaire de comprendre d'abord son comportement sous chargement monotone.

### II.4.1. Généralité sur les pieux

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles. Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes. Les trois parties principales d'un pieu sont : la tête, la pointe et le fût compris entre les deux (Addaci, 2012).

Usuellement les pieux sont utilisés lorsque les sols de surface sont de faible résistance mécanique. Ils permettent de transmettre les efforts appliqués par les ouvrages aux couches profondes et résistantes.

La capacité portante d'un pieu en compression  $Q_{uc}$  est considérée comme étant la somme de la résistance mobilisable à l'interface sol-pieu (frottement latéral le long du fût  $Q_s$ ) et la résistance disponible sous la pointe  $Q_p$ . En traction, en négligeant le poids du pieu, la capacité portante  $Q_{ut}$  est égale au frottement latéral le long du fût  $Q_s$  (Figure II.4).

$$Q_{uc} = Q_s + Q_p \text{ et } Q_{ut} = Q_s \quad (\text{II.1})$$

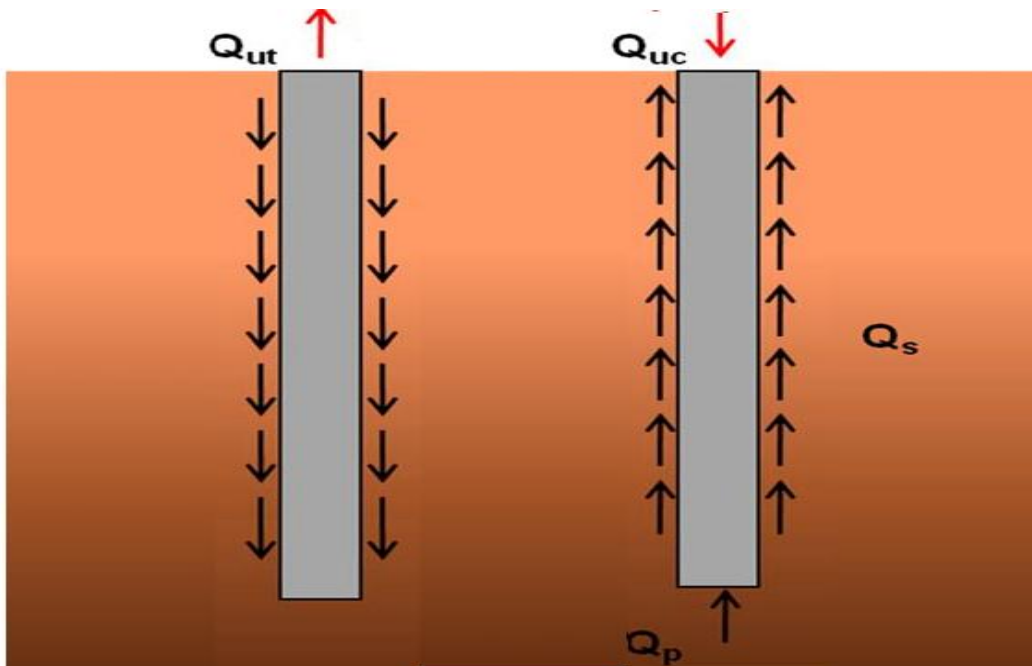


Figure II.4 schéma de la mobilisation du frottement latéral et la résistance de la pointe d'un pieu en compression et en traction (Benzaria, 2013).

### II.4.2. Le rôle des pieux

Lorsque le sol situé immédiatement sous les ouvrages ne présente pas des qualités de portance suffisantes, les pieux constituent une solution de fondations profondes. La figure II.5 montre les différents cas de résistance des pieux.

Les pieux contribuent parfois indirectement aux fondations, leur rôle étant uniquement d'améliorer les performances du sol, soit comme pieux de compactage soit comme drains ; dans ce dernier cas, ils sont constitués de matériau drainant (sable, gravier, mèche de fibre, etc.).

Ils sont utilisés également pour résister à :

- des efforts latéraux (poussée des terres, efforts dus au vent ou au freinage, etc.).
- des efforts de traction : ils ont alors un rôle d'ancrage (fondations de pylônes).

Dans ces derniers cas, il est préférable de les incliner dans la direction des efforts résultants pour réduire les effets de flexion auxquels, ils résistent mal, par leur forme élancée.

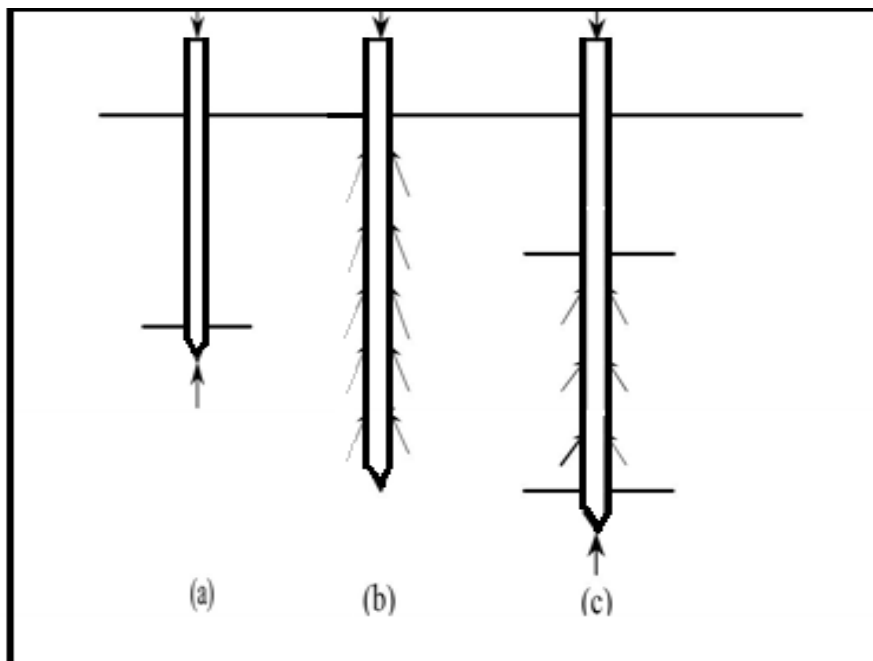


Figure II.5 Résistance des pieux ; (a) résistance du sol sous la pointe du pieu ; (b) résistance due au frottement latéral seul ; (c) résistance du sol sous la pointe du pieu, combinée avec la résistance due au frottement latéral, sur tout ou partie du pieu (c'est le cas le plus courant).

### II.4.3. Classification des pieux

(Rakotonindriana, 2009) classifie les pieux en fonction de la rigidité on dit que le pieu est souple, semi rigide, ou rigide. En 1960, Matlock et Reese ont propose des solutions typiques pour le dimensionnements des pieux en fonction de la rigidité du pieu (souple ou rigide) voire la figure (II.6). En France, la classification des pieux est similaire à celles décrites ci-dessus. Pour un pieu, on définit dans un sol donné, une longueur de transfert  $l_0$  (Ménard et al. 1969 ; Frank, 1999).

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4.E_p.I_p}{E_s}} \quad (II.2)$$

Avec  $E_p$ : module d'élasticité du pieu [kN/m<sup>2</sup>]

$I_p$  : moment d'inertie de la section transversale du pieu [m<sup>4</sup>];

$E_s$  : module d'élasticité du sol [kN/m<sup>2</sup>].

On compare alors la fiche du pieu à cette longueur de transfert (figure II.6). Si la fiche du pieu est supérieure à  $3.l_0$ , on dit que le pieu est souple, si elle est inférieure à  $l_0$ , on dit qu'il est rigide, et il est semi-rigide entre  $l_0$  et  $3.l_0$ .

La classification d'un pieu soumise à un chargement latérale ne dépende donc pas uniquement du caractéristique mécanique du pieu, mais aussi des caractéristiques mécaniques du sol. Ces données permettent de classifier le pieu comme rigide (pieux courts), semi-rigide ou souple (pieux longs). Le pieu souple fléchit tandis que le pieu rigide tourne sous l'effet d'une charge latérale (Broms, 1964 ; Turner et al. 1987).

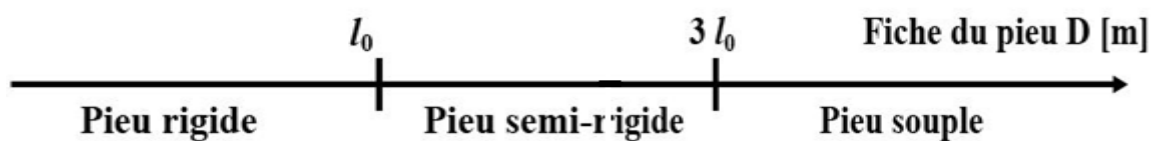


Figure II.6 Classifications des pieux selon Fasicule 62- Titre V (Frank, 1999).

### II.4.4. Méthodes De Prévision De La Capacité Portante Des Pieux

L'estimation de la capacité portante des pieux sous chargement axial passe par une estimation séparée du frottement latéral et de la résistance de pointe. Les méthodes sont souvent empiriques ou semi-empiriques et dérivées soit de résultats d'essais de laboratoire soit de mesures in situ (Benzaria, 2013). Dans ce qui suit, on passe en revue l'évolution de la pratique en matière de

conception pour estimer la capacité portante des pieux. On peut distinguer trois familles de méthodes :

- calculs en contraintes totales : méthodes du coefficient d'adhérence (alpha) ;
- calculs en contraintes effectives : méthodes du coefficient (bêta) ;
- calculs basés sur les essais in situ : essai pénétrométrique (CPT) et essai pressiométrique (PMT).

#### II.4.4.1 Méthode des contraintes totales

La méthode des contraintes totales demeure l'approche la plus communément utilisée dans la pratique afin d'estimer la portance des pieux installés dans l'argile.

##### ❖ Calcul du frottement limite

L'Institut Américain du Pétrole API (2011) propose l'équation (II.3) pour estimer le frottement latéral limite  $\tau_f$  à une profondeur donnée  $z$  de l'interface sol pieu. Dans cette équation  $C_u$  est la résistance de cisaillement du sol non-drainée et  $\alpha$  est un facteur adimensionnel.

$$\tau_f = \alpha \cdot C_u \quad (\text{II.3})$$

Historiquement, les premières corrélations proposées (Figure II.7) ont montré que le rapport entre  $\tau_f$  et  $C_u$  était non linéaire et que le coefficient  $\alpha$  décroissait lorsque la résistance au cisaillement non drainée du sol augmentait (Tomlinson, 1957 ; Peck, 1958 ; Woodward et al. 1961 ; Kerisel, 1965 ; API RP2A, 1975).

Les formulations plus récentes introduisent l'effet de la surconsolidation. Par exemple, l'API RP 2GEO (2011) recommande d'utiliser les formules (II.4) et (II.5) pour déterminer le facteur  $\alpha$ .

$$\alpha = 0.5 \left( \frac{C_u}{\sigma'_{v0}} \right)^{-0.5} \quad \text{Si} \quad \frac{C_u}{\sigma'_{v0}} \leq 1 \quad (\text{II.4})$$

$$\alpha = 0.5 \left( \frac{C_u}{\sigma'_{v0}} \right)^{-0.25} \quad \text{Si} \quad \frac{C_u}{\sigma'_{v0}} > 1 \quad (\text{II.5})$$

Avec  $\alpha$  : facteur d'adhérence adimensionnel  $\leq 1$

$C_u$  : résistance au cisaillement non drainée

$\sigma'_{v0}$  : contrainte verticale actuelle

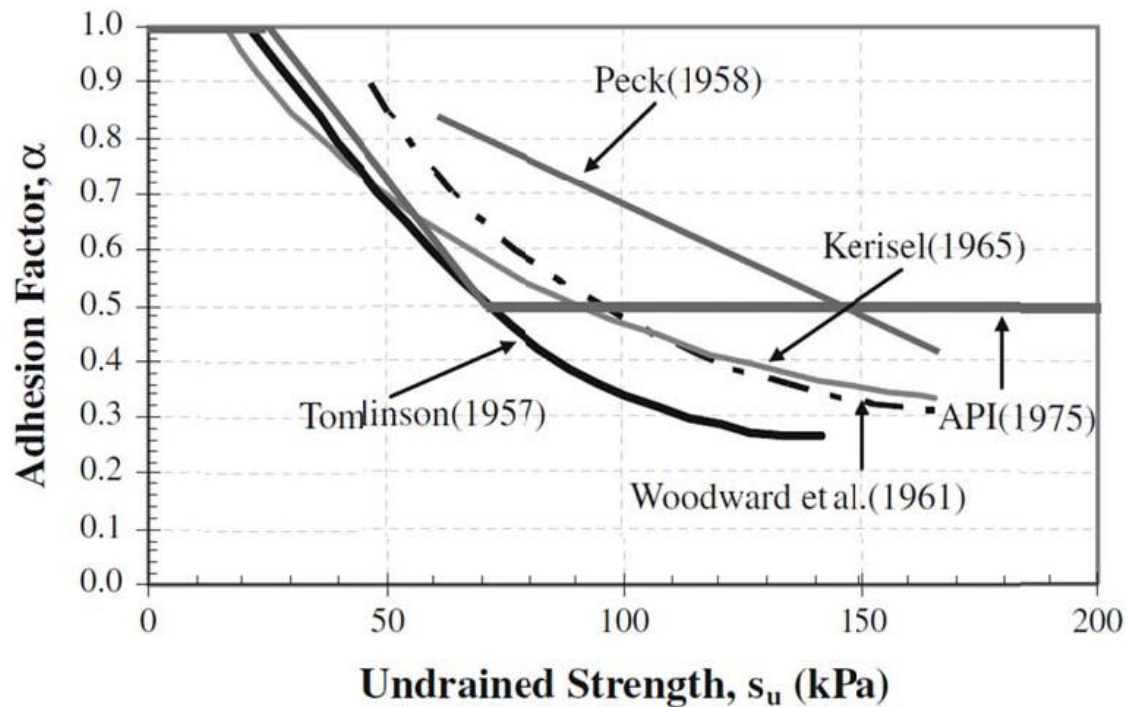


Figure II.7 évolution du facteur d'adhérence  $\alpha$  en fonction de la résistance au cisaillement non drainé  $C_u$  (Chow, 1997).

#### ❖ Calcul de la résistance de pointe

La résistance unitaire limite à la base du pieu  $q_p$  est calculée selon l'équation (II.6) d'après les règles de l'API (2011).

$$q_p = 9 C_u \quad (\text{II.6})$$

Avec  $C_u$  : cohésion non drainée.

#### II.4.4.2. Méthode des contraintes effectives

##### ❖ Calcul du frottement limite

Les méthodes en contraintes effectives se sont développées pour proposer des modélisations plus réalistes du comportement du sol autour du pieu. Ces méthodes sont connues sous le nom de méthodes du coefficient  $\beta$ , lequel exprime une relation directe entre le frottement limite  $\tau_f$  et la contrainte effective verticale  $\sigma'_{v0}$  (équation II.7)

$$\tau_f = \beta \cdot \sigma'_{v0} \quad (\text{II.7})$$

Le coefficient  $\beta$  est donné par différents auteurs, Burland (1973) a préconisé la relation (II.8)

$$\beta = K \cdot \tan \delta \quad (\text{II.8})$$

Avec  $K$  : le coefficient de pression de terre reliant la contrainte normale effective agissant autour des pieux à la rupture à la surcharge effective in situ ( $\sigma'_{v0}$ ) ( $K_0 = \sigma_h/\sigma_v$ );  $\delta$ : angle d'interface sol-pieu.

Le coefficient  $\beta$  prend des valeurs différentes selon que le pieu est installé dans le sable ou dans l'argile. Pour les pieux battus ouverts dans le sable, l'API (2011) propose des valeurs pour  $\beta$  données dans le Tableau II.1. Pour des pieux battus fermés dans le sable, les valeurs préconisées pour  $\beta$  sont majorées de 25%.

Pour l'argile, la méthode des contraintes effectives est applicable dans les argiles normalement consolidées à légèrement sur-consolidées. Burland (1973) a proposé l'équation (II.9) pour calculer le coefficient  $\beta$  dans les argiles normalement consolidées au voisinage des pieux battus. Dans cette équation,  $\varphi$  est l'angle de frottement interne du sol.

$$\beta = (1 - \sin(\varphi)) \tan(\varphi) \quad (\text{II.9})$$

Tableau II.1 Paramètres de calcul de la résistance axiale des pieux battus dans du sable (API, 2011).

Densité Relative	Description du sol	Facteur de frottement axial $\beta$	Valeurs limites de frottement axial (kips/ft <sup>2</sup> )	Facteur de résistance de pointe $N_q$	Valeurs limites de résistance de pointe MPa (kips/ft <sup>2</sup> )
Très lâche	Sable	Pas applicable	Pas applicable	Pas applicable	Pas applicable
Lâche	Sable				
Lâche	Sable-Limon				
Moyennement dense	Limon				
Dense	Limon				
Moyennement dense	Sable-Limon	0.29	1.4	12	60
Moyennement dense	Sable	0.37	1.7	20	100
Dense	Sable-Limon				
Dense	Sable	0.46	2.0	40	200
Très dense	Sable-Limon				
Très dense	Sable	0.56	2.4	50	250



### ❖ Calcul de la résistance de pointe

L'API (2011) propose l'équation (II.10) pour le calcul de la résistance en pointe  $q_p$  selon la méthode des contraintes effectives. Dans cette équation,  $\sigma'_{v0}$  est la contrainte effective verticale à la pointe du pieu et  $N_q$  est le facteur de résistance de pointe. Les valeurs recommandées pour  $N_q$  par l'API pour des sols granulaires sont récapitulés dans le Tableau II.1.

$$q_p = N_q \cdot \sigma'_{v0} \quad (\text{II.10})$$

Les valeurs de  $N_q$  ainsi que des valeurs limites de la résistance de pointe sont présentées dans le Tableau II.1.

### I.4.4.3 Méthodes pénétrométriques et pressiométriques

#### ❖ Calcul du frottement limite

Adopté par le ministère de l'équipement en 1993, le Fascicule 62-V (Règles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations des Ouvrages de Génie Civil), donne des règles pour la détermination de la capacité portante des pieux à partir des résultats des essais pressiométriques (PMT) ou pénétrométriques (CPT) (Benzaria, 2013).

Il est à noter qu'une nouvelle norme Française NF-P 94 262, a été adoptée à partir de juillet 2012. L'effort de frottement latéral total  $Q_s$  est exprimé par l'équation (II.11) :

$$Q_s = P \int_{L_0}^{L_p} q_s(Z) dz \quad (\text{II.11})$$

Avec  $L_p$  : longueur du fût du pieu

$L_0$  : longueur à partir de laquelle le frottement est mobilisé (= 1,5 D)

$P$  : périmètre du pieu,

$q_s$  : frottement axial unitaire limite.

Dans l'approche pressiométrique (essais PMT), le frottement axial unitaire limite  $q_s$  est donné directement par des abaques en fonction de :

- ✓ la pression limite  $p_1$
- ✓ le type du sol (argile, sable),
- ✓ la nature du pieu (acier, béton),
- ✓ le mode de mise en place (avec ou sans refoulement).

Dans l'approche pénétrométrique (essais CPT)  $q_s$  peut être calculé par l'expression (II.12) :

$$q_s = \min \left( \frac{q_c(z)}{\beta} ; q_{s \max} \right) \quad (\text{II.12})$$

Avec  $q_c(z)$  : résistance de pointe d à la profondeur  $z$  ;

$q_{s \max}$  et  $\beta$  : deux paramètres dépendant de la nature du sol et du type de pieu.

Dans le sable, Jardine et al. (2005) utilisent le profil  $q_c$  du CPT pour déterminer le frottement d'un pieu battu. Le principe de cette méthode se base sur les équations (II.13) et (II.14) qui traduisent que la contrainte radiale à la rupture  $\sigma'_{rf}$  est différente de la contrainte radiale au début du chargement  $\sigma'_{rc}$ .

$$\tau_f = \sigma'_{rf} \tan \delta'_f \quad (\text{II.13})$$

$$\sigma'_{rf} = \sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_{rd} \quad (\text{II.14})$$

Où  $\delta'_f$  : angle de cisaillement d'interface (sol-pieu);

$\sigma'_{rf}$  : contrainte radiale finale ;

$\sigma'_{rc}$  : contrainte radiale initiale ;

$\Delta\sigma'_{rd}$  : variation de la contrainte due au chargement.

Ils suggèrent comme expression de la contrainte radiale au début du chargement  $\sigma'_{rc}$  :

$$\sigma'_{rc} = 0.016q_c \left( \frac{\sigma'_{v0}}{Pa} \right)^{0.13} \left( \frac{h}{R} \right)^{-0.38} \quad (\text{II.15})$$

Avec  $q_c$  : résistance de pointe du CPT ;

$h$  : distance verticale à partir de la pointe ;

$R$  : rayon du pieu (pour les pieux ouvert  $R = (R_{\text{ext}}^2 - R_{\text{int}}^2)^{0.5}$ );

$\sigma'_{v0}$  : contrainte verticale initiale in situ ;

$Pa$  : pression atmosphérique.

Pendant le chargement, la différence  $\Delta\sigma'_{rd}$  rend compte des déformations volumiques (contractance, dilatance) autour du pieu. Ce terme peut être négligé pour les pieux de grand diamètre. Il est donné par l'équation suivante :

$$\Delta\sigma'_{rd} = 2G \frac{\delta h}{R} \quad (\text{II.16})$$

$\delta h$  : déplacement perpendiculaire au plan de cisaillement ;

$R$  : Rayon de pieu ;

G : module de cisaillement.

### ❖ Calcul de la résistance de pointe

Dans le Fascicule 62 les résultats des essais pressiométriques (PMT) ou pénétrométriques (CPT) sont directement utilisés pour calculer la résistance limite en pointe mobilisable :

$$\text{- PMT:} \quad Q_p = Ak_p p_{le}^* \quad (\text{II.17})$$

$$\text{- CPT:} \quad Q_p = Ak_c q_{ce}^* \quad (\text{II.18})$$

Avec A : section de la pointe ;

$p_{le}^*$  : pression limite nette équivalente ;

$q_{ce}^*$  : résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique ;

$k_p$  : facteur de portance par la méthode pressiométrique ;

$k_c$  : facteur de portance par la méthode pénétrométrique ;

( $k_p$  et  $k_c$  sont déterminés en fonction du type de pieu et du type de sol).

Il est important de mentionner que les résistances équivalentes sont déterminées à partir des équations suivantes :

$$p_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_l^* dz \quad (\text{II.19}) \quad \text{et} \quad q_{ce}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}^* dz \quad (\text{II.20})$$

Avec :  $b = \min(a, h)$

$a = B/2$  si  $B > 1\text{m}$  sinon  $a = 0,5\text{ m}$  avec B largeur de la fondation

$h$  : hauteur de la fondation dans la couche de sol porteuse

$D$  : hauteur totale de la fondation.

Dans cette expression,  $b$  est le minimum entre  $a$  et  $h$ ,  $h$  étant la hauteur de la fondation dans la couche porteuse (Figure II.8).

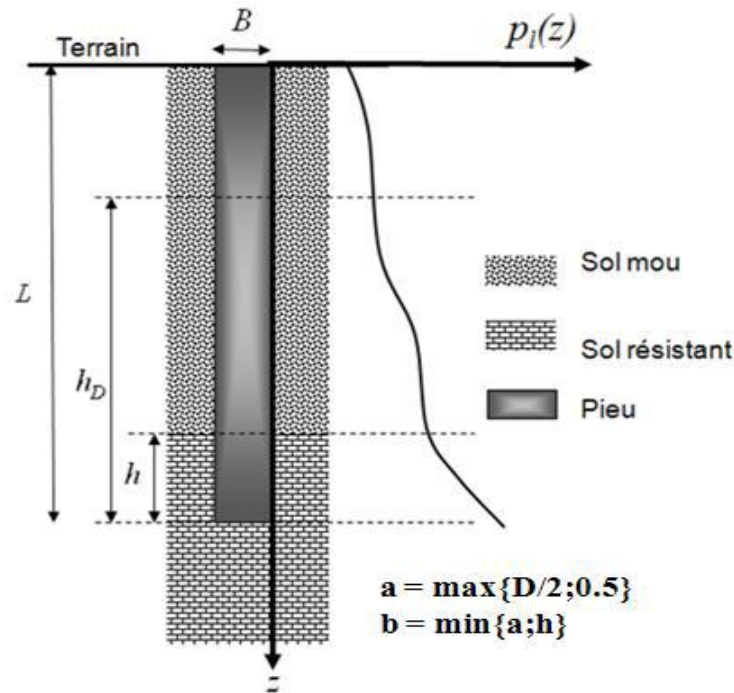


Figure II.8 Signification des paramètres intervenant dans le calcul de la pression limite nette équivalente  $p_{le}^*$  (Abchir, 2016).

#### II.4.5. Paramètres influençant le comportement des pieux

Les pieux ont un comportement qui dépend de plusieurs paramètres tels que le mode de mise en place, le type de sol, l'effet du temps, la vitesse de chargement et le sens de chargement, l'effet de groupe.

##### II.4.5.1. La rigidité des pieux

La rigidité d'un pieu influence le comportement de celui-ci lorsqu'il est soumis à un chargement axial notamment en matière de déplacement en tête. En effet, le déplacement global d'un pieu chargé axialement dépend non seulement des propriétés mécaniques du sol environnant mais également de la compressibilité axiale propre du pieu (Benzaria, 2013).

Randolph (1983) a proposé une classification des pieux en trois catégories : rigide, semi-rigide et souple (compressible) à partir de leur élancement  $L/D$ . Lorsque  $L/D < 0,25(E/G)$ , le pieu peut être considéré comme rigide, tandis que lorsque  $L/D > 1,5(E/G)$ , le pieu est très compressible et sa réponse est significativement affectée par sa longueur globale. Il est à noter que  $E$ ,  $G$  correspondent respectivement au module d'élasticité du pieu et au module de cisaillement du sol. Installé dans un sol ayant un comportement radoucissant (une dégradation du frottement après le pic jusqu'à une valeur résiduelle), seul un pieu rigide soumis à un chargement axial mobilise le

pic de frottement latéral dans toutes les couches au même moment (Murff, 1980 ; Randolph 1983) tandis que cette mobilisation se fera progressivement en fonction de la profondeur pour un pieu semi-rigide ou souple (Figure II.9). Il en résulte que, pour des pieux longs, la capacité en frottement est inférieure à la somme des frottements ultimes locaux. La réduction de capacité due à la flexibilité du pieu peut être obtenue en introduisant un coefficient  $R_f$  tel que donné par l'équation (II.21) :

$$R_f = \frac{Q_{réel}}{Q_{rigid}} \quad (II.21)$$

Avec  $R_f$  : coefficient de réduction

$Q_{réel}$  : capacité réelle du pieu

$Q_{rigid}$  : capacité calculée en intégrant tous les pics du frottement.

Pour estimer le coefficient  $R_f$ , il faut connaître le degré de radoucissement  $\xi$  =(frottement résiduel  $\tau_{res}$ / frottement maximal  $\tau_{max}$ ) et la compressibilité du pieu  $K$  qui est exprimée par l'équation (II.22) :

$$K = \frac{\pi DL^2 \tau_{max}}{(EA)_{pieu} \Delta w_{res}} \quad (II.22)$$

Où  $\pi DL^2 \tau_{max}$  : frottement latéral maximal total du pieu en considérant  $\tau_{max}$  moyen

$\Delta w_{res}$  : déplacement nécessaire pour passer du frottement maximal  $\tau_{max}$  au résiduel  $\tau_{res}$ .

$E$  : module d'Young du pieu.

$A$  : section du pieu.

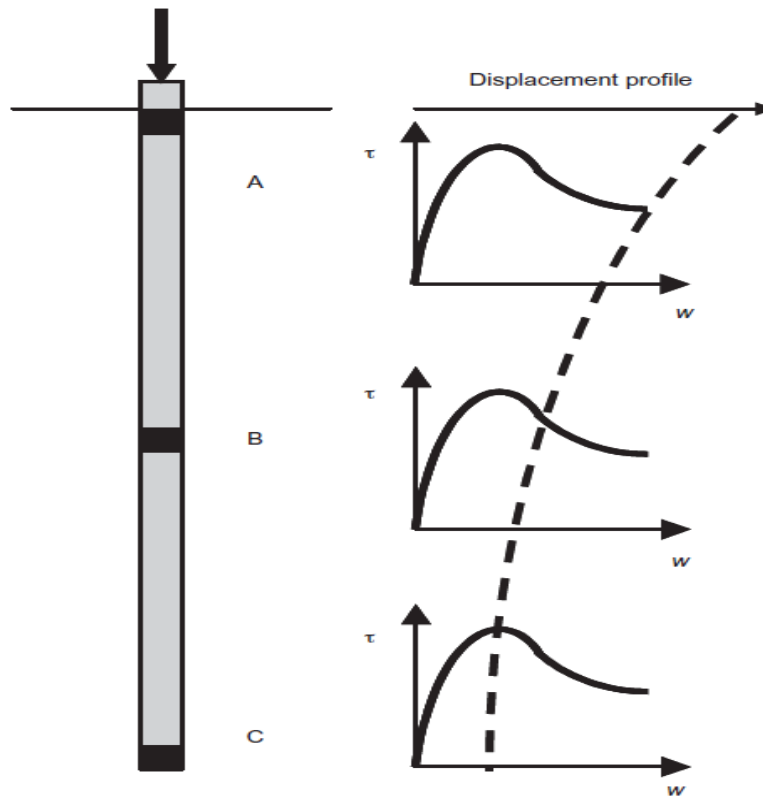


Figure II.9 Rupture progressive tout au long d'un pieu souple inclus dans un sol ayant un comportement radoucissant (Randolph, 2003).

#### II.4.5.2. Influence du mode de mise en place

Lors de la mise en place du pieu dans le sol, des contraintes résiduelles sont générées autour du pieu. L'influence du mode de mise en place sur les pieux soumis à un chargement axial a été largement étudiée (Stuckrath, 1992 ; Shakhirev et al. 1996 ; Francis, 1997 ; De Gennaro, 1999), et il a été démontré qu'un pieu mis en place avec refoulement a une résistance au chargement beaucoup plus importante. Pour les pieux soumis à un chargement latéral, l'effet du mode d'installation n'est pas encore bien appréhendé à cause du manque d'essais in situ.

Cependant, en centrifugeuse, Zhang et Hu (1991) ont remarqué que l'influence des contraintes résiduelles sur le comportement du pieu est plus importante dans le sable que dans l'argile (Zhang et Hu, 1991). Toutefois, dans le sable, il faut considérer la direction du chargement.

Dans le cas d'un chargement latéral, des essais réalisés en centrifugeuse ont montré que l'influence de l'installation est minime (Craig, 1984). De plus, le mode d'installation n'a pas d'influence sur la cinématique du comportement (Remaud, 1999).

La méthode d'installation d'un pieu peut avoir un effet significatif sur la capacité portante du pieu. En effet, cette capacité est influencée par les chargements d'états de contraintes et de paramètres d'état du sol environnant qui se produisent pendant le chargement du pieu (fig. II.10).

Lorsqu'un pieu est enfoncé ou battu (refoulant) dans le sol, ce dernier subit des déformations des remaniements (changements structurels) dans la zone autour du pieu. Cette installation provoque alors une dégradation du frottement ou « fatigue » du frottement qui est un mécanisme souvent lié à la dégradation des paramètres de sol au niveau de l'interface (angle de frottement et contrainte radiale effective).

Cette dégradation résulte en partie des changements de contrainte au cisaillement du sol et principalement des augmentations des contraintes totales puisque le sol a été forcé vers l'extérieur durant l'enfoncement du pieu (Lehane et Jardine, 1994, Benzaria, 2013).

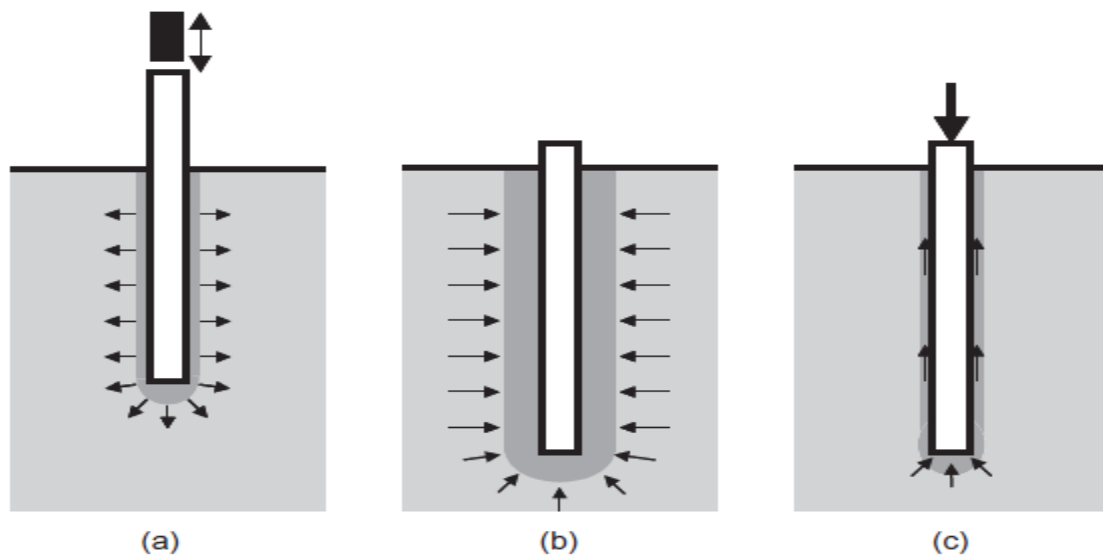


Figure II.10 Trois phases principales pendant l'histoire du pieu battu ou enfoncé : (a) installation ; (b) reconsolidation ; (c) chargement (Randolph, 2003).

Afin de mieux visualiser le comportement du sol lors du fonçage des pieux, Shakirev et al. (1996) ont réalisé une série d'essais en laboratoire où des pieux modèles ont été enfoncés dans du sable et de l'argile. Les déplacements verticaux et horizontaux du sol pendant le fonçage ont été observés ainsi que l'évolution des contraintes dans le massif. Les principales conclusions tirées de ces essais sont les suivantes (Abchir, 2016).

➤ Dans le sable

Au cours du fonçage d'un pieu, deux domaines caractéristiques de déformations du sol sont identifiés (Figure II.11). Dans le domaine (1) adjacent au pieu, les déplacements verticaux sont dirigés vers le bas, créant une zone de compression. La formation de cette zone de compression est due à la transmission de la composante verticale des contraintes issues du frottement à l'interface sol-pieu lors du fonçage. La pointe du pieu contribue également à la formation de cette zone car elle transmet des contraintes normales au sol situé sous la partie inférieure de la fondation. Au fur et à mesure que le pieu s'enfonce dans le sol, le volume de sol comprimé augmente dans les directions radiales et verticales. La frontière de cette zone de compression se situe à une profondeur de l'ordre de 5 diamètres en-dessous du pieu, et à une distance comprise entre 3 diamètres et 4 diamètres dans la direction transversale. Parallèlement à la formation de ce domaine (1), Shakirev et al. (1996) identifient un domaine (2) de refoulement du sol (Figure II.11) (Abchir, 2016).

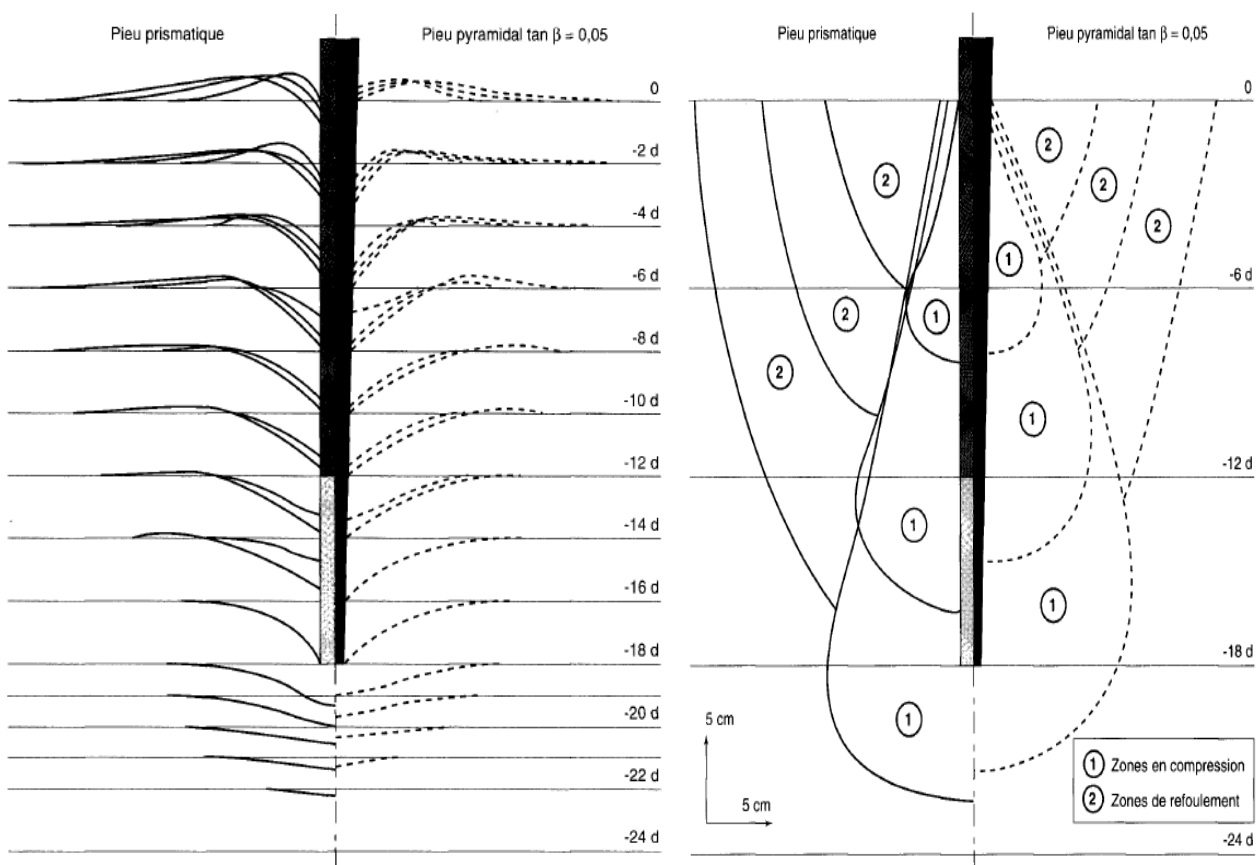


Figure II.11 Domaines de déformations observées au cours du fonçage de pieux modèles dans un massif sableux, a) représentation des déplacements verticaux, b) représentation des zones de compression et de refoulement (Shakirev et al. , 1996).



➤ Dans l'argile :

Shakirev et al. (1996) indiquent que les observations des déformations du sol au cours du fonçage d'un pieu dans un massif argileux présentent des différences par rapport au sable. En effet la Figure II.12, montre que la zone de compression de sol située près du fût a une forme cylindrique. L'augmentation de la zone de compression dans la direction radiale s'arrête au bout de 5 diamètres à 6 diamètres de profondeur. La Figure II.12 montre également que la zone comprimée sous la pointe du pieu est plus étendue en profondeur que dans la direction horizontale. Cela constitue une différence avec le fonçage des pieux dans le sable. Shakirev et al. (1996) expliquent cette différence par la faible capacité de l'argile à redistribuer les contraintes dans le massif de sol. Les pieux qui y sont insérés ont donc une résistance de pointe plus faible que ceux mis en place dans du sable.

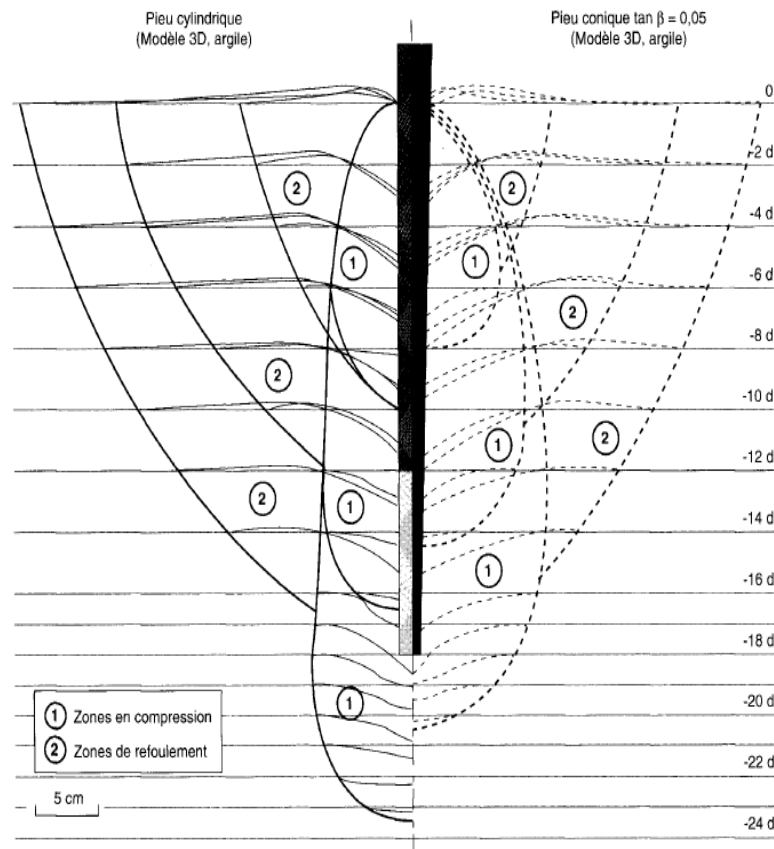


Figure II.12 Frontières des zones de déformations du sol au cours du fonçage d'un pieu dans du sol argileux (Shakirev et al., 1996)

### II.4.5.3. Le temps

Plusieurs chercheurs ont étudié l'effet du temps après le battage des pieux dans l'argile. En effet, après l'installation et la phase de reconsolidation, la capacité portante des pieux battus semble augmenter avec le temps. Karlsrud et al. (2005) a proposé l'équation (II.23) qui permet de quantifier l'augmentation de la capacité portante des pieux battus en fonction du temps :

$$Q(t) = Q(100) \cdot \left[ 1 + \Delta_{10} \log\left(\frac{t}{100}\right) \right] \quad (\text{II.23})$$

Avec  $t$  est le temps entre le battage et le chargement  $Q(t)$  ;

$\Delta_{10}$  est facteur adimensionnel qui est déterminé à partir de l'équation (II.24)

$$0.1 < \Delta_{10} = 0.1 + 0.4 \cdot (1 - I_p / 50) \cdot \text{OCR}^{-0.8} < 0.5 \quad (\text{II.24})$$

Avec  $I_p$  : indice de plasticité ;

OCR : degré de sur-consolidation sont des valeurs moyennes le long du fût.

### II.4.5.4. La vitesse de chargement

L'effet de la vitesse de chargement sur la capacité portante des pieux a été étudié par de nombreux chercheurs. Pour y parvenir, ils ont utilisé plusieurs moyens : essais triaxiaux rapides, essais au pénétromètre, essais sur pieu modèle, essais de cisaillement, etc.

De nombreux auteurs ont travaillé sur le sable (Casagrande and Shannon, 1948 ; Lee et al. 1969; Yamamuro and Lade, 1993; Dayal et al., 1975; Al-Mhaidib, 1999; Dijkstra, 2004; Huy et al., 2005). Aucune influence significative de la vitesse de chargement n'a été observée sur la capacité portante des pieux dans les sables (Benzaria, 2013).

Pour citer un exemple, on peut visualiser sur la Figure II.13, les courbes typiques des essais de chargement statique sur le pieu de Haga obtenues par (Karlsrud and Haugen, 1985b). On remarque qu'il y a une augmentation significative de la capacité portante du pieu lors de l'essai statique rapide.

Pour quantifier l'effet de la vitesse de chargement, Briaud and Garland (1985), utilisant la même base de données d'essais de chargements de pieux qu'Audibert and Dover (1982), ont proposé la corrélation suivante (II.25) :

$$\frac{Q_{u1}}{Q_{u2}} = \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^n \quad (\text{II.25})$$

Avec  $Q_{u1}$  : capacité de pieu obtenue lors d'un essai qui a duré un temps  $t_1$

$Q_{u2}$  : capacité de pieu obtenue lors d'un essai qui a duré un temps  $t_2$

$n$  : exposant de vitesse ( $n_{\text{moyen}} = 0,068$  pour 31 valeurs de  $n$  déterminées à partir de 62 essais de pieux).

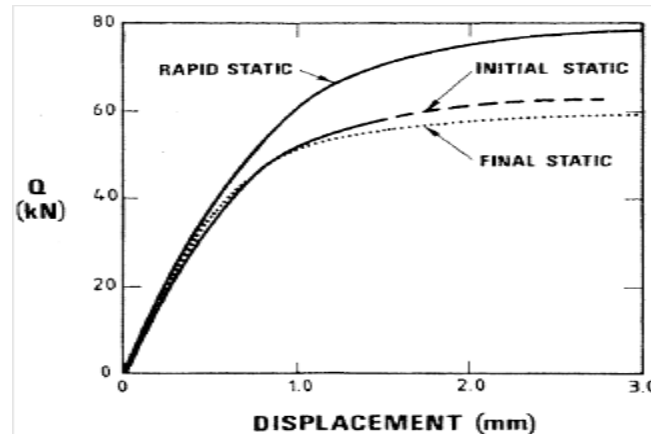


Figure II.13 Courbes typiques effort-déplacement en tête du pieu dans l'argile de Haga (Karlsrud and Haugen, 1985b).

#### II.4.5.5. Les groupes de pieux

La capacité d'un groupe de  $n$  pieux peut être différente de la capacité obtenue en faisant la somme des capacités des  $n$  pieux isolés. De même, la réponse d'un groupe de pieux peut être différente en matière de déplacements et rigidité. Cette différence de comportement entre le groupe de pieu et la somme des pieux isolés est due essentiellement aux interactions sol-pieux (Benzaria, 2013).

Briaud et al. (1989) ont constaté, à partir d'essais de pieux instrumentés battus dans le sable, que le frottement latéral de pieux au sein d'un groupe augmente et leur résistance de pointe diminue. Chow (1995) a observé les mêmes effets sur les essais de pieux battus dans le sable de Dunkerque. Cette augmentation du frottement est liée à l'accroissement de la contrainte radiale (serrage par refoulement) générée par la mise en place des pieux adjacents.

Pour estimer l'effet de groupe sur la capacité des pieux et leurs déplacements, plusieurs chercheurs ont proposé des méthodes simplifiées telles que le coefficient d'efficacité et des méthodes avancées telles que les éléments finis. Parmi ceux-ci, on peut citer : (Burland et al. 1977 ; Poulos and Randolph, 1983 ; O'Neill, 1983 ; Chow, 1989 ; Randolph, 1994, 2002, 2003 ; Mestat, 1997).

## II.5. LES COMPORTEMENTS DES PIEUX ISOLEES SOUS CHARGEMENTS CYCLIQUES

Le comportement des fondations profondes, principalement des pieux, sous chargement cyclique, est fonction de plusieurs facteurs, dont l'influence est plus ou moins importante. Dans la majorité des cas, les pieux d'un système de fondation sont mis en place dans le sol verticalement. Les différentes méthodes utilisées ont une influence sur la résistance mobilisable du pieu. Toutefois, le comportement et par conséquent le dimensionnement dépendent essentiellement du type de chargement appliqué. On définit un chargement appliqué par :

- ❖ la direction d'application ;
- ❖ le sens d'application : alterné ou non ;
- ❖ la nature du chargement : monotone ou cyclique ;
- ❖ la vitesse de chargement.

Généralement les pieux sont soumis à des sollicitations cycliques qui peuvent être de type environnemental (vent, houle, marées, séismes, etc.) ou de type industriel (machines tournantes, presses, ponts roulants, trafic ferroviaire, routier, aéroportuaire, etc.). Les séismes sont caractérisés par des petits nombres de cycles et des charges très variables dans le temps (Bekki et al, 2014).

Le chargement latéral cyclique d'un pieu est généralement le résultat des sollicitations mécaniques engendrées par les vagues, les vents sur des structures offshores, l'amarrage de bateaux sur des quais, ou encore des surcharges variables et des dilatations thermiques (Frédéric, 2004). Il est caractérisé par quatre paramètres qui sont :

- ❖ La charge maximum appliquée ;
- ❖ L'amplitude de variation de charge ;
- ❖ Le nombre de cycles ;
- ❖ Le type de chargement (alterné ou non alterné)

Poulos (1981) considère trois caractéristiques essentielles, généralement reconnues, dans la réponse des pieux sous chargements cycliques :

- la dégradation de la résistance de l'interface pieu-sol (frottement) ;
- l'accumulation des déplacements (dégradation de la rigidité) ;
- les effets de la vitesse de chargement.

Les sollicitations cycliques peuvent être caractérisées par les paramètres suivants : la direction du chargement, le nombre de cycles  $N$ , le chargement cyclique maximal, le chargement cyclique moyen, l'amplitude du chargement cyclique, le type de chargement (alterné ou non) et la fréquence  $f$  (Benzaria, 2013).

Pour le sable, le chargement cyclique alterné du pieu induit une densification beaucoup plus importante que dans le cas non alterné. Une densification du massif de sable enserrant le pieu conduit à une augmentation de la résistance du sol. Donc le chargement cyclique non alterné représente le cas le plus défavorable (Brown et al, 1988).

### II.5.1. Méthodes de prévision de la dégradation cyclique

#### II.5.1.1 Méthodes de prévision de la dégradation du frottement axial limite

##### a) Approche de Matlock et Foo (1979)

Matlock et Foo (1979) ont développé un modèle de calcul de dégradation du frottement axial limite et de la résistance en pointe limite pouvant être intégré dans des calculs numériques. L'approche proposée se base sur le calcul d'un facteur de dégradation du frottement axial limite noté  $D_\tau$ . Pour chaque cycle et pour chaque couche de sol située à l'interface sol-pieu ayant mobilisé une valeur équivalente au frottement axial limite, le facteur de dégradation est calculé selon l'équation (II.26). Dans le modèle proposé, la vitesse de dégradation est contrôlée par le paramètre  $\lambda$ . Le paramètre  $D_{lim}$  représente la dégradation minimale pouvant être atteinte par la couche de sol ou la valeur prise par le facteur de dégradation pour un très grand nombre de cycles. Dans l'équation (II.26),  $D'$  est le facteur de dégradation au cycle précédent. Plusieurs valeurs peuvent être données aux paramètres  $\lambda$  et  $D_{lim}$  (Abchir, 2016).

$$D_\tau = (1 - \lambda)(D' - D_{lim}) + D_{lim} \quad (II.26)$$

##### b) Approche de Poulos (1989a)

Afin d'établir une approche empirique pour calculer le facteur de dégradation du frottement axial limite, Poulos (1981) a réalisé une série d'essais à déplacements contrôlés sur des pieux modèles. Ces derniers ont un diamètre de 20 mm et une longueur de 250 mm et ont été installés dans l'argile. La Figure II.14 montre l'évolution du facteur de dégradation du frottement axial limite  $D_\tau$  en fonction du rapport entre l'amplitude de déplacement cyclique  $\Delta w$  et le diamètre du pieu  $D$ . La Figure II.14 montre que la dégradation du frottement axial limite est inexistante pour des déplacements cycliques imposés inférieurs à 0.2 %  $D$ . Pour des déplacements

supérieurs, la dégradation du frottement axial limite augmente au fur et à mesure des cycles. Le facteur de dégradation diminue jusqu'à atteindre une valeur limite pour tout déplacement supérieur à 1.5% D.

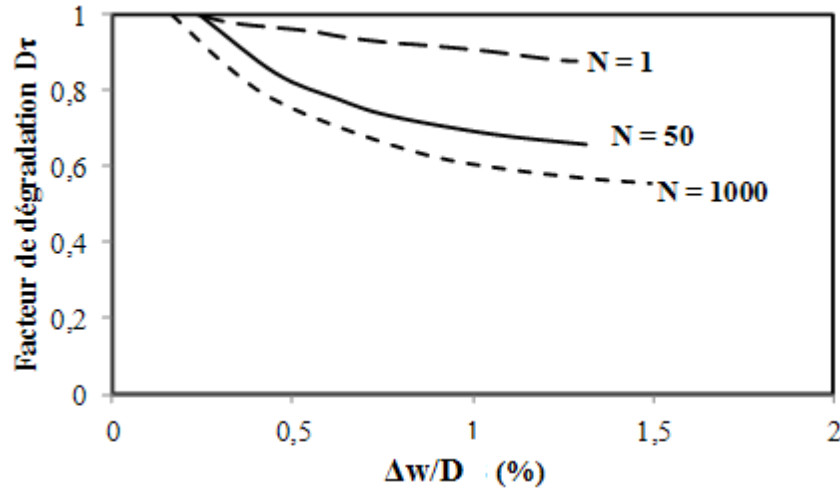


Figure II.14 Evolution du facteur de dégradation du frottement axial limite pour des pieux modèles installés dans de l'argile (Poulos, 1981).

Poulos (1989) explique que pour établir une approche empirique à partir de ces résultats sur des pieux modèles, il est nécessaire de faire l'une des hypothèses suivantes :

1. Le facteur de dégradation du frottement axial limite  $D_r$  est relié à l'amplitude de déplacement cyclique indépendamment du diamètre. Dans ce cas, les courbes sur les Figures II.14 et II.15 peuvent être directement appliquées au pieu réel en multipliant les valeurs de l'axe des abscisses par D (le diamètre du pieu modèle) ;
2. Le facteur de dégradation du frottement axial limite  $D_r$  dépend de l'amplitude de déplacement cyclique normalisé au diamètre du pieu. Dans ce cas, les courbes sur les Figures II.14 et II.15 peuvent être appliquées aux pieux réels en multipliant les valeurs sur l'axe des abscisses par le diamètre du pieu réel. L'amplitude de déplacement cyclique à imposer au pieu réel est ainsi calculée ;
3. Le facteur de dégradation du frottement axial limite  $D_r$  est relié au déplacement provoquant le glissement statique à l'interface noté  $\rho_{st}$ .

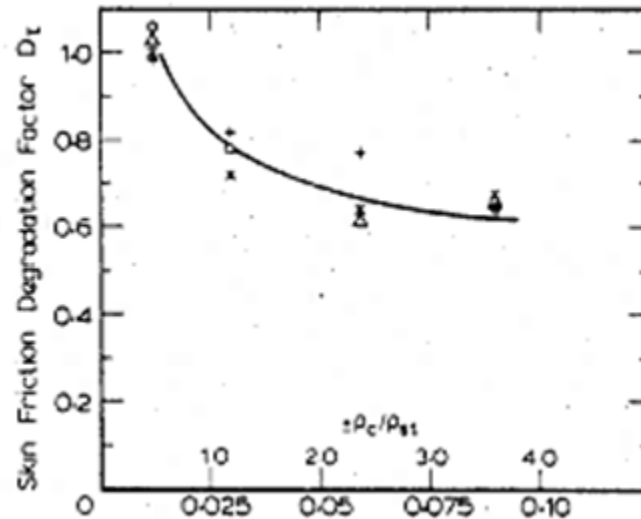


Figure II.15 Evolution du facteur de dégradation du frottement axial limite pour des pieux modèles installés dans du sable (Poulos, 1982)

### c) Approche de l'Imperial College ABC (Jardine et Standing, 2000)

Jardine et Standing (2000) ont développé une méthode permettant de prédire la dégradation du frottement axial limite à l'interface sol-pieu au cours d'un chargement cyclique axial. La méthode a été développée pour les pieux installés dans le sable et aussi pour des pieux installés dans l'argile. Des essais de cisaillement non-drainés DSS dans le sable et dans l'argile ont montré que la réduction relative de la contrainte normale effective ( $\Delta\sigma'_n/\sigma'_n$ ) est indépendante de la contrainte moyenne de cisaillement. Les essais montrent que ce rapport peut être exprimé, avec une précision raisonnable, par une fonction de l'amplitude cyclique de cisaillement normalisée ( $\tau_{cyc}/q_s$ ) et du nombre de cycles  $N$ . L'expression de la variation de la contrainte radiale effective est donnée dans l'équation (II.27).

$$\frac{\Delta\sigma'_n}{\sigma'_n} = A \left( B + \frac{\tau_{cyc}}{q_s} \right) N^C \quad (\text{II.27})$$

Les paramètres  $A$ ,  $B$  et  $C$  sont déterminés au moyen d'essais en laboratoire adaptés dans le sable et dans l'argile.

Les paramètres  $A$ ,  $B$  et  $C$  ont été tout d'abord déterminés à partir d'essais de cisaillement cyclique DSS sur un sable dense de la mer du Nord. Les valeurs des paramètres sont les suivantes :  $A = -0.083$ ,  $B = -0.06$  et  $C = 0.345$ . Un calage sur les essais in-situ réalisés à Dunkerque a fourni de nouvelles valeurs de ces paramètres :  $A = -0.126$ ,  $B = -0.1$ ,  $C = 0.45$  (Jardine et Standing, 2000).

#### d) Approche SOLCYP (Pra-ai et al., 2016)

C'est une approche qui a été développée dans le cadre du Projet National SOLCYP (2008-2013). L'approche nommée SOLCYP se base sur l'exploitation des résultats d'essais à la boîte de cisaillement à contrainte normale constante (CNC) et à rigidité normale constante (RNC), afin de décrire l'évolution de la contrainte radiale effective à l'interface sol-pieu. Les essais utilisés ont été réalisés par Pra-ai (2013) afin de caractériser le comportement à l'interface sol-pieu au cours d'essais de cisaillement à grand nombre de cycles. Le programme d'essais suivi par Pra-ai (2013) est donné dans le Tableau II.2.

Pittos (2014) a proposé une approche de modélisation de la chute de contraintes normales  $\Delta\sigma'_n$  à partir des essais précités. La chute de contraintes  $\Delta\sigma_n$  dépend de six paramètres : l'indice de densité du sol  $I_D$ , la contrainte normale moyenne initiale  $\sigma_{ncm0}$ , le niveau moyen cyclique  $\eta_{cm}$ , l'amplitude de cisaillement cyclique  $\Delta\eta$ , la rigidité normale imposée  $k_n$ , et enfin le nombre de cycles  $N$ . Les étapes de cette modélisation proposées par Pra-ai et al. (2016) sont détaillées ci-dessous.

1. La première étape est d'utiliser les données des essais CNC et de formuler  $M_0$  fonctions décrivant l'évolution du déplacement normal relatif moyen  $[u]_{1cm}$  en fonction du nombre de cycles en fixant les paramètres  $I_D$ ,  $\sigma_{ncm0}$ ,  $\eta_{cm}$  et  $\Delta\eta_{cm}$ . Comme ce sont des essais CNC qui sont utilisés, la rigidité normale  $k_n$  est nulle.

$$[u]_{1cm,j} = f(I_{D,j}; \sigma_{ncm0,j}; \eta_{cm}; \Delta\eta; N) \text{ avec } j \in [1, M_0]$$

2. L'objectif de la deuxième étape est d'introduire l'effet de la contrainte normale moyenne  $\sigma_{ncm0}$ . Ainsi, un nombre  $M_1$  (inférieur à  $M_0$ ) de fonctions est établi pour décrire l'évolution du déplacement normal  $[u]_{2cm}$  en fonction de  $\sigma_{ncm0}$  et du nombre de cycles  $N$ .

$$[u]_{2cm,k} = f(I_{D,k}; \sigma_{ncm0,k}; \eta_{cm}; \Delta\eta; N) \text{ avec } k \in [1, M_1]$$

3. La troisième étape de la modélisation vise à prendre en compte l'effet de l'amplitude de cisaillement cyclique normalisée  $\Delta\eta_{cm}$ . Le nombre  $M_1$  de fonctions est réduit alors à  $M_2$ .

$$[u]_{2cm,p} = f(I_{D,p}; \sigma_{ncm0,p}; \eta_{cm}; \Delta\eta; N) \text{ avec } p \in [1, M_2]$$

4. La quatrième étape est de prendre en compte l'effet de la contrainte moyenne de cisaillement normalisée  $\eta_{cm0}$ . Un nombre  $M_3$  de fonctions est alors établi.

$$[u]_{2cm,p} = f(I_{D,p}; \sigma_{ncm0,p}; \eta_{cm}; \Delta\eta; N) \text{ avec } p \in [1, M_3]$$



5. La dernière étape est d'introduire l'effet de la densité du sol à l'interface  $I_D$  au moyen d'une interpolation parabolique, et l'effet de la rigidité normale  $k_n$  à l'aide d'une interpolation logarithmique et en utilisant les données des essais RNC.

Pra-ai et al. (2016) proposent la construction d'abaques de chute de contraintes normales afin de les utiliser dans un calcul de pieu. La Figure II.16 illustre un exemple d'abaques proposés.

Tableau II.2 Paramètres du programme d'essais de cisaillement cyclique sol-structure réalisé par Pra-ai (2013).

Chemin De Cisaillement	$I_D$ (%)	$\sigma_{ncm0}$ (kPa)	$\eta_{cm}$ (-)	$\Delta\tau$ (kPa)	$k_n$ (kPa/mm)
CNC	30 et 90 %	60	$0, \approx \frac{\eta_l}{2}, \approx \frac{9\eta_l}{10}$	10	0
		120	$0, \approx \frac{\eta_l}{2}, \approx \frac{9\eta_l}{10}$	10	
		310	$0, \approx \frac{\eta_l}{2}, \approx \frac{9\eta_l}{10}$	10, 20, 40	
RNC	30 et 90 %	60	$\approx \frac{\eta_l}{2}$	10 et 20	1000, 2000 et 5000
		100			
		310			

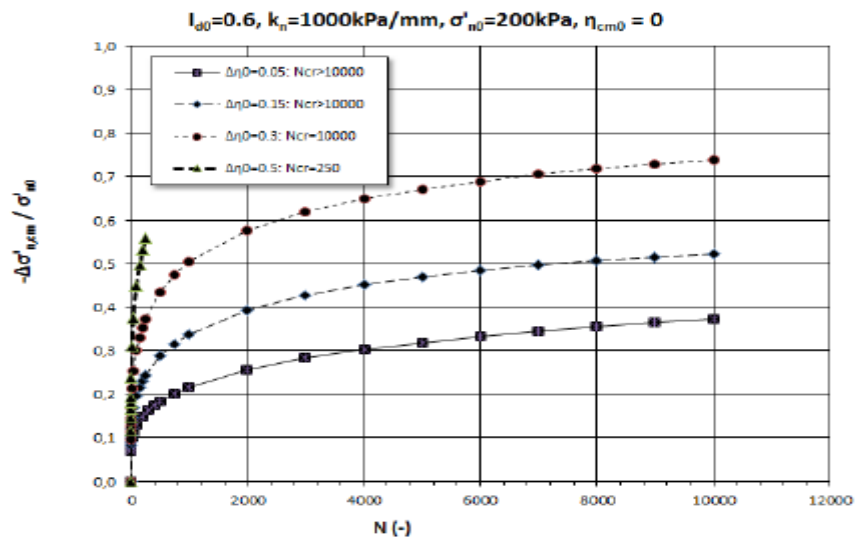


Figure II.16 Abaque de chute de contraintes en fonction du nombre de cycles pour des paramètres fixés (Pra-ai et al., 2016).

## II.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a passé en revue les différents paramètres qui peuvent influencer le comportement d'un pieu isolé sous chargement axial monotone et cyclique à savoir sa rigidité, sa méthode de mise en place, le temps entre la mise en place et le chargement, la vitesse de chargement ainsi que les groupes de pieu.

La seconde partie de ce chapitre s'intéresse à l'étude du comportement des pieux sous chargement axial cyclique. Cette synthèse permet de conclure que le dimensionnement des pieux sous charge axiale cyclique requiert une estimation de la capacité portante cyclique. L'estimation de la capacité portante cyclique est contrôlée par la variation des contraintes de cisaillement et des contraintes normales à l'interface au cours des cycles. Ainsi, pour calculer cette capacité portante, il est nécessaire de calculer la variation de contraintes à l'interface par l'une des approches présentées ci-dessus.

## CHAPITRE III

# Modélisation Numérique de la Dégradation de la Contrainte Normale après un Nombre de Cycles de Cisaillement

### III.1 INTRODUCTION

L'objectif principal de ce travail est l'étude du comportement des sols sous un chargement cyclique et la dégradation de la contrainte normale en fonction du nombre de cycles de cisaillement en exploitant les tests expérimentaux effectués par Pra-ai (2013), sous l'influence des paramètres cycliques (amplitude cyclique, niveau moyen cyclique et nombre de cycles).

Cette étude permet d'exprimer une relation générale entre la contrainte normale et ces paramètres.

### III.2 L'OUTIL DE SIMULATION NUMERIQUE

Le code Plaxis de la société Plaxis B.V. est un logiciel couramment utilisé dans les bureaux d'études. Conçu par des géotechniciens numériques de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980, le code de calcul éléments finis Plaxis est un outil pratique d'analyse d'ouvrages et d'essais géotechniques.

Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, élasto-visco-plastiques en 2D ou 3D et en grands déplacements par la méthode la grangienne actualisée. Très fiable sur le plan numérique, ce code fait appel à des éléments de haute précision, tels que les triangles à 15 nœuds, ainsi qu'à des pilotages de résolution récents comme la méthode de longueur d'arc.

Le manuel d'utilisation du code Plaxis présente une description détaillée du logiciel. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves).

#### III.2.1 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis a été largement utilisée dans la modélisation en géotechnique. Elle se base sur une discrétisation spatiale du milieu pour déterminer une solution au problème d'équilibre d'un solide soumis à des conditions limites exprimées en termes de force ou de déplacement.

Cette méthode a été appliquée pour modéliser le comportement d'un pieu soumis à une sollicitation statique axiale. Dans ce type de modélisation, le problème d'interaction sol-pieu impose l'utilisation d'éléments spécifiques pour reproduire le comportement à l'interface. En effet, dans une interaction sol-pieu, des déplacements relatifs entre le sol et la fondation peuvent apparaître. Cependant, les éléments continus imposent le même déplacement à la structure et au sol donc ils ne peuvent pas être utilisés de manière simple dans ce type de modélisation. Par conséquent, des éléments spéciaux sont appliqués afin de modéliser le déplacement relatif sol-pieu. Ces éléments d'interfaces sont classés en deux catégories: des éléments sans épaisseur, et des éléments de type couche mince (Abchir, 2016).

### III.2.2 Influence du maillage

L'utilisateur du PLAXIS doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou à 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume (Figure III.1). L'élément par défaut de PLAXIS est le triangle à 6 nœuds. Il fournit des interpolations du second ordre pour les déplacements. La matrice de rigidité des éléments est évaluée par intégration numérique en utilisant au total trois points de Gauss (point de contrainte). Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standard en déformation, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments. Les charges à la rupture et les coefficients de sécurité sont généralement sur évalués avec des éléments à 6 nœuds.

Pour le triangle à 15 nœuds, l'interpolation est d'ordre quatre, et l'intégration nécessite douze points de contrainte. Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles.

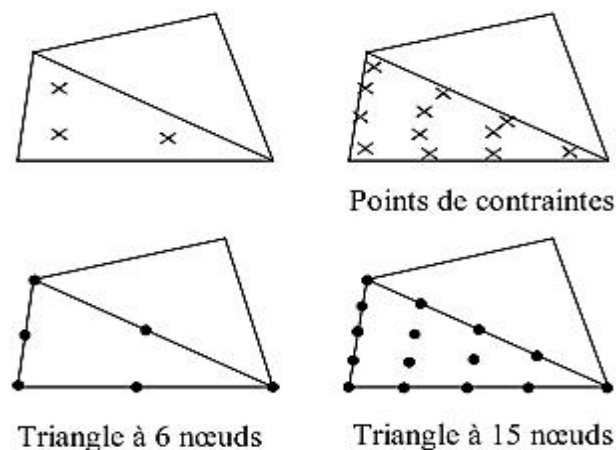


Figure III.1 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

### III.2.3. Modèle de comportement dans le plaxis

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis.

### III.2.4. Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres. Cette loi se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke, une surface de charge et un potentiel plastique. Les règles d'écoulement sont non associées. La fonction de charge est confondue avec le critère de rupture. A l'intérieur de la surface de rupture, le comportement du matériau est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope. Sur la surface de rupture (figure III.2), le comportement est considéré comme parfaitement plastique. Dans l'espace des contraintes principales ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ), la surface de rupture est une pyramide de section hexagonale d'équation (III.1).

$$F(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_3| - (\sigma_1 - \sigma_3) \sin\varphi - 2c \cos\varphi = 0 \quad (\text{III.1})$$

Où  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  représentent les contraintes extrêmes ( $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ ). Cette pyramide est centrée autour de la trisectrice de l'espace des contraintes principales (1er invariant des contraintes) comme illustré :

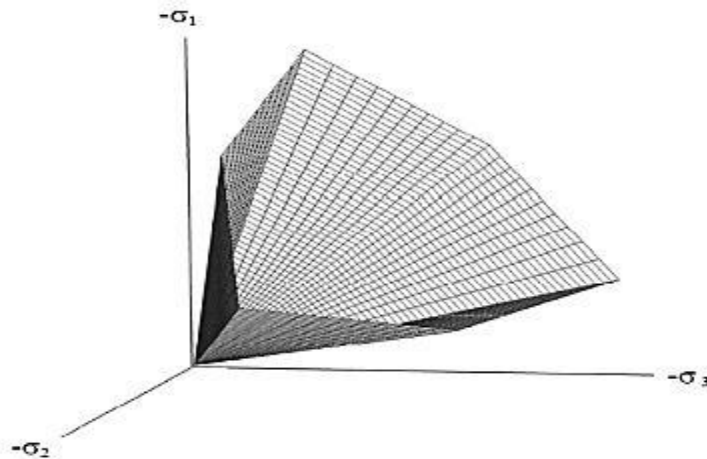


Figure III.2 Surface de rupture de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales sans cohésion.

Le modèle de Mohr-Coulomb représente le comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage, il est généralement utilisé comme première approximation du comportement du sol. C'est un modèle à 5 paramètres, dont 2 paramètres élastiques:  $E$  et  $\nu$  et 3 paramètres de rupture ( $c$ ,  $\varphi$  et  $\psi$ ), qui sont des paramètres classiques de la géotechnique, souvent fournis par des essais de laboratoires. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque (Figure III.3) est représentée par :

$$\tau = c + \sigma_n \tan\varphi \quad (\text{III.2})$$

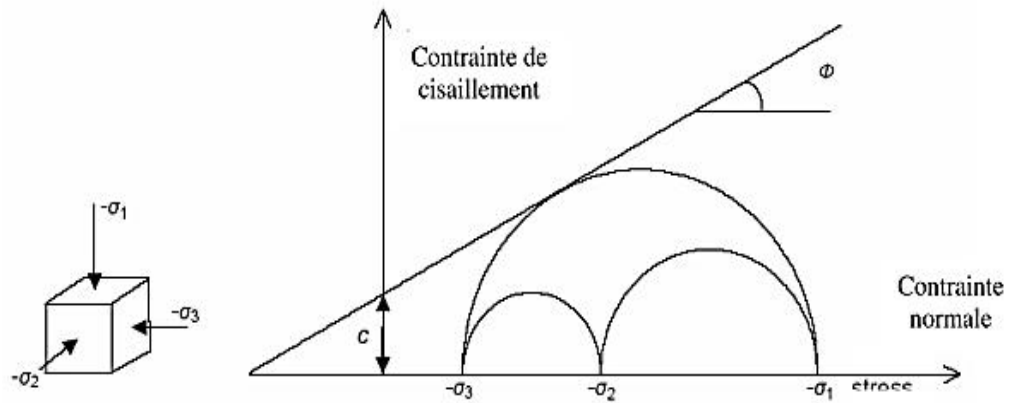


Figure III.3 Courbe intrinsèque de Mohr-Coulomb.

### III.2.5. Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model HSM)

Le HSM est un modèle avancé pour simuler le comportement des différents types de sol, les sols mous, et les sols rigides. Lorsque les sols sont soumis au chargement déviatorique primaire, ils présentent une rigidité décroissante et simultanément, il se développe des contraintes plastiques irréversibles.

Une loi de comportement élasto-plastique avec écouissage, telle que le modèle HSM, permet de mieux tenir compte des déformations irréversibles qu'on observe dans le sol même loin de la rupture. Ce concept est dérivé du comportement des métaux écrouis (hardened) dont le niveau de plasticité augmente avec l'intensité des déformations plastiques subies. Le modèle HSM est un modèle élasto-plastique avec écouissage isotrope dépendant de la déformation plastique déviatrice (écrouissage en cisaillement) et de la déformation volumique (écrouissage en compression). Ce modèle décrit relativement bien le comportement des sables, des graves mais aussi des sols plus mous comme les argiles et les limons. La figure III.4 présentée la surface de rupture pour un sol non cohérent.

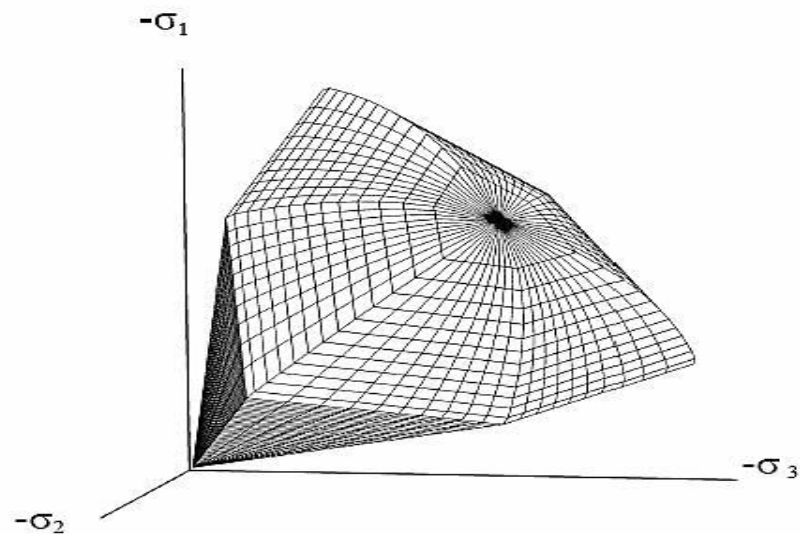


Figure III.4 Surface de rupture du modèle de HSM pour un sol sans cohésion.

### III.2.6 Modèle pour sols mous (Soft Soil Model SSM)

Ce modèle est dérivé du modèle de Cam Clay qui a été développé à Cambridge par Roscoe et al (1965). Ce modèle appartient à la famille des modèles « cap », essentiellement destinée à décrire le comportement des argiles reconstituées. L'état de Duncan sur l'utilisation des modèles de comportement pour des problèmes pratiques montre que le modèle de Cam Clay est très largement utilisé pour simuler les massifs de sol cohérent. Les paramètres nécessaires au SSM sont: paramètres de Mohr Coulomb ( $c$ ,  $\phi$  et  $\psi$ ), l'indice de compression  $\lambda^*$ , et l'indice de gonflement  $k^*$ . La surface de rupture est présentée sur la figure III.5.

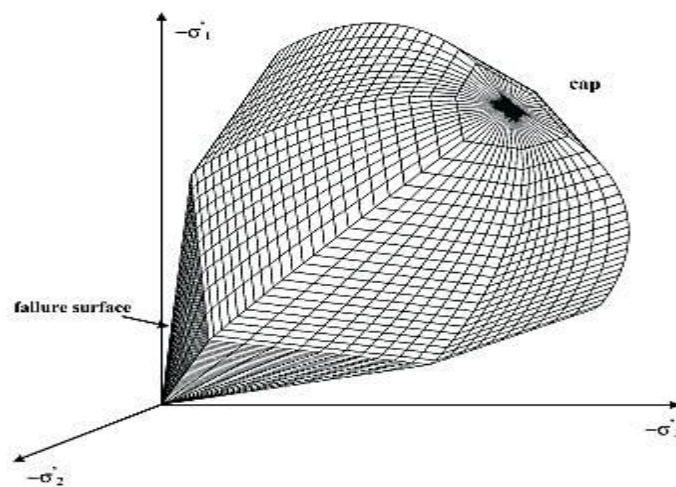


Figure III.5 Surface de rupture du modèle de SSM.



**III.2.7 Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model S.S.C.M)**

Le SSCM permet de prendre en compte l'écroûissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire: celles-ci se traduisent par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Les paramètres nécessaires au SSCM sont: paramètres de Mohr Coulomb ( $c$ ,  $\phi$  et  $\psi$ ), et les paramètres de consolidation (l'indice de compression  $\lambda^*$ , et l'indice de gonflement  $k^*$ , et indice de fluage  $\mu^*$ ). Elle génère ce qui est appelé le quasi-préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps. La figure III.6 résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.

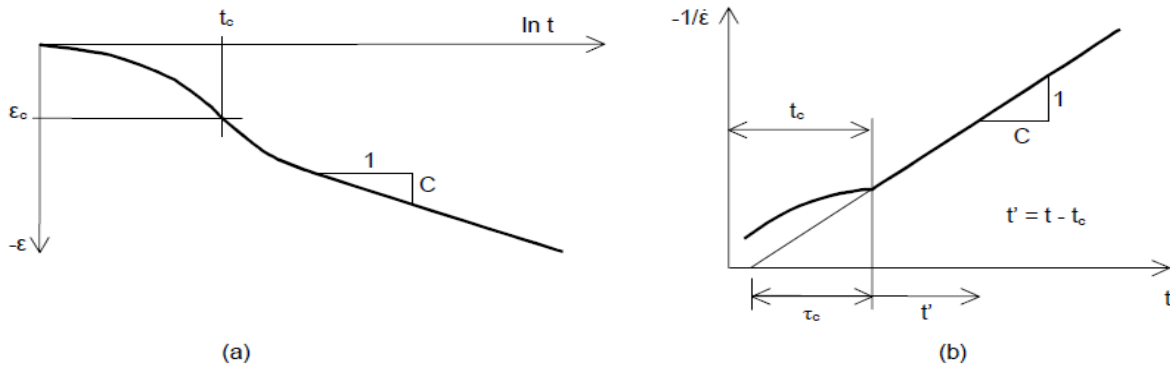


Figure III.6 Effet du temps sur les essais oedométriques.

Le Soft Soil Creep Model élargit ces résultats dans le plan  $p$ - $q$  en introduisant des surfaces de charges qui « s'appuient » sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.

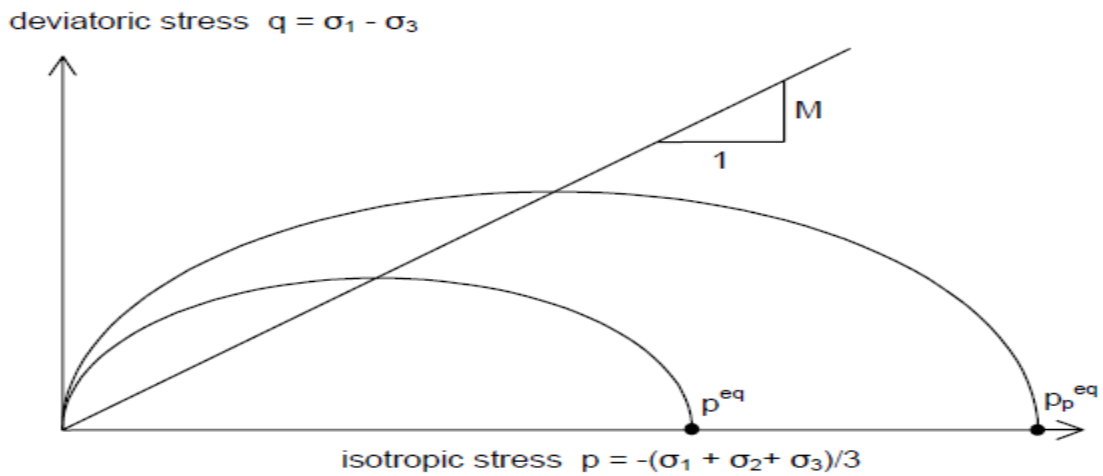


Figure III.7 Diagramme de  $P_{eq}$  dans le plan  $p,q$ .

## Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb

$C$  : Cohésion [ $\text{kN/m}^2$ ]

$\varphi$  : Angle de frottement [ $^\circ$ ]

$\psi$  : Angle de dilatance [ $^\circ$ ]

## Paramètre de consolidation

$\kappa^*$  : Indice de gonflement [-]

$\lambda^*$  : Indice de compression [-]

$\mu^*$  : Indice de fluage [-]

## Paramètres avancés

$\nu_{ur}$  : Coefficient de Poisson en charge-décharge [-]

$k_0^{NC}$  : Coefficient des terres au repos pour un sol normalement consolidé [-]

$M$  : Pente de la ligne d'état critique [-]

**III.3 ANALYSE NUMERIQUE**

A partir des essais expérimentaux effectués par Pra-ai (2013), le programme d'essais basé sur deux types de chemins, de contrainte normale constante (CNC,  $k_n = 0$ ), et de rigidité normale constante (RNC,  $k_n > 0$ ). Le sable testé est de Fontainebleau standard NE34, 2 types de contacts (rugueux et lisse), pour chacun 10 000 cycles (Pra-ai, 2013). Dans cette étude on a étudié la partie de la dégradation de la contrainte normale donc à chemin de la rigidité normale constante (RNC).

Le but de cette simulation est d'établir une équation de contrainte normale en fonction des paramètres cycliques ( $\Delta\eta$ ,  $\eta$ ,  $N$ ). Le tableau (III.1) présente les paramètres cycliques clés de ces essais, à savoir :

- ❖  $I_{D0}$  : Indice initial de densité ;
- ❖  $\sigma_{ncm0}$  : La contrainte normale cyclique moyenne initiale ;
- ❖  $(\tau_{min} < \tau < \tau_{max})$  : Les seuils de contrainte de cisaillement ;
- ❖  $\eta_{cm} = \frac{\tau_{cm}}{\sigma_{ncm}}$  : Rapport de contraintes cycliques moyennes (niveau cyclique moyen) ;
- ❖  $\Delta\eta = \frac{\Delta\tau}{\sigma_{ncm0}}$  : L'amplitude cyclique ;
- ❖  $\eta_{car} = \frac{\tau_{car}}{\sigma_{ncar}} = 0.55$  : Rapport de contrainte caractéristique (niveau cyclique caractéristique) ;
- ❖  $\eta_l = \frac{\tau_l}{\sigma_{nl}} = 0.79$  : Rapport de contrainte limite (niveau cyclique limite).

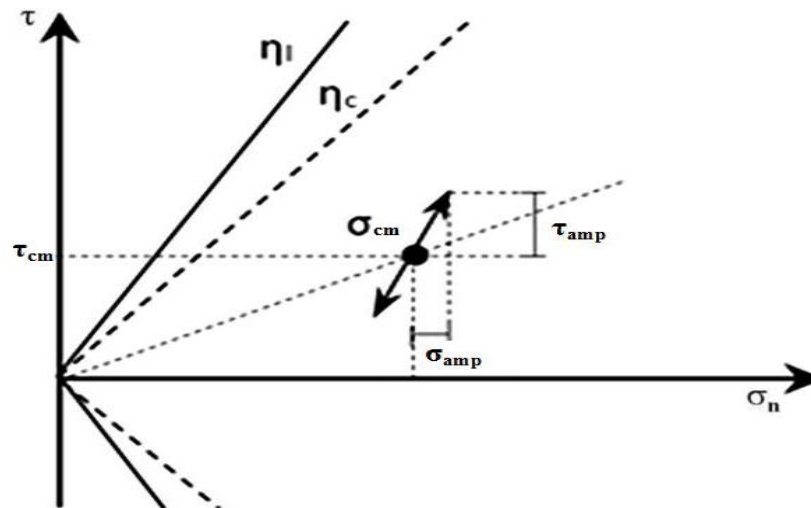


Figure III.8 Caractérisation Des Cycles Exécutés.

Tableau III.1 Série d'essais RNC d'après Pra-ai, (2013).

N°.	ESSAI	$I_{D0}$ (%)	$\sigma_{ncm0}$ (kPa)	$k$ (kPa/mm)	$\tau$ (kPa)	$\eta_{cm}$ (-)	$\Delta\tau$ (kPa)
1	10DM60-1000K	90	60	1000	$16 < \tau < 26$	0.35	10
2	10DH60-1000K	90	60	1000	$20 < \tau < 30$	0.42	10
3	10DM100-1000K	90	100	1000	$30 < \tau < 40$	0.35	10
4	10DH100-1000K	90	100	1000	$45 < \tau < 55$	0.5	10
5	10DM310-1000K	90	310	1000	$105 < \tau < 115$	0.35	10
6	10DH310-1000K	90	310	1000	$150 < \tau < 160$	0.5	10

**10** : La valeur de l'amplitude cyclique ( $\Delta\tau$ ) ;

**D** : Le type de densité initiale (Dense) ;

**M et H** : La lettre majuscule suivante indique le niveau du  $\eta_{cm}$  : M (moyen), H (haut) ;

**60** : La valeur de la contrainte normale (60, 100, 310 kPa) ;

**1000** : La valeur de la rigidité ;

**K** : La rigidité.

### II.3.1 Essais à l'interface de cisaillement RNC

Boulon et Foray (1986) ont également proposé les conditions aux limites des tests de cisaillement directs dans les quelles la rigidité du sol environnant a été représenté par un module pressiométriques pour simuler le mécanisme élémentaire de la mobilisation du frottement latéral à l'interface sol-Pieu. Cette condition limite, dite à rigidité normale constante (RNC), a été situé entre les deux conditions extrêmes (Pra-ai, 2013).

Pour exprimer l'influence des paramètres cycliques on a exploité le tableau (1), La procédure suivante a été adoptées: pour des valeurs constantes de l'indice initiale de densité ( $I_{D0} = 90\%$ ) et la rigidité normale ( $k_n = 1000$  kPa/mm). A partir des courbes des essais expérimentaux de la contrainte normale en fonction du nombre de cycles effectué par Pra-ai (2013), ont été tracé les figures III.9, III.10 et III.11.

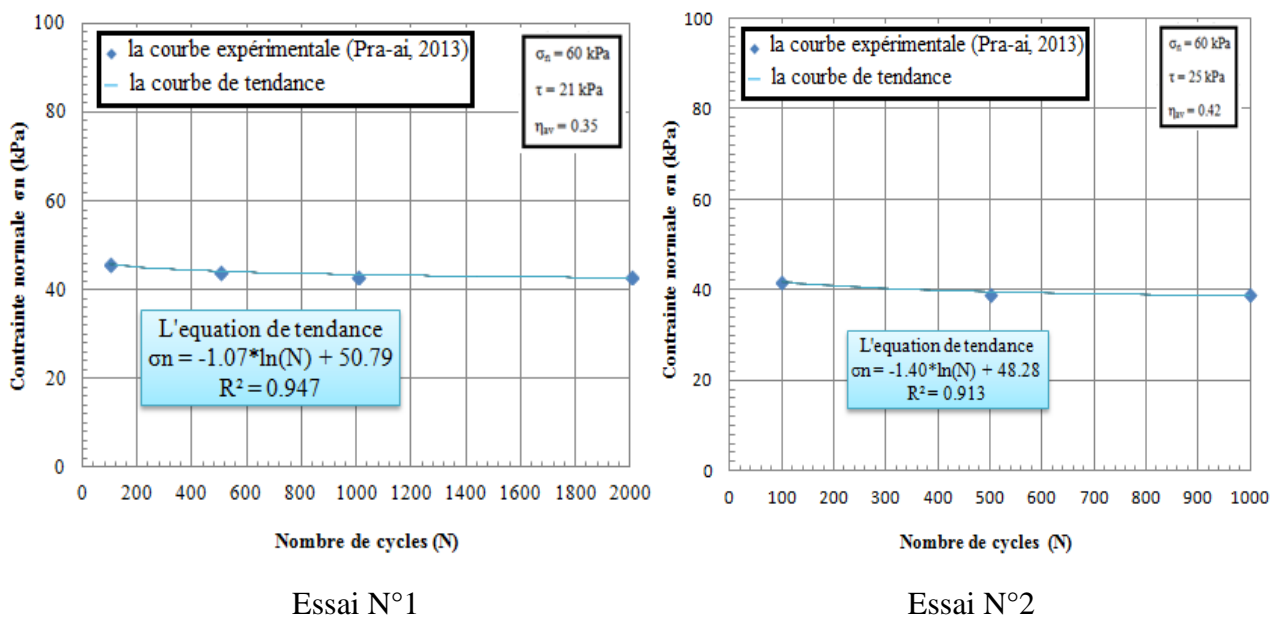


Figure III.9 Evolution de la contrainte normale en fonction de nombre de cycle à  $\Delta\tau = 10$  kPa,  $\sigma_n = 60$  kPa.

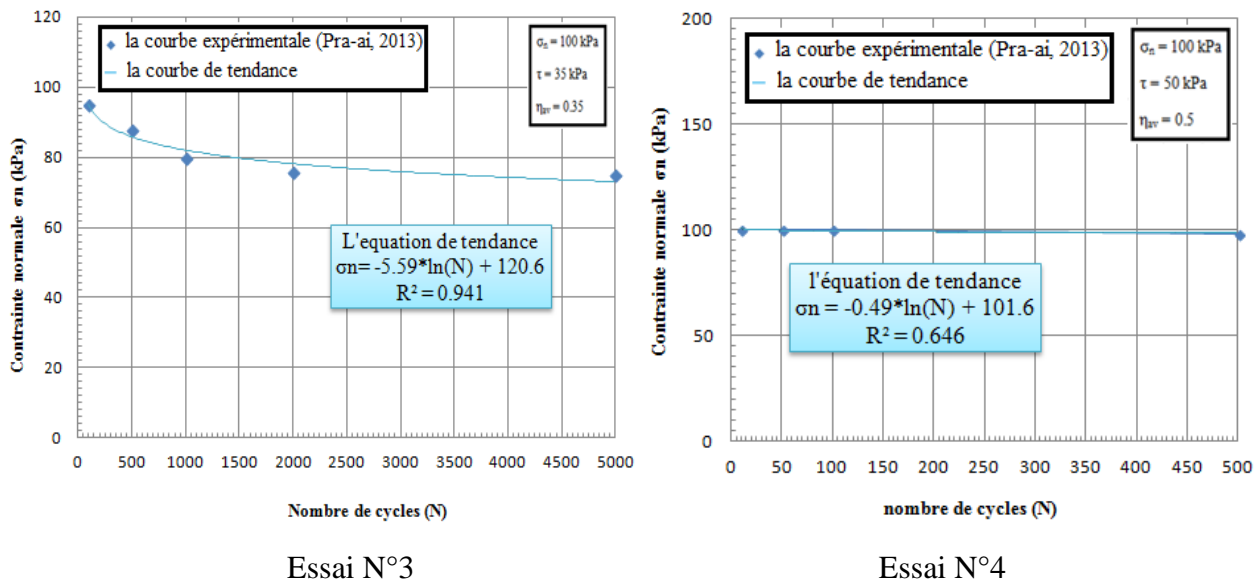


Figure III.10 Evolution de la contrainte normale en fonction de nombre de cycle à  $\Delta\tau = 10 \text{ kPa}$ ,  $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$ .

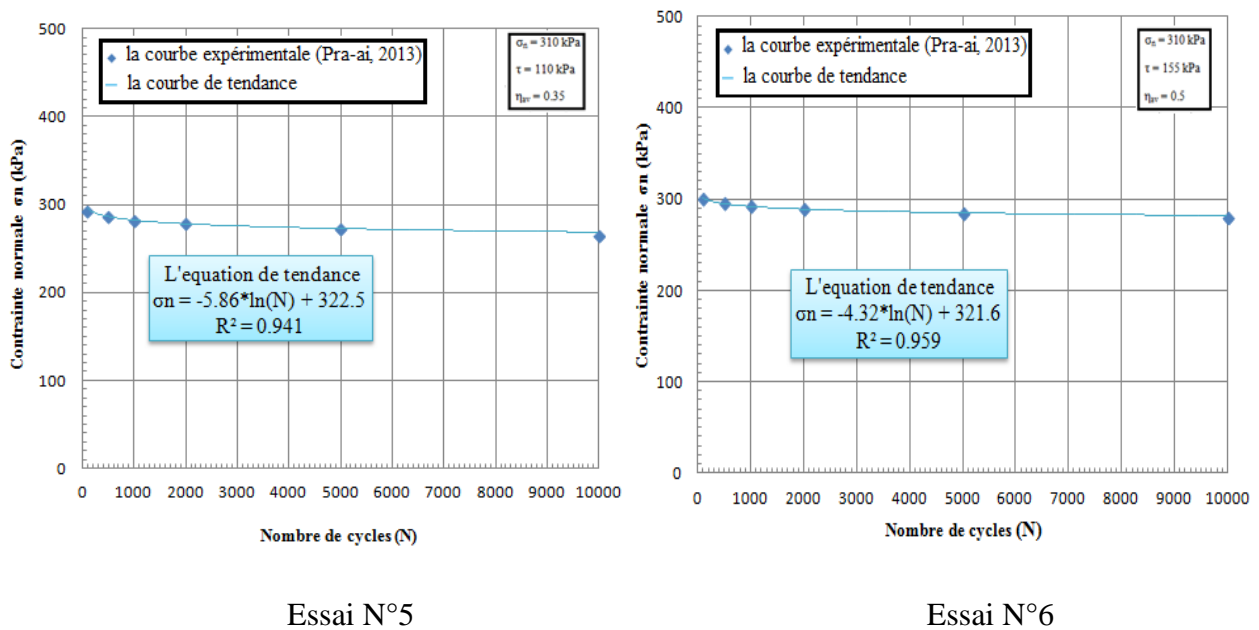


Figure III.11 Evolution de la contrainte normale en fonction de nombre de cycle à  $\Delta\tau = 10 \text{ kPa}$ ,  $\sigma_n = 310 \text{ kPa}$ .

Les figures III.9, III.10 et III.11; montrent la chute de la contrainte normale ( $\sigma_n$ ) en fonction des cycles (N). Cette dépendance est de forme logarithmique, Elle peut être exprimée par la forme générale de l'équation (III.3) :

$$\sigma_n = A_i \cdot \ln(N) + B_i \quad \text{(III.3)}$$

Tableau 2, résume toute les valeurs des paramètres des essais et les constantes  $A_i$  et  $B_i$  pour chaque essais.

Tableau III.2 Les différentes valeurs des paramètres utilisé.

N°.	$A_i$ (-)	$B_i$ (-)	$\eta_{cm}$ (-)	$\Delta\eta$ (-)	$\sigma_{ncm0}$ (kPa)	$k$ (kPa/mm)	$I_{D0}$ (%)
1	-1.07	50.79	0.35	0.166	60	1000	90
2	-1.40	48.28	0.42	0.166	60	1000	90
3	-5.59	120.6	0.35	0.100	100	1000	90
4	-0.49	101.6	0.50	0.100	100	1000	90
5	-5.86	322.5	0.35	0.0322	310	1000	90
6	-4.32	321.6	0.50	0.0322	310	1000	90

La résolution du système d'équation (III.3) permet la détermination de  $A_i$  et  $B_i$ . Les courbes de dépendance des  $A_i$  ( $B_i$ ) en fonction de  $\eta_{cm}$  permettent d'écrire les équations (III.4, III.5, III.6, III.7, III.8, III.9) :

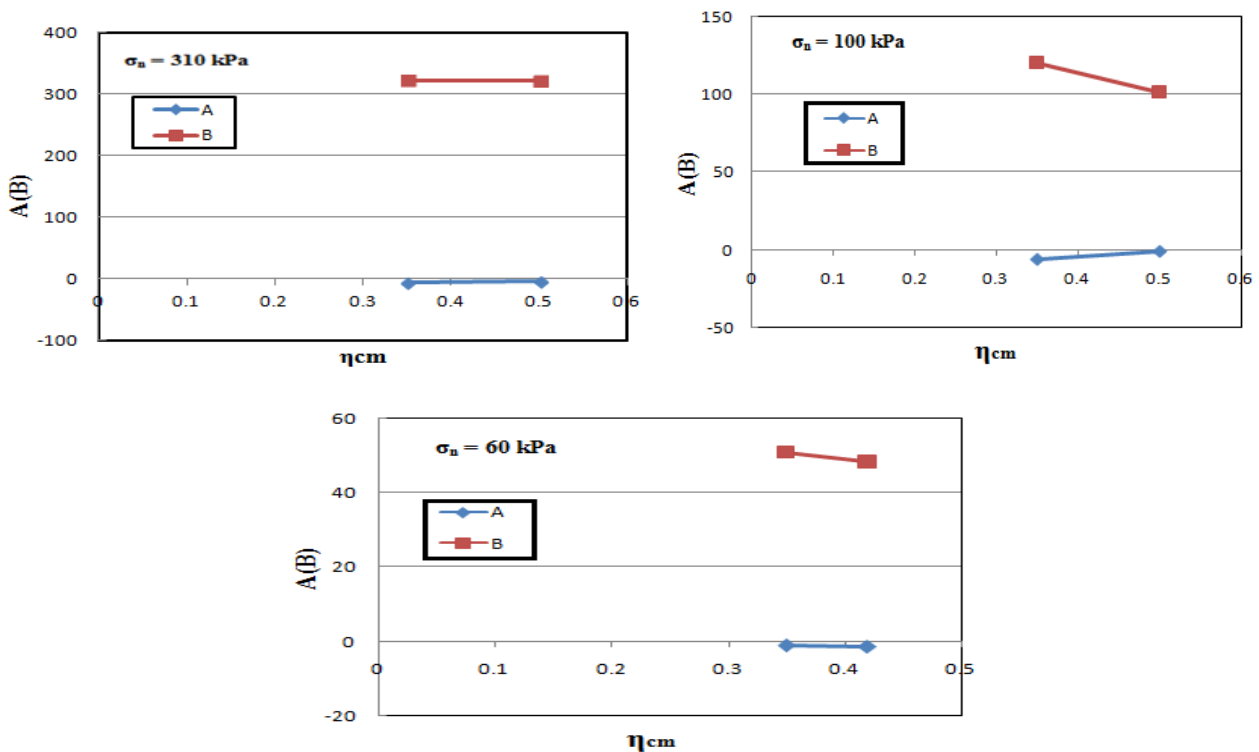


Figure III.12 Courbes de dépendance des  $A_i$  ( $B_i$ ) en fonction de  $\eta_{mc}$ , pour  $\sigma_n = 310, 100, 60$  kPa.

$$A_1 = 10,26.\eta_{cm} - 9,45 \quad (\text{III.4})$$

$$A_2 = 34.\eta_{cm} - 17,49 \quad (\text{III.5})$$

$$A_3 = -4,714.\eta_{cm} + 0,58 \quad (\text{III.6})$$

$$B_1 = -6.\eta_{cm} + 324,6 \quad (\text{III.7})$$

$$B_2 = -126,6.\eta_{cm} + 164,9 \quad (\text{III.8})$$

$$B_3 = -35,85.\eta_{cm} + 63,34 \quad (\text{III.9})$$

À partir des courbes de dépendance (figure III.12) et les équations (III.4, III.5, III.6, III.7, III.8 et III.9) ont été écrites les équations (III.10) et (III.11) :

$$A = C.\eta_{cm} + D \quad (\text{III.10})$$

$$B = E.\eta_{cm} + F \quad (\text{III.11})$$

À partir des équations (III.10) et (III.11) et les courbes de tendance représentant les coefficients C, D, E et F en fonction de  $\Delta\eta$  (figure III.13) on peut écrire les équations (III.12, III.13, III.14, III.15) :

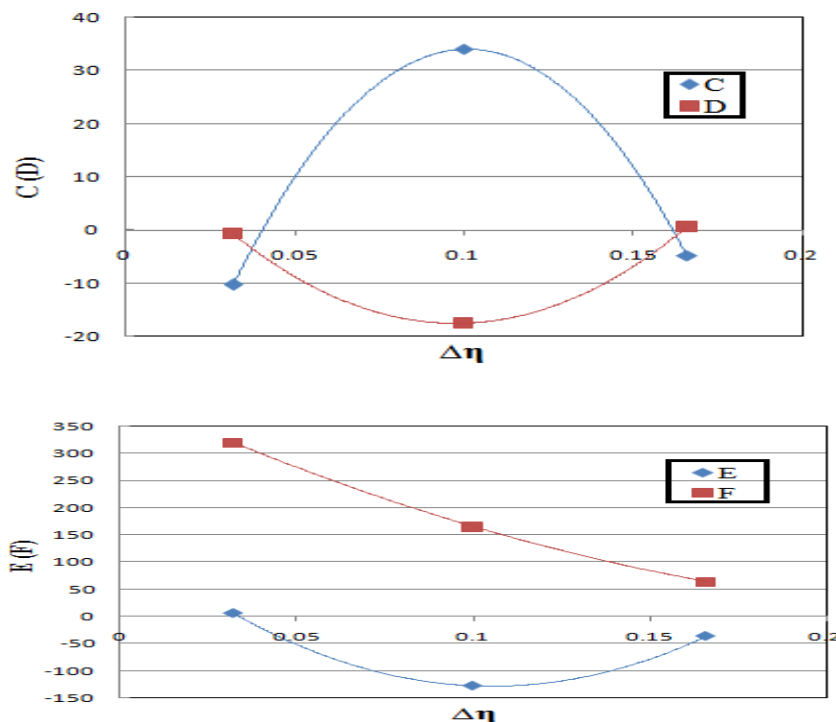


Figure III.13 Courbes de dépendance des  $C(D)$  et  $E(F)$  en fonction de  $(\Delta\eta)$  pour  $\sigma_n = 310, 100, 60$  kPa.

$$C = -7000.9.\Delta\eta^2 + 1275.7\Delta\eta - 23.6 \quad (\text{III.12})$$

$$D = 2932.5.\Delta\eta^2 - 506.3.\Delta\eta + 3.81 \quad (\text{III.13})$$

$$E = 23571.\Delta\eta^2 - 4894.8.\Delta\eta + 127.2 \quad (\text{III.14})$$

$$F = 6013.7\Delta\eta^2 - 3162.4.\Delta\eta + 420.1 \quad (\text{III.15})$$

Après substitution des équations (III.12, III.13, III.14, III.15) dans les équations des coefficients A et B, et remplaçant ces équations dans l'équation (III.3) on aura :

$$\sigma_n = [(-7000,9.\Delta\eta^2 + 1275,7.\Delta\eta - 23,6).\eta_{cm} + (2932,5.\Delta\eta^2 - 506,3.\Delta\eta + 3,81)].\text{Ln}(N) + [(23571.\Delta\eta^2 - 4894,8.\Delta\eta + 127,2).\eta_{cm} + (6013,7\Delta\eta^2 - 3162,4.\Delta\eta + 420,1)] \quad (\text{III.16})$$

L'équation (III.16) permet de déterminer la contrainte normale en fonction de plusieurs paramètres cycliques, et aussi de déterminer le frottement maximal en remontant à l'équation (III.17).

### III.4 APPLICATION DE LA FORMULATION PROPOSEE À L'ETUDE DE LA DEGRADATION DU FROTTEMENT DES PIEUX

Pour valider la formulation proposée, une étude de dégradation du frottement des pieux sous charges verticales cycliques est présentée. Dans cette étude, on s'intéresse à déterminer la dégradation du frottement d'un pieu foré en béton armé placé dans un sol sableux. Le cas étudié est présenté dans la thèse de Benzaria (2013).

#### III.4.1 Caractéristiques des matériaux

En se basant dans ce travail sur une série d'essai de chargements cycliques sur un pieu installé dans le sable du site de Loon-Plage (France).

D'après Benzaria le pieu F5 est en béton armé de diamètre 420 mm dont les caractéristiques mécanique du pieu sont résumées dans le tableau 3. Les échantillons de sable avaient un poids volumique sec  $\gamma_d = 17 \text{ kN/m}^3$ , module d'Young  $E_{ref} = 50000 \text{ kN/m}^2$ , un angle de frottement  $\varphi = 38.1^\circ$ , une cohésion de  $c = 0 \text{ kN/m}^2$ , un angle de dilatance  $\psi = 8^\circ$  et le coefficient de poisson  $\nu = 0,3$ . Tableau III.4, résume les caractéristiques mécaniques des sols.



Le pieu est sollicité par une force en tête : Chargement vertical cyclique maximal  $Q_{\max} = 700$  kN, Chargement vertical cyclique minimal  $Q_{\min} = 100$  kN, Chargement vertical cyclique moyen  $Q_m = 400$  kN, et amplitude cyclique  $Q_c = 300$  kN.

Tableau III.3 les caractéristiques mécanique du pieu.

Les caractéristiques mécaniques	Poids volumique $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	Module d'Young E (MPa)	Coefficient de poisson $\nu$ (-)
Pieu	25	$2.43 \cdot 10^4$	0.4

Tableau III.4 les caractéristiques mécanique des sols.

Paramètres	Sable	Argile
Modèle	Mohr-Coloumb	Mohr-Coloumb
Type de comportement	Drainé	Non Drainé
$K_x$ (m/j)	0	0
$K_y$ (m/j)	0	0
$E_{\text{ref}}$ (kPa)	50000	10000
$\nu$	0,3	0,3
$c$ (kPa)	0	50
$\phi$ (°)	38.1	00
$\psi$ (°)	8	00
$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	20	18
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	17	16
$R_{\text{int}}$	0.67	Rigide

### III.4.2 La géométrie du modèle

La figure III.14 présente le modèle géométrique adopté pour modéliser l'essai des chargements verticaux appliqués sur le pieu.

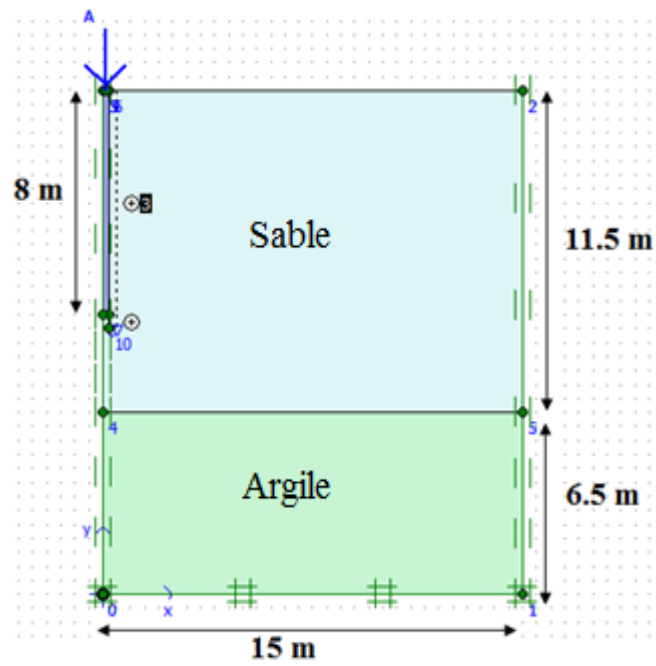


Figure III.14 Modèle géométrique.

### III.4.3. Génération du maillage

Le maillage du modèle consiste en 158 éléments à 15 nœuds, dont le nombre des nœuds est de 1365 nœuds.

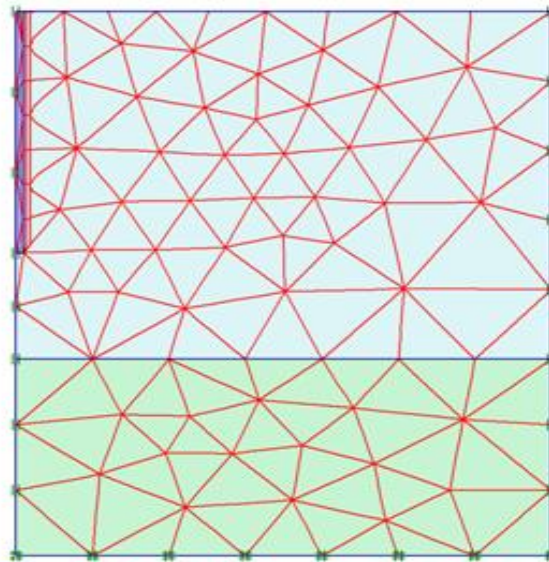


Figure III.15 Maillage du modèle.

### III.4.4 Procédure de calculs

La procédure de calcul se résume dans les étapes suivantes :

-la couche supérieure est discrétisée en sous couches d'épaisseur de 1m

-on applique le chargement du pieu charge-décharge une seule fois pour déterminer les paramètres cycliques initiaux de chaque sous couche.

-après le chargement, on effectue la lecture des contraintes horizontale et verticale développées au centre de chaque sous couche au niveau de l'interface sol-pieu. Par analogie à un essai de cisaillement rectiligne la contrainte horizontale représente la contrainte normale et la contrainte verticale représente la contrainte de cisaillement.

-les autres paramètres cycliques seront déduits.

La figure III.16 représente les phases de calcul d'un cycle de charge-décharge effectué au moyen du code de calcul Plaxis. Les paramètres cycliques de chaque sous couches sont présentés dans le tableau III.5.

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input
Initial phase	0	0	N/A	N/A
✓ <Phase 1>	1	0	Plastic	Staged construction
✓ <Phase 2>	2	1	Plastic	Staged construction

Figure III.16 Procédures de chargement.

### III.4.5 Détermination de la dégradation du frottement des pieux

D'après API RP2 GEO (2011), le frottement limite pour chaque couche le long des pieux peut être calculé à partir d'équation (II.7). Le coefficient  $\beta$  est donné par différents auteurs, Burland (1973) à préconisé la relation (II.8).

Avec  $K$  : le coefficient de pression de terre reliant la contrainte normale effective agissant autour des pieux à la rupture à la surcharge effective in situ ( $\sigma'_{v0}$ ) ( $K_0 = \sigma_h/\sigma_v$ );

$\delta$  : angle d'interface sol-pieu.

Après substitution d'équation (II.8) dans l'équation (II.7) on aura l'équation (III.17) :

$$\tau_f = \sigma_h \cdot \tan \delta \quad (III.17)$$

Le tableau III.5 résume les paramètres cycliques utilisés dans cette simulation. Pour déterminer les paramètres cycliques au niveau de la couche (3, 6 et 7), une simulation du premier cycle de chargement-déchargement sera effectuée puis les paramètres nécessaires sont extraits qui sont résumés dans le tableau (III.5).

Tableau III.5 Paramètres cycliques des sous couches.

<b>profondeur (m)</b>	<b><math>\sigma_{ncm0}</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_{cm}</math> (kPa)</b>	<b><math>\Delta\tau</math> (kPa)</b>	<b><math>\eta_{cm}</math> (-)</b>	<b><math>\Delta\eta</math> (-)</b>
<b>3m</b>	70.52	52.89	3.10	0.75	0.044
<b>6m</b>	135	81	13.5	0.60	0.100
<b>7m</b>	170	105.4	13.6	0.62	0.080

L'application de la formulation proposée dans cette thèse permet de décrire la dégradation de la contrainte normale qui représente le frottement à l'interface sol-pieu au niveau du centre de chaque sous couche. La figure (III.17) montre les courbes simulées et expérimentales de la dégradation du frottement à l'interface sol-pieu, où l'on observe une bonne concordance entre les courbes simulées et expérimentales, ce qui renforce l'idée de base de ce travail.

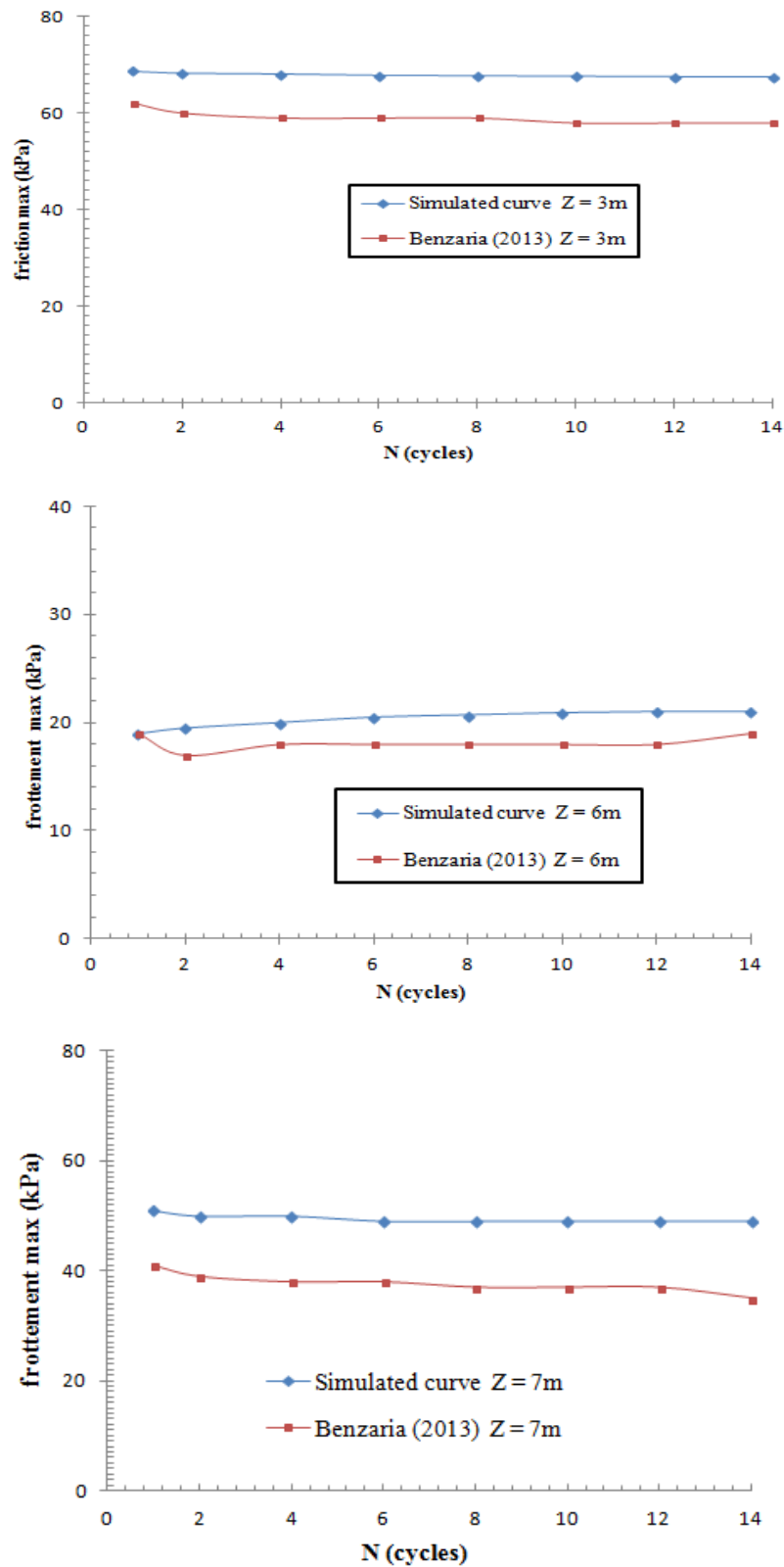
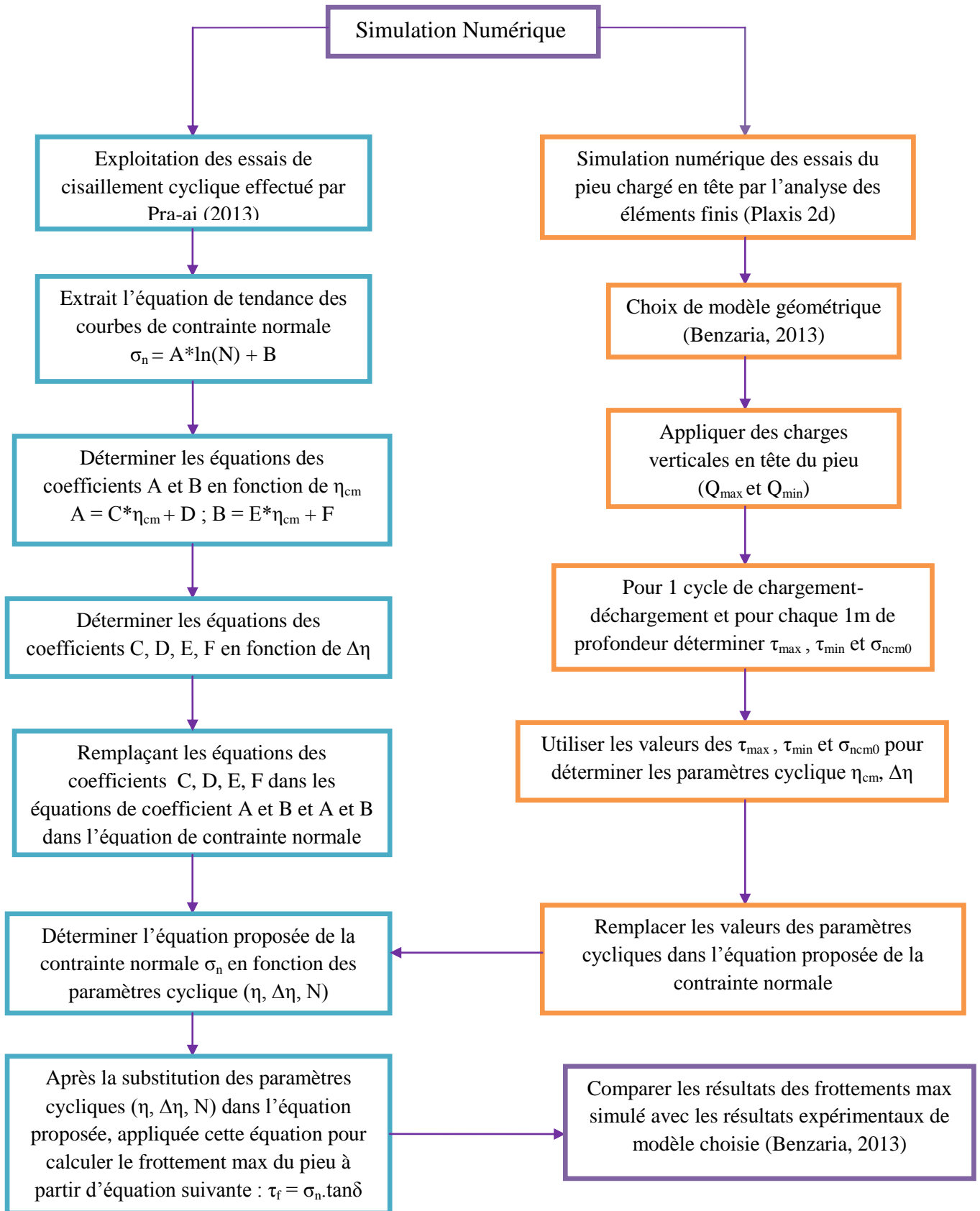


Figure III.17 Comparaison de la courbe simulée et des résultats expérimentaux.

III.5. LA METHODOLOGIE DE L'ETUDE



### III.6. CONCLUSION

Le travail consistait en l'étude du comportement de sol sous chargement cyclique à grand nombre de cycles en utilisant une modélisation numérique sur des essais expérimentaux a été développer par Pra-ai (2013).

La méthodologie de modélisation numérique des essais expérimentaux permet d'écrire une équation logarithmique entre la contrainte normale et plusieurs paramètres cyclique ( $\eta_{cm}$ ,  $\Delta\eta$ , N). Cette formulation validée par une étude de dégradation du frottement des pieux sous chargement cyclique verticale.

La comparaison des résultats expérimentaux effectués par Benzaria (2013) et des courbes simulées en utilisant la présente formulation, montre une bonne concordance, ce qui confirme la bonne adaptation de la formulation proposée pour estimer la dégradation de la contrainte normale lors des essais de cisaillement cyclique effectués par Pra-ai (2013).

## **CHAPITRE IV**

# **Etudes Paramétriques et Estimation des Déplacements des Pieux Ancrés dans les Sables sous un Nombre de Cycles**

### **IV.1 INTRODUCTION**

Le chargement et le déchargement du pieu provoquent une évolution très significative du comportement du système sol-pieu et engendrent une dégradation de la capacité portante ainsi que l'accumulation des déplacements irréversibles (Bakki, 2014). Le projet national SOLCYP (2009-2012) vise à développer une méthodologie et des procédures de calcul pour prendre en compte l'effet des charges cycliques sur la réponse du pieu (Puech et al. 2008).

Le comportement des fondations profondes, principalement des pieux, sous chargement cyclique, est fonction de plusieurs facteurs, dont l'influence est plus ou moins importante. Dans la



majorité des cas, les pieux d'un système de fondation sont mis en place dans le sol verticalement. Le chargement cyclique appliqué sur la fondation peut être caractérisé par cinq paramètres : la direction du chargement (latéral ou axial), le nombre de cycles  $N$ , le chargement cyclique maximal appliqué, l'amplitude du chargement cyclique, et le type de chargement (alterné ou non) (Rakotonindriana, 2009).

Dans cette partie, notre objectif est de trouver une formulation mathématique permettant d'étudier l'effet de la rigidité et du déplacement sur la résistance des pieux. De plus, cette formulation sera comparée aux valeurs expérimentales de Benzaria (2013). Aussi une étude paramétrique simple pour tester l'influence des paramètres cycliques sur la dégradation de la contrainte normale.

## IV.2 ETUDE PARAMETRIQUE DU COMPORTEMENT CYCLIQUE DES SOLS

L'étude paramétrique du sol sous comportement cyclique a pour but de tester l'influence de certains paramètres cycliques sur la dégradation de contrainte normale. Le sol utilisé dans la simulation est un sable de Fontainebleau standard, siliceux pour les essais de Pra-ai, 2013.

L'équation (III.16) permet d'étudier l'influence des paramètres cycliques sur l'évolution de la contrainte normale.

### IV.2.1 Influence de niveau moyen cyclique $\eta_{cm}$

La figure IV.1 présente l'influence de niveau moyen cyclique ( $\eta_{cm}$ ) sur l'évolution de la contrainte normale. Avec  $0,177 \leq \eta_{cm} \leq 0,5$  et  $\sigma_{ncm} = 310$  kPa.

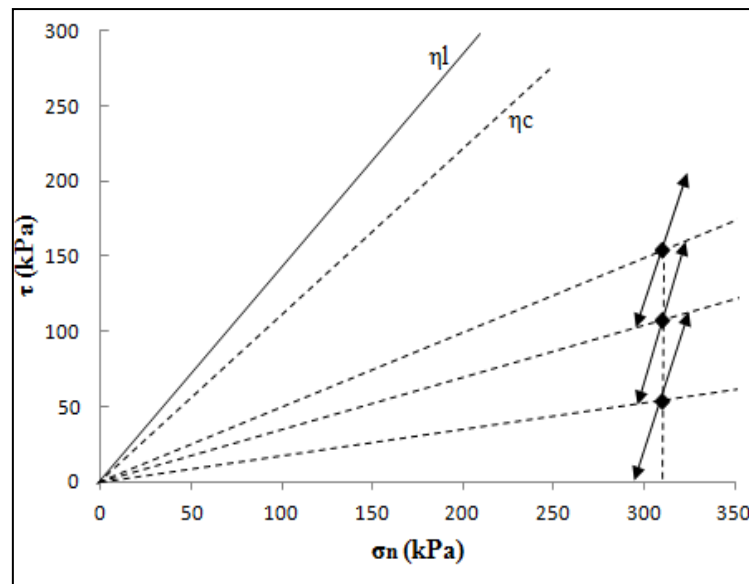


Figure IV.1 le chemin cyclique avec variation de  $\eta_{cm}$  et  $\sigma_{ncm} = cts.$

La figure IV.2 présente les courbes d'évolution de contrainte normale en fonction du niveau moyen cyclique. L'examen des courbes montre que cette évolution de la contrainte normale augmente plus que le niveau moyen cyclique est plus important (figure IV.2).

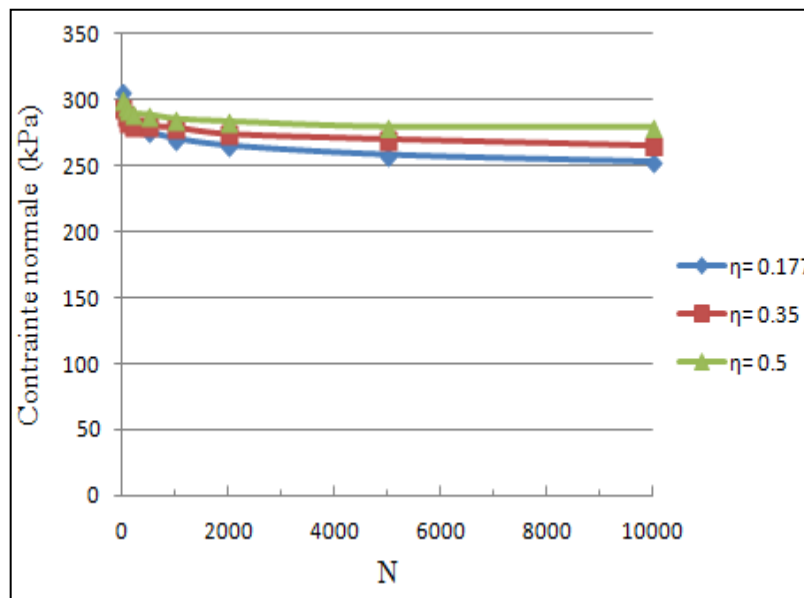


Figure IV.2 l'influence de  $\eta_{cm}$  sur l'évolution de la contrainte normale.

**IV.2.2 Influence de la contrainte cyclique moyenne**

La figure IV.3 fournit l'influence de la variation de la contrainte cyclique moyenne sur l'évolution de contrainte normale. Cette variation est prise dans l'intervalle suivant  $310 \leq \sigma_{ncm} \leq 400$  et une amplitude cyclique constante.

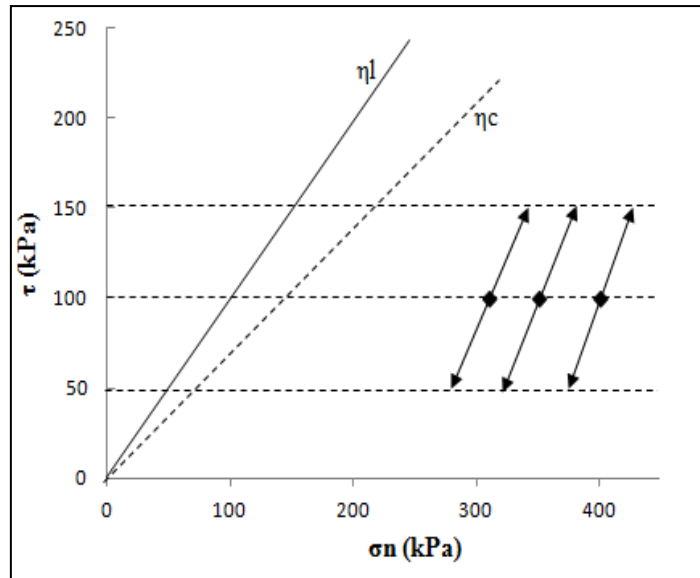


Figure IV.3 Variation de la contrainte cyclique moyenne avec  $\tau = cst$  et  $\sigma_{ncm}$  variable.

La figure IV.4 présente les résultats des simulations numériques selon le schéma cyclique de la figure IV.3.

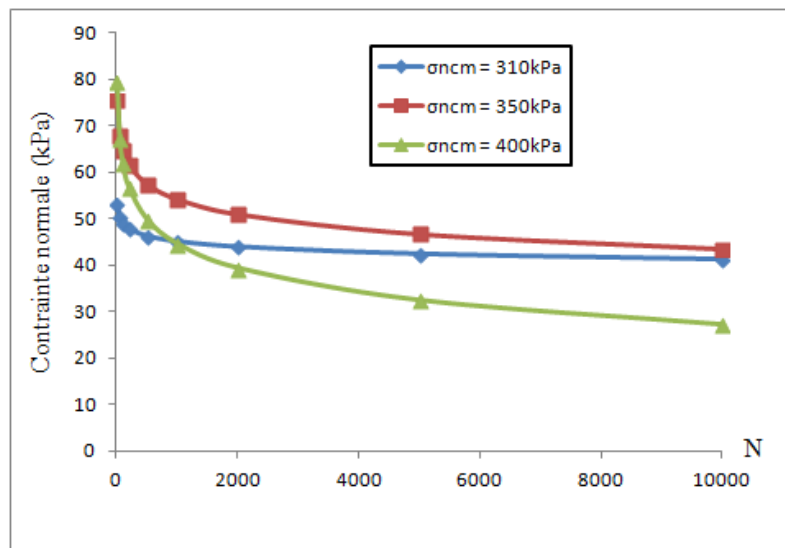


Figure IV.4 Influence de la contrainte moyenne sur la dégradation de la contrainte normale.

La figure IV.4 montre que plus que la contrainte moyenne est plus importante plus que l'évolution de la contrainte normale se diminue.

### IV.3 LE COMPORTEMENT DES PIEUX SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE

Benzaria (2013) définit la capacité portante d'un pieu en compression  $Q_{uc}$  est considérée comme étant la somme de la résistance mobilisable à l'interface sol-pieu (frottement latéral le long du fût  $Q_s$ ) et la résistance disponible sous la pointe  $Q_p$ . En traction, en négligeant le poids du pieu, la capacité portante  $Q_{ut}$  est égale au frottement latéral le long du fût  $Q_s$  (voir l'équation II.1).

On distingue deux principaux types de chargements cycliques axiaux (Figure IV.5) :

- les chargements non alternés « répétés » - dits chargement « one-way » en Anglais : en cours des cycles, il n'y a pas inversion de la charge ( $Q_{max}$  et  $Q_{min}$  sont de même signe).
- les chargements « alternés » - dits chargements « two-way » : il y a changement du signe de la charge appliquée ( $Q_{max}$  et  $Q_{min}$  sont de signe opposé).

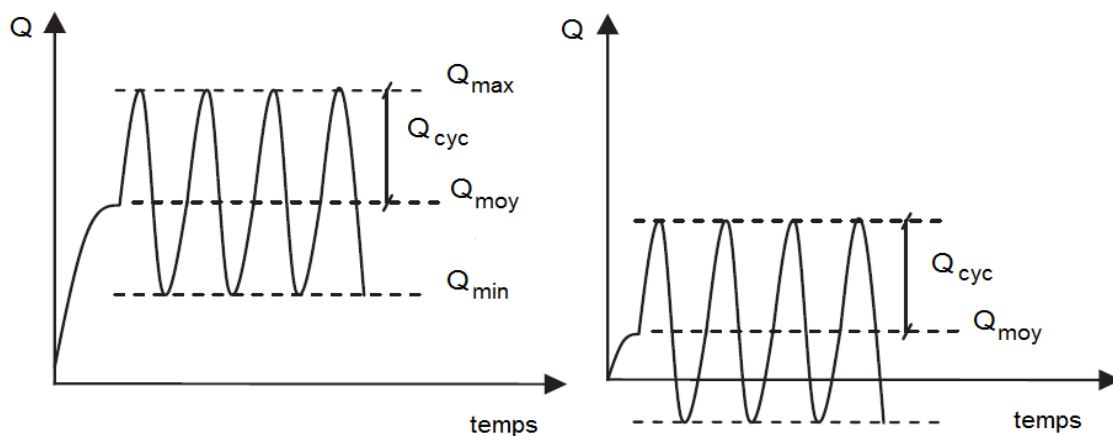


Figure IV.5 Schéma des différents types de chargement cyclique : a) non alterné b) alterné  
Benzaria (2013).

#### IV.3.1 Analyse Numérique

A partir des essais expérimentaux effectués par Benzaria, le programme d'essais basé sur deux pieux forés de diamètre  $D = 420$  mm et longueur  $L = 10,5$  m les deux pieux F1 et F2 ont été testés en traction qui sont compatibles avec le programme général du projet SOLCYP. Le but de cette

simulation est d'établir une relation entre la rigidité cyclique et le déplacement en fonction du nombre de cycles, et la comparaison entre le déplacement maximum et minimum des pieux ancrés dans le sable.

Tableau IV.1 présente, le nom des deux pieux tests, le nom et le type d'essai, la fréquence et le niveau de chargements cycliques ainsi que le nombre de cycles effectués pour chaque essai.

Tableau IV.1 Programme d'essais de chargements en traction sur les pieux forés.

Pieu	Éssai	Type	Effort	f (HZ)	Qm (kN)	Qc (kN)	N (Cycles)
F1	Essai N°1	Cyclique	Traction	0.5	160	120	126
	Essai N°2			0.5	75	50	500
	Essai N°3			0.5	100	50	760
F2	Essai N°4	Cyclique	Traction	0.5	320	240	367
	Essai N°5			0.5	120	80	315

Avec Qm : Chargement vertical cyclique moyen ;

Qc : Amplitude de chargement vertical cyclique ;

f : Fréquence

#### IV.3.1.1 Formulation de la rigidité cyclique

Benzaria (2013) propose que la rigidité d'un pieu influence le comportement de celui-ci lorsqu'il est soumis à un chargement axial notamment en matière de déplacement en tête. On rappelle que la rigidité cyclique est définie par la relation (IV.1) :

$$k_c = \frac{Q_{\max,N} - Q_{\min,N}}{Z_{\max,N} - Z_{\min,N}} \quad (\text{IV.1})$$

Avec Q<sub>max,N</sub> : Chargement vertical cyclique maximal au cours du cycle N ;

Q<sub>min,N</sub> : Chargement vertical cyclique minimal au cours du cycle N.

Les figures IV.6 et IV.7 montrent pour l'ensemble des essais effectués sur les deux pieux F1 et F2, l'évolution de la rigidité cyclique du pieu en fonction du nombre de cycles et le tendance de chaque courbe. Ces courbes peuvent être exprimées par une équation logarithmique telle que présentée dans l'équation (IV.2).

$$k_c = A \cdot \ln(N) + B \tag{IV.2}$$

Tableau IV.2 Les différentes valeurs des paramètres utilisés pour la formulation de la rigidité cyclique.

N°(Essai)	A	B	Qm (kN)	Qc (kN)
1	-55.8	467.6	160	120
2	-5.26	109.8	75	50
4	-9.3	336.5	320	240
5	-14.3	377.7	120	80

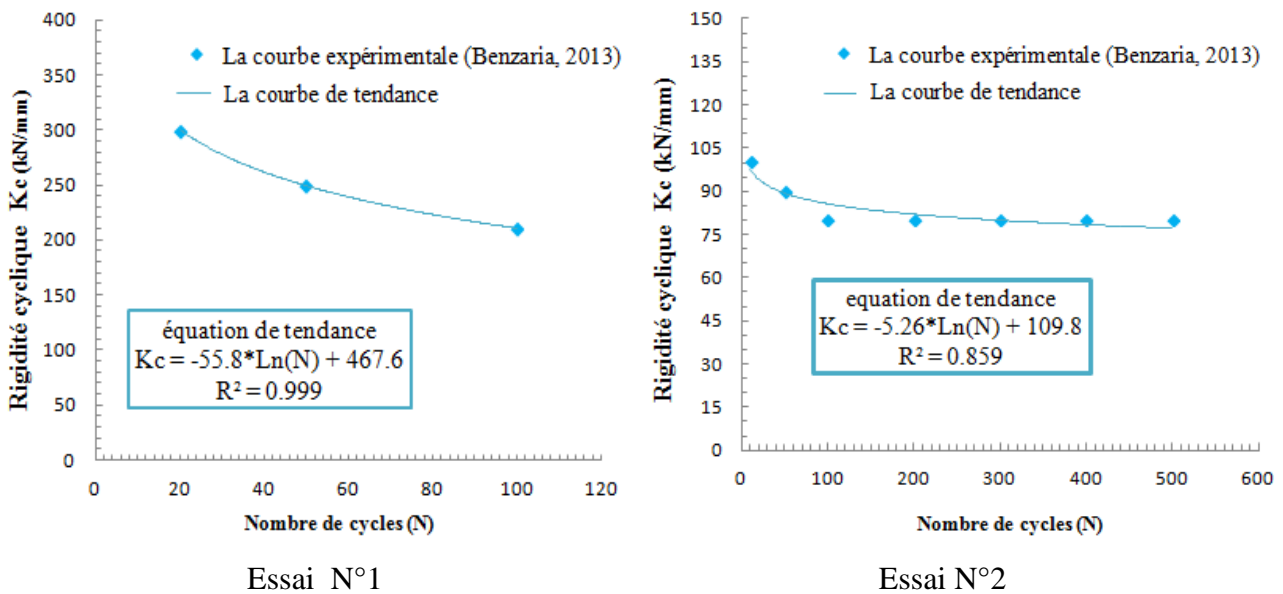
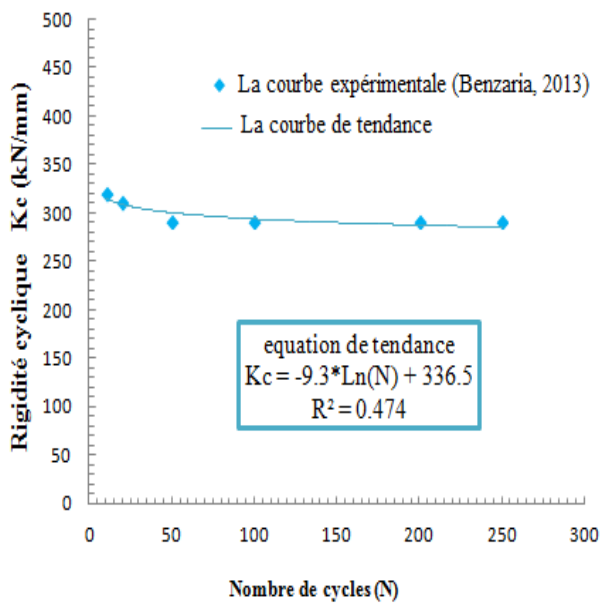
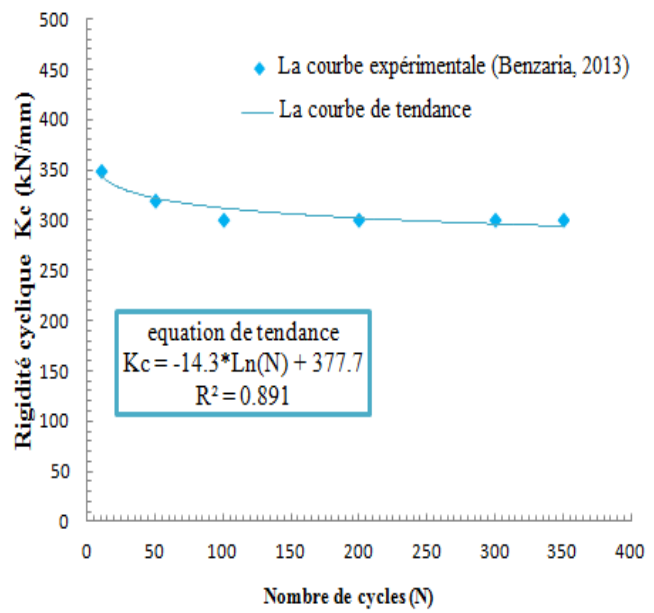


Figure IV.6 Evolution de la rigidité cyclique en fonction de nombre de cycles pour pieu F1.



Essai N°4



Essai N°5

Figure IV.7 Evolution de la rigidité cyclique en fonction de nombre de cycles pour pieu F2.

L'exploration du tableau IV.2 permet de tracer point par point les courbes  $A = f(Q_c/Q_m)$  et  $B = f(Q_c/Q_m)$  pour l'ensemble des tests cycliques en traction (figures IV.8, IV.9). Les courbes de tendance de  $A = f(Q_c/Q_m)$  et  $B = f(Q_c/Q_m)$  peuvent être exprimés par les équations (IV.3) et (IV.4) :

$$A = -5136,5. (Q_c/Q_m)^2 + 6680. (Q_c/Q_m) - 2177 \tag{IV.3}$$

$$B = (-105,135. (Q_c/Q_m)^2 + 152,126. (Q_c/Q_m) - 54,556).10^3 \tag{IV.4}$$

Après substitution des équations IV.4 et IV.5 dans l'équation IV.3, la rigidité cyclique peut être exprimée par l'équation IV.5 comme suit :

$$k_c = (-5136,5. (Q_c/Q_m)^2 + 6680. (Q_c/Q_m) - 2177). \ln(N) + ((-105,135. (Q_c/Q_m)^2 + 152,126. (Q_c/Q_m) - 54,556).10^3 \tag{IV.5}$$

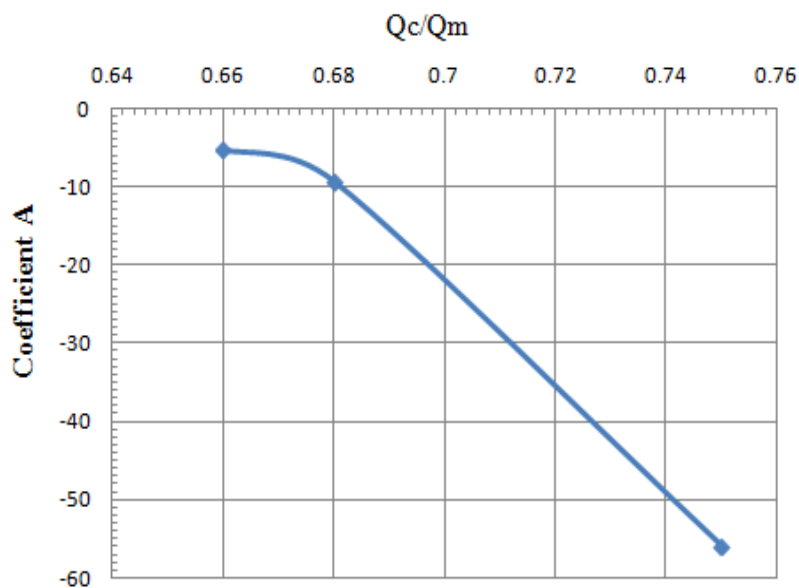


Figure IV.8 Evolution du Coefficient A en fonction de  $Q_c/Q_m$ .

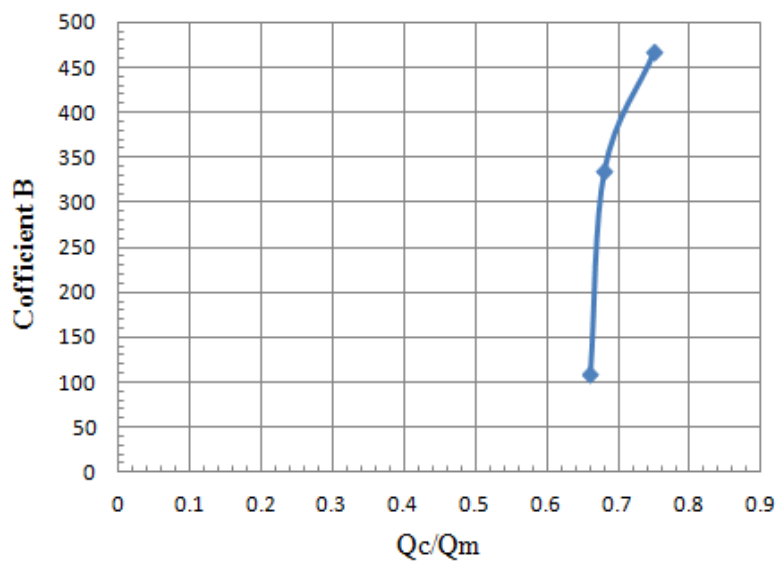


Figure IV.9 Evolution du Coefficient B en fonction de  $Q_c/Q_m$ .



### IV.3.1.2 Formulation du déplacement maximal ( $Z_{max}$ )

Pour étudier l'évolution des déplacements sous chargements cycliques, on a choisi de calculer le déplacement relatif maximal cyclique  $Z_{max}$  :

$$Z_{max} = Z_{max,N} - Z_{max,1} \quad (IV.6)$$

où :  $Z_{max,N}$  : déplacement maximal en tête du pieu au cours du cycle N ;

$Z_{max,1}$  : déplacement maximal en tête du pieu au cours du premier cycle.

L'évolution du déplacement en fonction du nombre de cycles effectués sur les deux pieux F1 et F2 est représentée sur les figures IV.10 et IV.11. Cette dépendance à une forme exponentielle, elle peut être exprimée par la forme générale de l'équation (IV.7) :

$$Z_{max} = C.e^{D.(N)} \quad (IV.7)$$

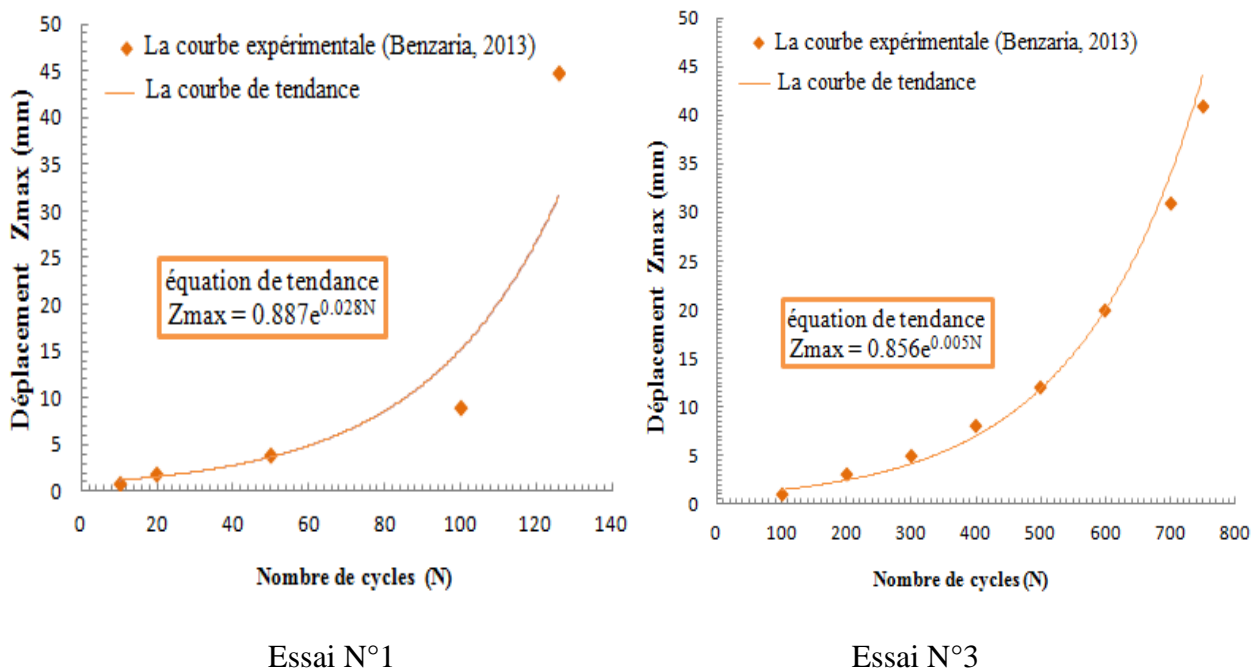


Figure IV.10 l'évolution de déplacement en fonction du nombre de cycles pour le pieu F1.

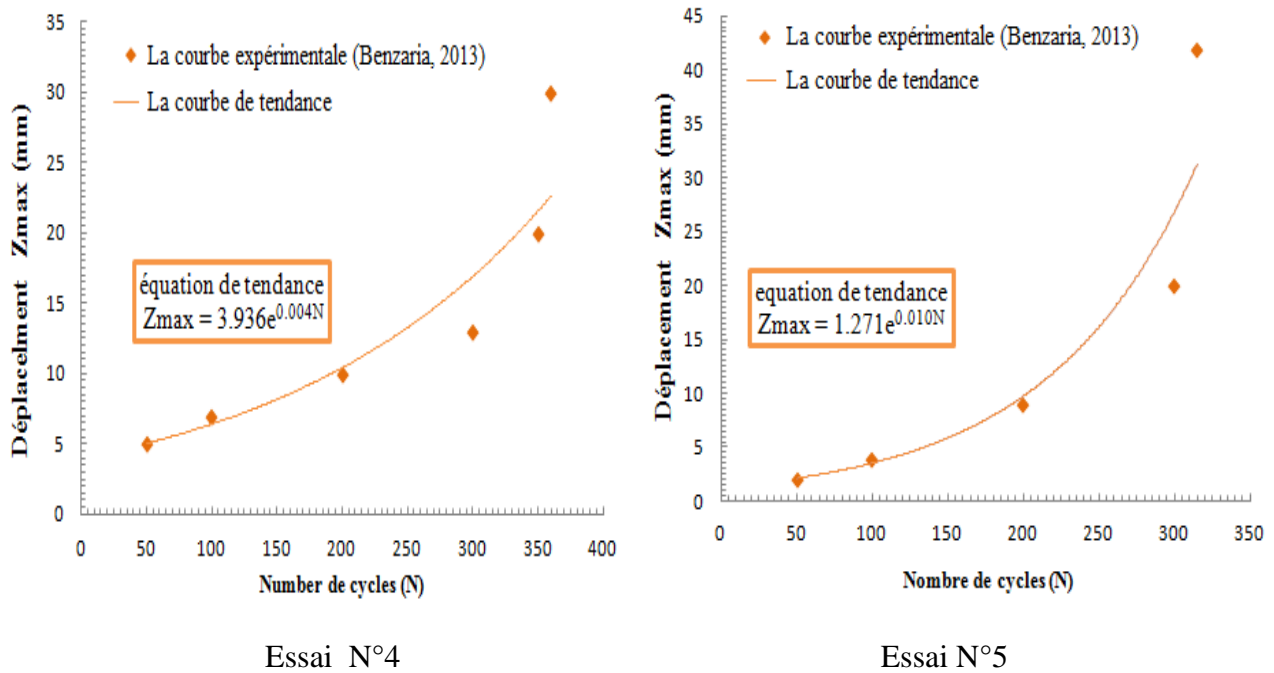


Figure IV.11 l'évolution de déplacement en fonction du nombre de cycles pour le pieu F2.

Le tableau IV.3 donne les différentes valeurs de C et D à partir de l'équation des courbes de tendance des essais considérés dans cette étude.

Tableau IV.3 Les différentes valeurs des paramètres utilisés pour la formulation de déplacement.

N°(Essai)	C	D	Qm (kN)	Qc (kN)
1	0.887	0.028	160	120
3	0.856	0.005	100	50
4	3.936	0.004	320	240
5	1.271	0.010	120	80

L'exploration du tableau IV.3 permet de tracer point par point les courbes  $C = f(Q_c/Q_m)$  et  $D = f(Q_c/Q_m)$  pour l'ensemble des essais cycliques en traction (figures IV.12 et IV.13). Les courbes de tendance de  $C = f(Q_c/Q_m)$  et  $D = f(Q_c/Q_m)$  peuvent être exprimés par les équations (IV.8) et (IV.9)

:

$$C = -28,36. (Q_c/Q_m)^2 + 35,77. (Q_c/Q_m) - 9,94 \quad (IV.8)$$

$$D = 0,803. (Q_c/Q_m)^2 - 0,92. (Q_c/Q_m) + 0,24 \quad (IV.9)$$

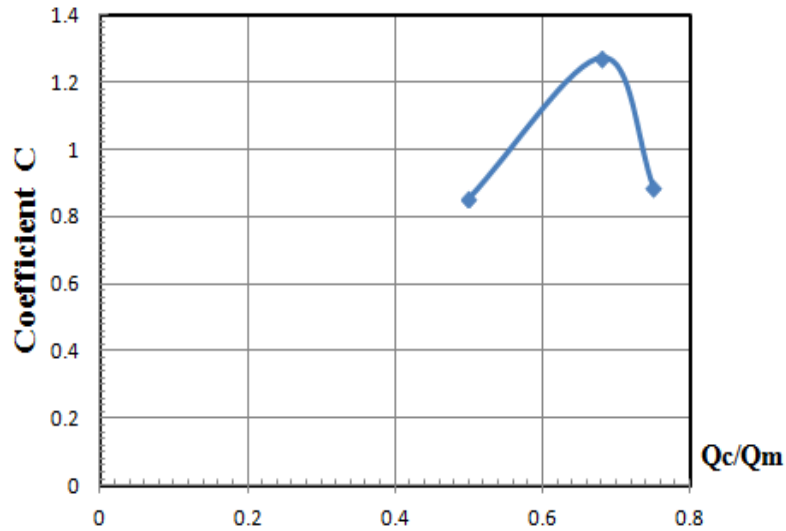


Figure IV.12 Evolution des coefficients C en fonction  $Q_m/Q_c$ .

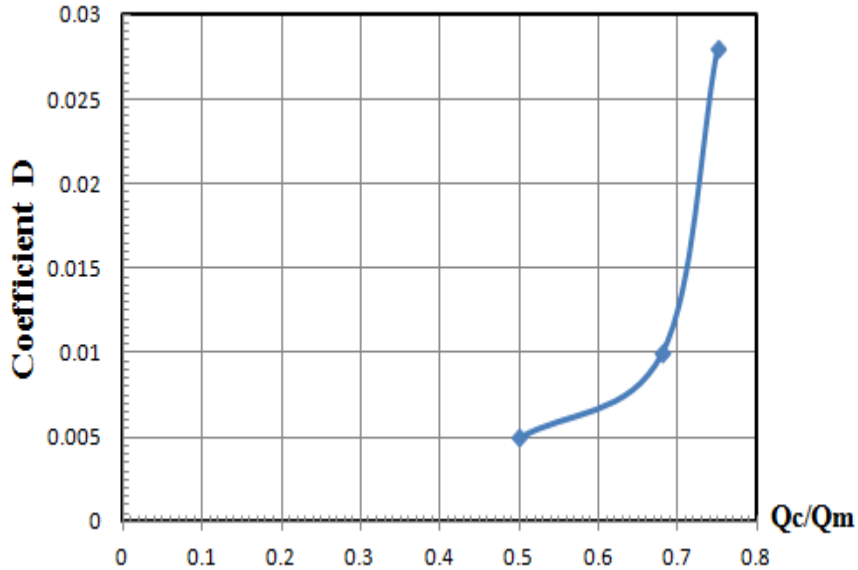


Figure IV.13 Evolution des coefficients D en fonction  $Q_m/Q_c$ .

Après substitution des équations (IV.8) et (IV.9) dans l'équation (IV.7), le déplacement maximal peut être donné par l'équation (IV.10) :

$$Z_{max} = (-28,36.(Q_c/Q_m)^2 + 35,77.(Q_c/Q_m) - 9,94).exp(0,803.(Q_c/Q_m)^2 - 0,92.(Q_c/Q_m) + 0,24).N \quad (IV.10)$$

À partir d'équation (IV.1), le déplacement minimum peut être exprimé par l'équation (IV.11).

$$Z_{min} = Z_{max} - \frac{\Delta Q}{K_c} \quad \text{Puis : } Z_{min} = C e^{D.(N)} - \frac{\Delta Q}{A * \ln(N) + B} \quad (IV.11)$$

En utilisant les expressions du déplacement maximum et minimum de la tête du pieu F1 et F2 à partir des équations (IV.10) et (IV.11) respectivement, il peut être tracé  $Z_{max} = f(N)$  et  $Z_{min} = f(N)$  comme indiqué sur les figures (IV.14) et (IV.15).

Les figures IV.14, IV.15 présentent le déplacement maximum et minimum en fonction du nombre de cycles. On peut conclure que l'augmentation avec un espace variable, ce qui confirme la cohérence de cette approche avec le comportement cyclique de ce type de problèmes.

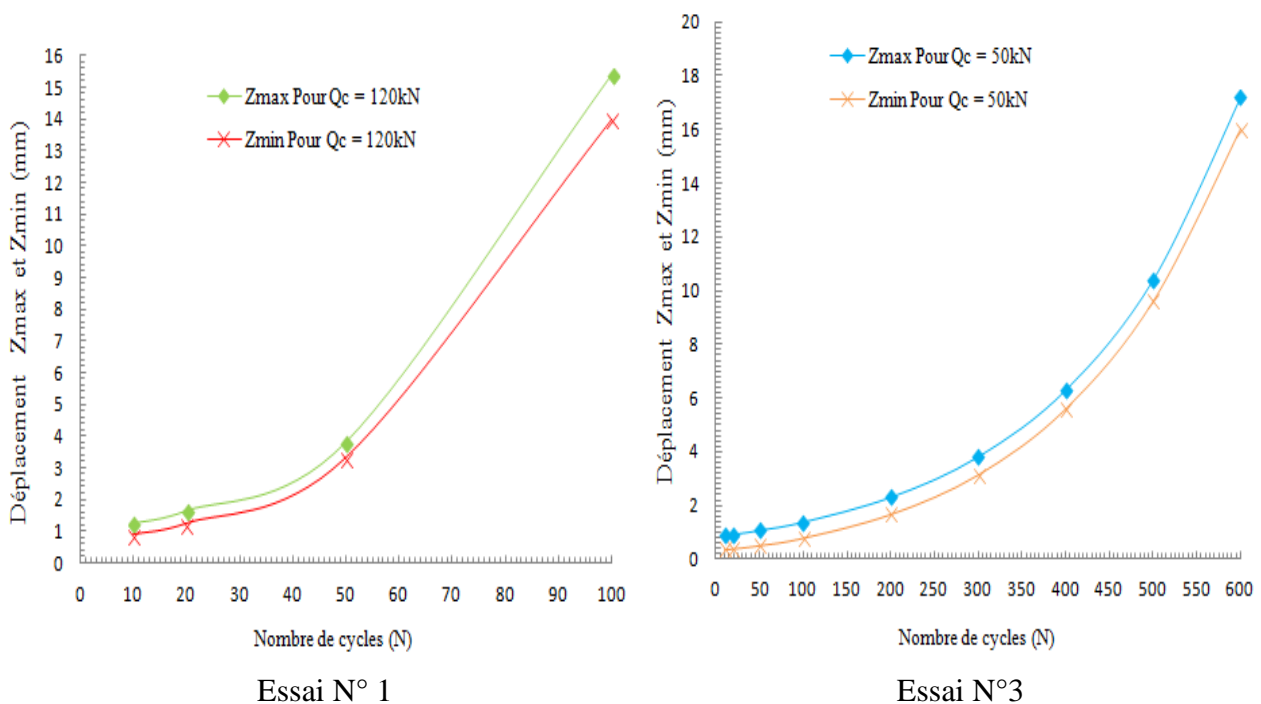


Figure IV.14 La comparaison entre le déplacement maximum et minimum pour pieu F1.

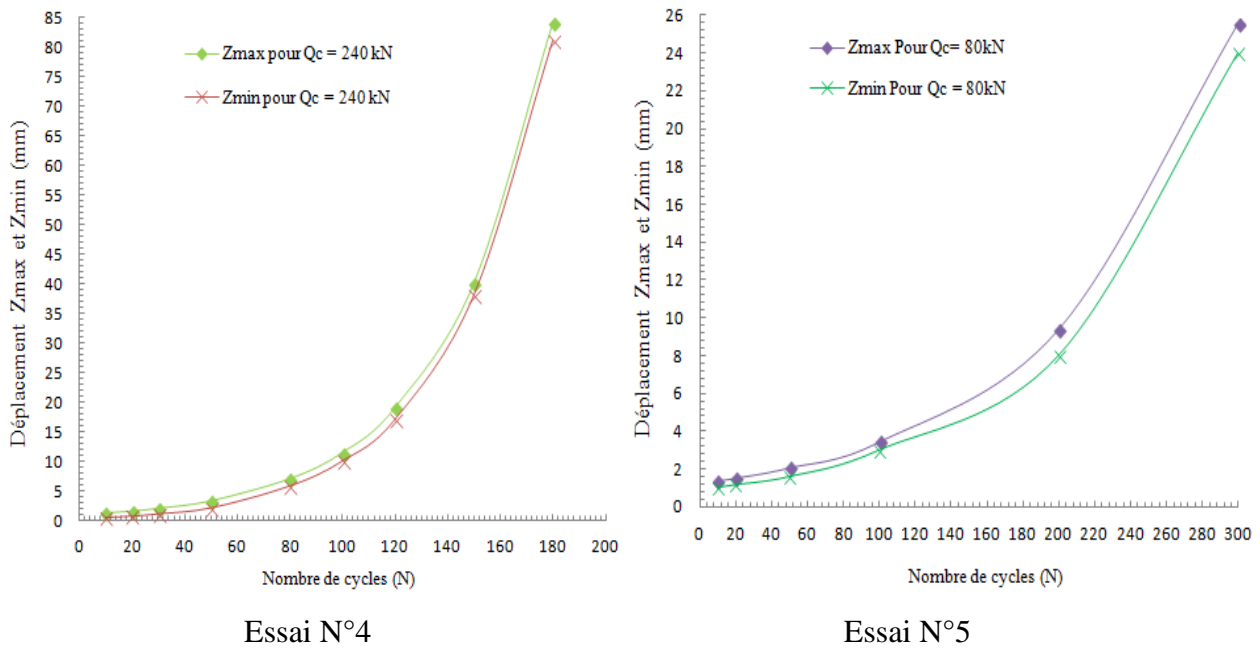


Figure IV.15 La comparaison entre le déplacement maximum et minimum pour pieu F2.

#### IV.4 CONCLUSION

Le comportement des pieux sous un grand nombre de cycles peut être caractérisé par la variation de leur rigidité et de leur déplacement en fonction du nombre de cycles. Cette recherche s'est basée sur l'exploitation des résultats des tests réalisés par Benzaria (2013) sur le chargement cyclique d'un pieu.

L'analyse réalisée dans cette étude a permis d'exprimer la rigidité cyclique et les déplacements maximum et minimum en fonction du nombre de cycles pour une fondation sur pieux dans les mêmes conditions d'essai et du sol (sable).

Les résultats présentés dans cette étude sont beaucoup plus qualitatifs que quantitatifs. Les déplacements minimaux estimés ont une évolution qui ressemble à celle des déplacements maximaux mais avec un espacement variable, ce qui confirme la cohérence de cette approche avec le comportement cyclique de ce type de problèmes. Cette étude peut être étendue pour examiner le cas de groupe de pieux.

Les figures IV.1, IV.2, IV.3, IV.4, IV.5, illustrent l'importance de l'influence du niveau cyclique moyen, de la contrainte moyenne sur l'évolution de la contrainte normale.

# **CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES**

Ce travail présente la modélisation de la dégradation de la contrainte normale par un modèle numérique simple simulant le grand nombre de cycles de cisaillement. Une série d'essais de cisaillement cycliques sur le sable effectués par Pra-ai (2013), est utilisé comme base de données de ce travail.

A travers l'étude bibliographique (chapitre I et II), nous avons assemblé un recueil du cisaillement des sols sous chargements monotones et cycliques. Et aussi la caractérisation mécanique de l'interface sol-structure du point de vue des expérimentations. Dans cette synthèse bibliographique présente les méthodes pour prévision la dégradation cyclique du frottement.

Dans la première partie d'étude on propose une équation de la contrainte normale en fonction des paramètres cycliques à partir des essais expérimentaux effectués par Pra-ai (2013). Cette équation validée par une analyse numérique en utilisant un calcul par éléments fini au moyen de logiciel Plaxis. Cette étape permet de déterminer les paramètres cycliques appliqués dans l'équation proposée de la contrainte normale.

La réponse de la fondation sera déterminée par un calcul en éléments finis au moyen du code de calcul Plaxis et le comportement du sol sera décrit par le modèle Mohr-Coulomb.

La validation de l'équation proposée permet d'étudier la dégradation des frottements maximum en fonction de nombre de cycles.

Le modèle proposé pour valider cette équation est un ensemble des essais expérimentaux des chargements verticales cycliques appliquée en tête du pieu. Ces essais effectués par Benzaria (2013), le pieu installé dans le sable de Loon-Plage (France).

La comparaison entre les résultats de la simulation numérique et les résultats des essais expérimentaux effectués par Benzaria (2013), montre la présence de convergence entre les deux types de courbe, ce qui confirme la validité de la formule proposée et son adaptation à ce type de problèmes.

L'équation proposée de la contrainte normale en fonction des paramètres cycliques permet d'étudier l'influence des ces paramètres sur l'évolution de la contrainte normale.

Dans le dernier chapitre la relation entre la rigidité et le déplacement permet de faire une comparaison entre le déplacement maximum et minimum des pieux ancrés dans le sable déterminer à partir d'une simulation numérique, ce qui confirme la cohérence de cette approche avec le comportement cyclique de ce type de problèmes. Cette étude peut être étendue pour examiner le cas de groupe de pieux.

Comme continuité de cette thèse, on peut citer les perspectives suivantes :

- Généraliser l'approche pour évaluer la réponse des ouvrages ;
- Utiliser l'équation proposée de la rigidité cyclique pour étudier l'influence des paramètres cyclique et aussi pour le déplacement maximale ;
- Appliquer cette modélisation pour un autre type des pieux ;
- Appliquer équation proposée pour valider la capacité portante des pieux.

## Références Bibliographiques

1. ABCHIR Z. (2016). Contribution a l'étude du comportement des pieux isolés soumis a des sollicitations axiales monotones et cycliques dans le sable. Thèse de Doctorat, Université Paris-Est, pp. 54.
2. AL-DOURI R.H. & POULOS H.G. (1991). Static and cyclic direct shear stress on carbonate sands. *Geotechnical Testing Journal*, Vol.15 (2). pp.138-157.
3. AL-MHAIDIB A.I. (1999). Pile bearing capacity of a model pile in sand under different loading rates. Proc. Ninth International Offshore and Polar Engineering Conference Brest, France, May 30 -June.
4. AMRANE M. & MESSAST S. (2017). Modeling the behavior of geotechnical constructions under cyclic loading with a numerical approach based on J. Lemaitre Model. *Indian Geotechnical Journal*, vol. 48, pp.520-528.
5. API (1975). Recommended practice for planning, designing, and constructing fixed offshore platforms, API RP 2GEO, 6th edition. American Petroleum Institute, Washington.
6. API (2011). Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms: Working stress Design, RP 2A-WSD. 21st edition. Washington, DC American Petroleum Institute.
7. API RP 2 GEO (2011). Geotechnical and foundation design considerations. American Petroleum Institute, 120 pages.
8. AUDIBERT J.M.E. & DOVER A. R. (1982). Discussion of pile load tests: cyclic loads and varying load rates. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 108, pp. 501-505.
9. AURELIE P. (2011). Modélisation numérique du comportement des sols sous très grands nombres de cycles : homogénéisation temporelle et identification des paramètres. Thèse de doctorat, Matériaux et structures en mécanique. Université de Nantes; Ecole Centrale de Nantes (ECN), France. pp.15.



10. BAHDA F. (1997). Etude du comportement du sable a l'appareil triaxial : expérience et modélisation. Thèse De Doctorat, Ecole Nationale Des Ponts Et Chaussées, French.
11. BENZARIA O (2013). Contribution à l'étude du comportement des pieux isolés sous chargements cycliques axiaux. Thèse de doctorat, Université Paris-Est. L'institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux.
12. BEKKI H. TALI B. CANOU J. DUPLA J-C. BOUAFIA A. (2014). Comportement des interfaces sol-structure sous chargement cyclique a grand nombre de cycles : application aux pieux. Journal of Applied Engineering Science and Technology, vol.1(1). pp 11-16.
13. BJERRUM L. & LANDVA A. (1966). Direct simple-shear tests on a norwegian quick clay. Géotechnique, Vol. 16 (1), pp. 1-20.
14. BOULON M. & PUECH A. (1984). Simulation numérique du comportement des pieux sous chargement axial cyclique. Revue Française de Géotechnique, 26, pp7-20.
15. BOULON M. (1988). Contribution a la mécanique des interfaces sol-structures. application au frottement latéral des pieux. Mémoire Pour L'habilitation à Diriger Les Recherches, Université Joseph Fourier-Grenoble I, Grenoble, France.
16. BOULON M. (1987). Développement d'une boite de cisaillement annulaire. Rapport N°3 Du Projet : Cisaillement localisé, Greco-Géomatériaux, pp. 369-380.
17. BOULON M. & JARZEBOWSKY A. (1991). Rate type and elastoplastic approaches for soil-structure interface behaviour: a comparison. Proc. 7th Int. Conf. IACMAG, Cairns, Australia, pp.305-310.
18. BOULON M. & FORAY P. (1986). Physical and numerical simulations of lateral shaft friction along offshore piles in sand. The 3rd Int. Conf. On Numerical Methods in offshore piling, Nantes, pp. 127-147.
19. BRETTELLE S. CAMBOU B. CANOU J. et al. (2007). Etude de faisabilité en vue du montage d'un projet de recherche sur la thématique : sollicitations cycliques en géotechnique. rapport rédigé par le groupe de travail « sollicitations cycliques » du pôle de compétence sols de l'IREX.

20. BRIAUD J.L. & GARLAND E. (1985). Loading rate method for pile response in clay. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 111. pp 319-335.
21. BROMS B.B. (1964). Lateral resistance of piles in cohesion less soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol.90 (SM 3): pp 123-148.
22. BROWN D.A. MORRISON C. & REESE L.C. (1988). Lateral Load behavior of pile group in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.114 (11), pp 1261-1276.
23. BRIAUD J.L. TUCKER L.M. & NG E. (1989). Axially loaded five pile group and single pile in sand. *Proc., 12th Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro*, Vol 2, pp.1121–1124.
24. BRUMUND W.F. & LEONARDS G.A. (1973). Experimental study of static and dynamic friction between sand and typical construction materials. *Journal of Testing and Evaluation*, Vol. 1 (2), pp.162-165.
25. BURLAND J.P. (1973). Shaft friction of piles in clay a simple fundamental approach. *Ground Eng*, 6, pp.30–42.
26. BURLAND J.B. BROMS B.B. & DE MELLO V.F.B. (1977). Behaviour of foundations and structures. In: *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo*, Vol. 2, pp. 495–546.
27. BYRNE P.M. (2007). Personal Communications.
28. CAI F. & UGAI K. (2002). An Implicit integration algorithm for elasto-plasticity of interface element. *Proc. NUMOG VIII, Rome*, pp.279-284.
29. CASAGRANDE A. & SHANNON W.L. (1948). Strength of soils under dynamic loads. *Proceedings, American Society of Civil Engineers*, Vol. 74(4), pp.591-632.
30. CASTRO G. (1969). Liquefaction of soils. Ph.D. Dissertation, Harvard Un, Cambridge, Mass, 231 Page.
31. CHERN J.C. (1985). Undrained response of saturated sands with emphasis on liquefaction and cyclic mobility. PhD Thesis, Univ. of British Columbia, 213 Page.

32. CHEN X.T. DAVY C.A. SKOCZYLAS F. & SHAO J.F. (2009). Effect of heat-treatment and hydrostatic loading upon the poro-elastic properties of a mortar. *Cement and Concrete Research*, Vol. 39(3), pp. 195-205.
33. CHOW Y.K. (1989). Axially loaded piles and pile groups embedded in a cross an isotropic soil. *Geotechnique*, 39 (2), pp. 203–211.
34. CHOW F.C. (1995). Field measurements of stress interactions between displacement piles in sand. *Ground Engrg*, 28(6), pp. 36–40.
35. CHOW F.C. (1997). Investigations in the behavior of displacement piles for offshore foundations. PhD thesis, Imperial College, London.
36. CRAIG W.H. (1984). Installation studies for model piles. *Proceeding Symposium on Application of Centrifuge modeling to Geotechnical Design*, University of Manchester. pp. 440-455.
37. DANO C. HAN J. HICHER P-Y. & YIN Z. (2016). Caractérisation et comportement de l'argile de Merville reconstituée sous chargements monotone et cyclique. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur*.
38. DAYAL U. & ALLEN J.H. (1975). The effect of penetration rate on the strength of remolded clay and sand samples. *Canada Geotechnique Journal*, Vol. 12(336), pp. 336-348.
39. DE GENNARO V. (1999). Etude du comportement mécanique des interfaces sol-structure. application a l'analyse du comportement des pieux. *Thèse De Doctorat De l'Ecole Nationale Des Ponts et Chaussées*, Paris, France, pp.427.
40. DESRUES J. MOKNI M. & MAZEROLLE F. (1991). Tomodensitométrie et la localisation sur les sables, 10<sup>ème</sup> ECSMFE, Florence, pp.61-64.
41. DESAI C.S. & NAGARAJ B.K. (1988). Modeling for cyclic normal and shear behavior of Interfaces. *ASCE JGE*, vol. 114 (7), pp.1198-1217.
42. DESAI C.S. & RIGBY B. (1995). Modeling and testing interfaces. *Mech. of Geomat. Interf.* Selvadurai AP.S., Boulon M. Ed. Elsevier, Vol.42, pp.107-125.

43. DESAI C.S. & TOTH J. (1996). Disturbed state constitutive modeling based on strain-stress and non destructive behaviour. *Int. J. Solids. Struct*, Vol.33 (11), pp.1619-1650.
44. DIJKSTRA J. (2004). Influence of loading rate on pile capacity in sand. Master of Science Thesis, Delft University of Technology, Delft.
45. DUPLA J.C. (1995). Application de la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique a l'évaluation des risques de liquéfaction d'un sable. Thèse de doctorat, Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols, l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
46. DUNCAN S.S (1994). The diverse worlds of european patriarchy, in south and north: Women's Work and Daily Lives in the EC Eds Garcis-Ramen, D, Momson, S (Routledge, London) forthcoming.
47. EVGIN E. & FAKHARIAN K. (1996). Effect of stress paths on the behaviour of sand steel interfaces. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 33, pp. 853-856.
48. FAKHARIAN K. & EVGIN, E. (1996). An automated apparatus for three-dimensional monotonic and cyclic testing of interfaces. *Geotechnical Testing Journal*. ASTM, Vol.19(1), pp. 22-31.
49. FAKHARIAN K. & EVGIN E. (1997). Cyclic simple shear behaviour of sand-steel interfaces under constant normal stiffness condition. *ASCE JGGE*, 123 (12), pp. 1096-1105.
50. FAKHARIAN K. & EVGIN E. (2000). Elasto-plastic modeling of stress-path-dependent behaviour of interfaces. *International Journal for Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.24, pp.183-199.
51. FINN W.D.L. BRANSBY P.L. & PICKERING D.J. (1970). Effect of strain history on liquefaction of sand. *Proc. J. Geotech. Eng. Div. ASCE*, Vol. 96(6), pp. 1917-1934.
52. FRANCIS R. (1997). Etude du comportement mécanique des micros pieux modèles en chambre d'étalonnage. application aux effets de groupe. Thèse De L'ENPC. 383 Pages.
53. FRANK R. (1999). Calcul des fondations superficielles et profondes. *Techniques de L'ingénieur*. Presses de l'Ecole Nationale des ponts et chaussées. 141 pages.

54. FRIH N. (2005). Etude de l'interface sol-paroi moulée. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, pp.205.
55. FUKUSHIMA S. & TATSUOKA F. (1984). Strength and deformation characteristics of saturated sand at extremely low pressures. *Soils and Foundations*, Vol. 24(4), pp.30-48.
56. GABA A. R. SIMPSON B. POWRIE W. & BEADMAN D.R. (2003). Embedded retaining walls-guidance for economic design. CIRIA C580, London, pp.390.
57. GHIONNA V.N. & MORTARA G. (2002). An Elasto-plastic model for sand-structure interface behaviour. *Géotechnique*, Vol.52, pp.41-50.
58. HASSAN A.H. (1995). Etude expérimentale et numérique du comportement local et global d'une interface sol granulaire-structure. Thèse de Doctorat. Université Joseph Fourier. Grenoble.
59. HICHER P-Y. (1979). Contribution a l'étude de la fatigue des argiles. Thèse De Doctorat, Ecole Centrale De Paris.
60. HOTEIT N. (1990). Contribution a l'étude du comportement d'interface sable-inclusion et application au frottement apparent. Thèse de Doctorat de l'institut National Polytechnique de Grenoble, Grenoble, France.
61. HORNYCH P. (2006). Les Prénieres 2006 du LCPC Sciences et Techniques du Génie Civil.
62. HU L. and PU J-L. (2004). Testing and modeling of soil-structure interface. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.130 (8), pp.851-860.
63. HUY N.Q. DIJKSTRA J. VANTOL A.F. & HÖLSCHER P. (2005). Influence of loading rate on the bearing capacity of piles in sand. In Proc. 16th Int. Conf. Soil Mech. Geotech. Eng., Osaka, Sept. 2005, Rotterdam, Mill press, Vol.4, pp. 2125–2128.
64. HYODO M. MURATA H. YASUFUKU N. & FUJII T. (1991). Undrained cyclic shear strength and residual shear strain of saturated sand by cyclic triaxial tests. *Soils and Foundations*, Vol. 31 (3), pp. 60-76.

65. HYODO M. TANIMIZU H. YASUFUKU N. & MURATA H. (1994). Undrained cyclic and monotonic triaxial behaviour of saturated loose sand. *soils and foundations*, Vol. 34 (1), pp. 19-32.
66. ISHIHARA K. & OKADA S. (1982). Effects of large preshearing on cyclic behavior of sand. *Soil Mechanics and Foundation Eng*, Vol. 22 (3).
67. ISHIHARA K. (1972). Liquefaction saturated sand in triaxial torsion shear test. *Japanese society of soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 12 (2), pp. 19-39.
68. JARDINE R.J. & STANDING R.J. (2000). Pile load testing performed for her cyclic loading study at Dunkirk, France. Two Volumes. *Offshore Technology Report OTO 2000 007*. Health and Safety Executive, London, 60 p and 200 p.
69. JARDINE R. CHOW F. OVERY R. STANDING J. (2005). *ICP design methods for driven piles in sands and clays*. Imperial College London, London.
70. JARDINE R.J. STANDING R.J. (2012). Field axial cyclic loading experiments on piles driven in sand, *Soils and Foundations*, Vol. 52(4), pp. 723-736.
71. JEAN-PIERRE M. (2007). *Résistance au cisaillement*. *Technique de l'ingénieur, Traité Construction*.
72. JIANPING C. (2010). *Modélisation numérique des problèmes d'interfaces sable-pieu pour les très grands nombres de cycles : développement d'une méthode de sauts de cycles*. Thèse de Doctorat. Université Lille1 Sciences et Technologies, École Doctorale Sciences Pour l'Ingénieur.
73. JONHSTON I.W. LAM T.S.K. & WILLIAMS A. (1987). Constant normal stiffness direct shear testing for socketed pile design in weak rock. *Géotechnique*, Vol.37 (1), pp.83-89.
74. IDRIS I.M. DOBRY R. DOYLE E. H. & SINGH R. D. (1976). Behaviour of soft clays under earthquake loading conditions. *Proceedings of 8<sup>th</sup> Offshore Techn. Conf.*, No. 2671, 1976, pp.605-616.
75. KARABATAKIS D.A. & HATZIGOGOS T.N. (2001). Analysis of creeping response of interface elements. *Computers and Geotechnics*, Vol. 29(4), pp.257-277.

76. KARLSRUD K. & HAUGEN T. (1985b). Behaviour of piles in clay under cyclic axial loading-results of field model tests. Proc. Behaviour of Offshore Structures, BOSS'85, pp. 589-600.
77. KARLSRUD K. CLAUSEN C.J.F. & AAS P.M. (2005). Bearing capacity of driven piles in clay, the ngi approach. Frontiers in Offshore Geotechnics: ISFOG, S. Gourvenec and M. Cassidy, Eds, Taylor and Francis Group, Perth, Australia, pp 775–782.
78. KARLSRUD K. NADIM F. HAUGEN T. (1986). Pile in clay under cyclic axial loading-field tests and computational modeling. Proc. 3<sup>rd</sup> International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling, Nantes, France. Paris, Editions Techno. Pp. 165-190.
79. KHOSHRAVAN AZAR. A. (1995). Problèmes de sols satures sous chargement dynamique : modèle cyclique pour les sols et validation sur des essais en centrifugeuse. Thèse De Doctorat En Génie Civil, Département Sols Structures, Ecole Centrale De Lille.
80. KISHIDA H. & UESUGI M. (1987). Tests of the Interface between sand and steel in the simple shear apparatus. Geotechnique, Vol. 37, pp. 45-52.
81. LEE K.L. & SEED H.B (1967). Cyclic stress condition causing liquefaction of sand. Journal of the Soil Mechanics and Foundation. Proc. ASCE, Vol 93 SML, pp 47-70.
82. LEE K.L. SEED H.B. & DUNLOP P. (1969). Effect of transient loading on the strength of sand. Proc. of the Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
83. LEHANE B.M. & JARDINE R.J. (1994). Displacement-pile behaviour in soft marine clay. Can. Geotech. J. vol. 31(2), pp. 181–191.
84. LIM J.K & LEHANE B. (2014). Shearing resistance during pile installation in sand. Journal of Geotechnical Engineering, 168(3), 1-9.
85. LEMAITRE J. & CHABOCHE J.L. (1985). Livre mécanique des matériaux solides.
86. LERAT P. (1996). Etude de l'interface sol-structure dans les milieux granulaires à l'aide d'un nouvel appareil de cisaillement annulaire. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

87. LINGS M.L. & DIETZ M.S. (2004). An improved direct shear apparatus for sand. *Géotechnique*, Vol. 54 (4), pp. 245-256.
88. LORET B. (1987). Elasto-plasticité a simple potentiel. manuel de rhéologie des géomatériaux. Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées. pp. 153-188.
89. LUONG M.P. (1980). Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents. *Revue Française De Géotechnique*, N°10, pp. 39-53.
90. MARTIN G. R. FINN W.D.L. & SEED H.B. (1978). Effect of system compliance on liquefaction tests. *J. Geotech. Eng. Div, ASCE*, Vol. 104, N° GT4, pp. 463-479.
91. MAKSIMOVIC M. (1989). Non linear failure for soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 115 (4).
92. MATLOCK H. & REESE L.C. (1960). Generalized solutions for laterally loaded piles. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol.86 (5): pp 63-91.
93. MATLOCK H. & FOO S.H.C. (1979). Axial analysis of piles using a hysteretic and degrading soil model. *Proceedings Numerical Methods in Offshore Piling*, ICE, London, pp. 127-133.
94. MESTAT P. (1997). Maillage d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique. *Conseils et Recommandations, et Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, N°212, pp. 39-64.
95. MENARD L. BOURDON G. & GAMBIN M. (1969). Méthode générale de calcul d'un rideau ou d'un pieu sollicité horizontalement en fonction des résultats pressiométriques. *Sols-Soils* Vol. 22(23), pp.16-29.
96. MOHKAM M. (1983). Contribution à L'étude Expérimentale et Théorique du Comportement des Sables Sous Chargements Cycliques. Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, Grenoble, 231 p.
97. MORTARA G. (2001). An Elastoplastic Model for Sand-Structure Interface Behaviour un dermonotonic and Cyclic Loading. Ph.D. Thesis. Politecnico di Torino, Italy.



98. MORTARA G. BOULON M. & GHIONNA V. (2002). A 2-D constitutive model for cyclic interface behaviour. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 26, pp. 1071-1096.
99. MORTEZAIE A. VUCETIC M. (2013). Effect of frequency and vertical stress on cyclic degradation and pore water pressure in clay in ngi simple shear device. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.
100. MURFF J.D. (1980). Pile capacity in a softening soil. *Int. J. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 4(2), pp. 185-189.
101. NATIONAL RESEARCH COUNCIL (NCR). (1985). Liquefaction of soils during earthquakes. NRC Report CETS-EE-OO1, National Academy Press, Washington, D.C.
102. O'NEILL M.W. (1983). Group action in offshore piles. *Proc., Geotechnical. Practice in Offshore Engineering*, ASCE, Austin, TX, pp. 25-64.
103. PAIKOWSKI S.G. PLAYER C.M. & CONNORS P. J. (1995). A Dual interface apparatus for testing unrestricted friction of soil along solid interfaces. *Geotechnical Testing Journal*, 18 (2), pp. 168-193.
104. PARK S.S. (2005). A two-mobilized plane model and its application for soil liquefaction analysis. Ph.D. Thesis, Civil Engineering Department, University of British Columbia, BC. 215p.
105. PECK R.B. (1958). A study of the comparative behaviour of friction piles. *Highway Research Board*, Special Report No. 36.
106. PITTOS G. (2014). Contribution à la proposition de lois d'interface sol-pieu sous sollicitations cycliques. Thèse Professionnelle, ENPC – École Centrale, Paris.
107. POULOS H.G. (1981). Cyclic axial response of single pile. In *I. Geot. Eng. Divn*, ASCE, Vol.107, No.GT7, pp.41-58.
108. POULOS H.G. (1989a). Pile behavior-theory and application. 29<sup>th</sup> Rankine Lecture, *Geotechnique*, 39(3), 365-415.
109. POULOS H.G. & RANDOLPH MF. (1983). A study of two methods for pile group analysis. *Journal International. Geot. Eng. Divn.*, ASCE, Vol. 109, No. GT3. pp.53.

110. PRA-AI S. MARTIN A. & BOULON, M. (2010). Cisaillement direct cyclique sable-structure a grand nombre de cycles, essais et prémisses de modélisation. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur. pp 7-9.
111. PRA-AI S. PITTOS G. BOULON M. PUECH A. (2016). Cisaillement direct cyclique sol-structure en vue du calcul des pieux. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, Juillet 2016, Nancy, France.
112. PRA-AI S. (2013). Behaviour of soil-structure interfaces subjected to a large number of cycles. Application to piles. Thèse de doctorat, Spécialité : Matériaux Mécanique, Génie Civil, Electrochimie, Université De Grenoble, page : 12-14, pp.98-160.
113. PUECH A. CANOU J. BERNARDINI C. (2008). SOLCYP : Un Projet National De Recherche Sur Le Comportement Des Pieux Sous Chargement Cyclique. JNGG.
114. RANDOLPH M.F. (1983). Design considerations for offshore piles. Proceedings of the Conference on Geotechnical Practice in Offshore Engineering, Austin, pp.422–439.
115. RANDOLPH M.F. (1994). Design methods for pile groups and piled rafts. Proc. 13th. Int. Conf. S.M. & Found. Eng, 5, 1994, pp. 61-82.
116. RANDOLPH M.F. (2002). PIGLET: Analysis and design of pile groups users 'Manual, Version 4-2. Univ. Western Australia, Perth, Australia.
117. RANDOLPH M.F. (2003). Science and empiricism in pile foundation design. 43<sup>rd</sup> Rankine Lecture. Geotechnique 5310, pp. 847–876.
118. RANDOLPH M.F. GOURVENEC S. (2011). Offshore geotechnical engineering. Abingdon, Taylor & Francis.
119. RAKOTONINDRIANA M.H.J. LE KOUBY A. THOREL L. & MESTAT P. (2008). Chargement cyclique horizontal non alterne d'un pieu. Journées Nationales De Géotechnique Et De Géologie De l'Ingénieur. pp 18-20.
120. RAKOTONINDRIANA M.H.J. (2009). Comportement des pieux et des groupes de pieux sous chargement latéral cyclique. Thèse De Doctorat. Ecole Nationale Des Ponts et Chaussées. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

121. REDDY E.S. CHAPMAN D.N. & SASTRY V.V.R.N. (2000). Direct shear interface test for shaft capacity of piles in sand. *Geotechnical Testing Journal*, Vol.23 (2), pp.199-205.
122. ROSCOE K.H. (1953). An apparatus for the application of simple shear to soil samples. *Proc. 3rd Int Conf Soil Mechanics Foundation Engineering, Zurich*, Vol. 1, pp.186-191.
123. ROSCOE K.H. SCHOFIELD A.N & THURAIRAJAH A. (1965). Correspondence. *Geotechnique*. Vol. 15, pp. 127-130.
124. SAITTA A. (1994). Modélisation elasto-plastique du comportement mécanique des sols; application a la liquéfaction des sables et a la sollicitation d'expansion de cavite. Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
125. SAID I. (2006). Comportement des interfaces et modélisation des pieux sous charge axiale. Mémoire De Doctorat, Spécialité : Génie Civil, Option : Géotechnique, Ecole Nationale Des Ponts Et Chaussées.
126. SCHLOSSER F. & GUILLOUX A. (1981). Le frottement dans le renforcement des sols. *Revue Française de Géotechnique*, Vol.16, pp.65-77.
127. SCHLOSSER F. CORTE J.F. & DORMIEUX L. (1987). Les actions de l'eau souterraine en géotechnique, effets dynamiques. Rapport général. *Proc. 9th ECSMFE, Dublin*, Vol. 6, pp. 1-52.
128. SEED H.B. (1979). Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. *J. Geotech. Eng. Div. ASCE*, Vol. 105, N°GT2, pp. 201-253.
129. SEED H.B. & LEE K.L. (1966). Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. *ASCE I, Soil Mech. & Found. Engg. Division*, V. 92, (5M6), pp. 105-134.
130. SEID-KARBASI M. (2009). Effects of void redistribution on liquefaction-induced ground deformations in earthquakes: a numerical investigation. PhD. Thesis, University of British Columbia (Vancouver).
131. SHAHROUR I. & REZAIE F. (1997). An elastoplastic constitutive relation for the soil-structure interface under cyclic loading. *Computers and Geotechnics*, Vol. 21 (1), pp. 21-39.
132. SHAHROUR I. & REZAIE F. (2002). An elastoplastic constitutive relation for soil-structure interface under cyclic loading. *Computers and Geotechnics*, 52 (1), 41-50.

133. SHAKHIREV V. MAGNAN J.P. & EJJAOUANI H. (1996). Etude expérimentale du comportement du sol lors du fonçage des pieux. Bulletin De Liaison Des Laboratoires Des Ponts Et Chaussées Vol.206: Pp 95-116.
134. SONG B.W. YASUHARA K. & MURAKAMI S. (2004). Direct simple shear testing for post-cyclic degradation in stiffness of non plastic silt. ASTM geotechnical testing journal, Vol. 27, No. 6, pp. 607-613.
135. STUCKRATH L. (1992). A study of pile behavior in different soil types including installation effects. Thèse de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne. 238 Pages.
136. TAISUOKA F. & ISHIHARA K. (1974). Yielding of sand in triaxial compression. Soils and Foundations, Vol. 14, N° 2, pp. 63-76.
137. TABUCANON J.T. & AIREY D.W. (1992). Interface tests to investigate pile skin friction in sands. Research Report No.R662, University of Sydney, pp.14.
138. TABUCANON J.T. AIREY D.W. & POULOS H.G. (1995). Pile skin friction in sand from constant normal stiffness tests. ASTM GTJ, 18 (3), pp.350-364.
139. TOMLINSON M.J. (1957). The adhesion of piles driven in clay soils. In: Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London.
140. TURNER J.P. KULHAWY F.H. & CHARLIE W.A. (1987). Review of load tests on deep foundations subjected to repeated loading. Rapport EL-5375.554 pages.
141. VAID Y.P. CHERN J.C. & TUMI H. (1985). Confming pressure, grain angularity, and liquefaction. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, V. 111, pp. 1229-1235.
142. VAID Y.P. KUERBIS R.H. & CHERN J.C. (1990). Static Liquefaction of sands and silty sands. Proc. 43rd Canadian Geotechnical Conf, Québec, pp. 247-256.
143. VERDUGO R.L. (1992). Characterisation of sandy soil behavior under large deformation. PhD Thesis, University of Tokyo, 455p.
144. WERNICK E. (1978). Stresses and strains of surface of anchors. Revue Française de Géotechnique, Vol.3, pp.113-119.

145. WOODWARD R.J. LUNDGREN R. & BOITANO J.D. (1961). Pile loading tests in stiff clays. In: Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, pp 177–184.
146. YAMADA Y. & ISHIHARA K. (1979). Anisotropic deformation characteristics of sand under three dimensional stress conditions. *Soils and Foundations*, Vol.19 (2), pp.79-94.
147. YAMADA Y. & ISHIHARA K. (1981). Undrained deformation characteristics of loose sand under three-dimensional stress conditions. *Soils and Foundations*, Vol.21 (1), pp.97-107.
148. YAMAMURO J.A. & LADE P.V. (1993). Effects of strain rate on instability of granular soils. *Geotechnical Testing J*, Vol.16, No.3, pp. 304-313.
149. ZHANG L. & HU T. (1991). Modeling of residual stresses of large piles in centrifuge. *Centrifuge 91*, Balkema. pp.237-243.