

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche

Scientifique

Université 20 Août 1955-Skikda

جامعة 20 اوت 1955 سكيكدة

Faculté de Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

قسم : الهندسة المدنية

Réf : D012123025D

المرجع : D012123025D



Thèse présentée en vue de l'obtention du diplôme de

**DOCTORAT en SCIENCES**

Filière : **Génie Civil**

Option : **Géotechnique**

**Modélisation du grand nombre de cycles  
-application au cas des sables-**

Présentée par : **Djessas Imed Eddine**

Directeur de Thèse : **Pr. Messast Salah**

Soutenue publiquement le 16/11/2023

Devant le Jury

Mr.Hidjeb Mustapha	Professeur	Université de Skikda	Président
Mr.Messast Salah	Professeur	Université de Skikda	Rapporteur
Mr.Meksaouine Med	Professeur	Université de Annaba	Examineur
Mr.Filali Kamel	MCA	Université de Skikda	Examineur
Mr.Goudjil Kamel	MCA	Université de Souk Ahras	Examineur
Mme.Boukhatem Ghania	MCA	Université de Annaba	Examinatrice

**Résumé :**

Des déformations importantes apparaissent dans les structures lors de l'accumulation de déformations irréversibles du sol de fondation sous l'effet des charges cycliques. Dans le cas du grand nombre de cycles l'accumulation des déformations deviennent importantes et parfois nuisibles même des "petites déformations".

Cette étude présente une formulation explicite pour l'estimation des déformations volumiques cycliques cumulées. Cette étude s'intéresse à des essais triaxiaux cycliques simulés au moyen d'un calcul en éléments finis utilisant le code de calcul Plaxis v8.2. On détermine les paramètres d'identification du premier cycle (charge-décharge) réalisé pas à pas en prenant comme modèle de comportement du sol le modèle HSM. Puis le comportement après N cycles ( $N > 10^3$ ) est simulé par la formulation proposée comme un pseudo-fluage.

La comparaison de la méthode proposée aux plusieurs essais triaxiaux cycliques et essai sur les fondations confirment la bonne adaptation du modèle proposé à ce type de problèmes.

**Mots clés :** cyclique, déformation volumique, triaxial, condition drainée, sable.

**Abstract:**

Considerable deformations appear in the structures during accumulation of irreversible deformations of the soil under the effect of the cyclic loads. If the number of cycles is very high even “small deformations” after accumulation become important and sometimes harmful deformation.

This study presents an explicit formulation of the cumulated cyclic volumic deformations. This study is interested in cyclic triaxial compression tests simulated by means of a calculation in finite elements using the computer code Plaxis v8.2. One determines the parameters of identification of the first cycle (load-unload) carried out step by step while taking, like model of behavior of the ground model HSM. Then the behavior after N cycles ( $N > 10^3$ ) is simulated by the formulation suggested like a pseudo-creep.

The comparison of the suggested method with several cyclic triaxial compression tests and tests on foundations confirms the good adaptation of the model suggested to this type of problems.

**Key words:** cyclic, deformation volumic, triaxial, drained condition, sand.

## ملخص:

تشوهات معتبرة تظهر في المنشآت عند تراكم التشوهات اللارجوعية الخاصة بتربة الأساسات بسبب الحمولات الحلقية. عندما يكون عدد الحلقات كثير حتى تشوهات الصغيرة. لوجمعناها تصبح التشوهات كبيرة وأحيانا أخرًا مهمة هذه الدراسة تقدم معادلة وصفية تمثل تراكم التشوهات الحجمية وهي تهتم بتجارب ثلاثية المحاور الحلقية يمثل بواسطة برنامج (بلاكسيس 8.2). نعرف خصائص الحلقة الأولى (تحميل – نزع التحميل) يحقق خطوة بخطوة نأخذ كمثال لسلوك التربة المثال (ح س م). ثم سلوك التربة بعد حلقة (ن) ثم نمثل المنحنى البياني بالمعادلة المقترحة.

المقارنة بين الطريقة المقترحة بالنسبة للتجارب ثلاثية المحاور الحلقية وتجارب على قواعد البناءات تؤكد النتائج المحسوبة بالمعادلة المقترحة.

**الكلمات المفتاحية:** حلقى، تشوهات حجمية، ثلاثي المحاور، شروط تصريف المياه، الرمل.

## Remerciements :

*Je remercie, en premier lieu, notre Dieu qui a bien voulu me donner la force pour Effectuer le présent travail.*

*Je tiens à remercier le professeur Messast Salah, pour avoir dirigé encadré et suivi ma thèse. Ses compétences scientifiques et ses qualités morales m'ont été d'une grande aide, ainsi que Mr Amrane Moussa.*

*Mes remerciements également à tous les membres du jury pour leur disponibilité et esprit de convivialité Mr.Hidjeb Mustapha, Mr.Meksaouine Mouhamed, Mr.Filali Kamel, Mr.Goudjil Kamel et Mme.Boukhatem Ghania.*

*Une profonde pensée à ma famille, pour leur soutien assidu et leur encouragement pendant ces années de thèse... C'est en partie grâce à vous que j'y suis arrivé. Merci.*

*Djessas Imed Eddine*

## *Dédicace :*

*Tout d'abord je tiens à remercier mes très chers parents qui ont consacré leurs vies pour mon bonheur et qui n'ont cessé de m'encourager durant toutes mes années d'étude.*

*Je dédie ce modeste travail*

*A ma très chère mère.*

*A mon très cher père.*

*A toute ma famille.*

*Djessas Imed Eddine*

# Sommaire :

RESUME : .....	II
ABSTRACT: .....	III
:ملخص.....	IV
REMERCIEMENTS : .....	V
DEDICACE : .....	VI
SOMMAIRE : .....	VII
NOTATIONS ET ABREVIATIONS : .....	IX
LISTE DES FIGURES : .....	XI
LISTE DES TABLEAUX : .....	XIII
INTRODUCTION GENERALE : .....	XVII
CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....	1
1.1 INTRODUCTION : .....	1
1.2 LES CONTRAINTES : .....	1
1.3 DEFORMATION : .....	3
1.4 VOLUME DES PORES : .....	4
1.5 LES MODELES IMPLICITES : .....	4
1.5.1 Cycles en compression – extension : .....	5
1.6 LES MODELES EXPLICITES : .....	5
1.6.1 Modèle de Sawicki et Swidzinski (1987) : .....	5
1.6.2 Modèle de Bouckovalas et al (1984) : .....	6
1.6.3 Modèle de Marret Chrestian (1981) : .....	7
1.6.4 Modèle de Gotschol (2004) : .....	8
1.6.5 Modèle de Hain et Lentz (1980) : .....	9
1.6.6 Modèle de Foray et Darve (1979) : .....	9
1.6.7 Modèle de M. Boulon (1980) : .....	9
1.6.8 Travaux de Thanopoulos (1981) : .....	10
1.6.9 Modèle de Messast et al 2008 : .....	19
CHAPITRE 2 : INFLUENCE DES DIFFERENTS PARAMETRES. ....	21
2.1 DIRECTION DE L'ACCUMULATION : .....	21
2.1.1 Influence de l'amplitude de la déformation ou de contrainte : .....	21
2.1.2 Influence de la contrainte moyenne : .....	22
2.1.3 Influence de l'indice des vides / densité relative : .....	22
2.1.4 Influence de la structure du squelette des grains et l'historique : .....	24
2.1.5 Les effets du vieillissement : .....	26
2.1.6 Influence de la courbe granulométrique : .....	27
CONCLUSION : .....	27
CHAPITRE 3 : PRESENTATION DU MODELE DU GRAND NOMBRE DE CYCLES AMELIORE ET VALIDATION.....	29
3.1 INTRODUCTION : .....	29
3.2 PRESENTATION DU MODELE AMELIORE : .....	32

3.3 SIMULATIONS NUMERIQUES :	33
3.4 GENERATION DU MAILLAGE :	34
3.5 PROCEDURE DE CALCUL :	35
3.6 TRAITEMENT DU GRAND NOMBRE DE CYCLES PAR LE MODELE AMELIORE :	35
3.7 EXEMPLE DE CALCUL ESSAI 2 :	36
3.8 TABLEAU DES RESULTATS :	37
3.9 PRESENTATION DES RESULTATS DES SIMULATIONS NUMERIQUES :	38
3.10 CONCLUSION :	42
<b>CHAPITRE 4 : ANALYSES PARAMETRIQUES DU COMPORTEMENT CYCLIQUE D'UN SABLE.</b>	<b>44</b>
4.1 EFFET DE L'AMPLITUDE DES CYCLES :	44
4.2 EFFET DE L'AMPLITUDE CYCLIQUE CONSTANTE AVEC VARIATION DU NIVEAU MOYEN CYCLIQUE :	45
4.3 EFFET DE LA DIRECTION DES CYCLES :	46
4.4 EFFET DE LA CONTRAINTE MOYENNE :	46
4.5 EFFET DU NIVEAU MOYEN DES CYCLIQUE :	47
CONCLUSION :	49
<b>CHAPITRE 5 : APPLICATION DE LA FORMULATION PROPOSEE SUR LES FONDATIONS ..</b>	<b>51</b>
APPLICATION DE L'APPROCHE PROPOSEE SUR UNE SEMELLE FILANTE.....	51
5.1 CALCUL DES TASSEMENTS APRES LE PREMIER CYCLE :	51
5.1.1 Discrétisation du sol.....	51
5.1.2 Procédure et résultats de calcul .....	51
5.2 CALCUL DES TASSEMENTS APRES 10 <sup>5</sup> CYCLES :	52
5.2.1 Procédure et résultats de calcul .....	52
5.3 CONCLUSION :	60
<b>CHAPITRE 6 : COMPARAISON DES MODELES. ....</b>	<b>62</b>
6.1 INTRODUCTION :	62
6.2 LES MODELES DE COMPORTEMENTS UTILISES DANS PLAXIS.....	62
6.2.1 Le modèle Cam Clay (soft soil model) :	62
6.2.2 formulations des déformations volumiques cumulées par analogie au modèle SSM :	63
6.3 CARACTERISTIQUES DES ECHANTILLONS :	64
6.3.1 La géométrie du modèle :	65
6.3.2 Génération du maillage :	65
6.3.3 les phases de calcul :	65
6.3.4 Les principaux résultats :	66
6.3.5 Application de l'équivalence entre le modèle (SSM) et le pseudo fluage cyclique :	70
<b>CONCLUSION GENERALE :</b>	<b>80</b>
<b>ANNEXE A : PRESENTATION DE PLAXIS.....</b>	<b>83</b>
Présentation de PLAXIS :	83
A.1 Généralités :	83
A.2 Le code des éléments finis PLAXIS :	83
A.3 Options par défaut et solutions approchées :	84
A.4 Saisie des données :	86
<b>BIBLIOGRAPHIES:</b>	<b>97</b>

## Notations et abréviations :

$C$  : cohésion.

$K$  : coefficient des poussées des terres.

$k_0$  : Coefficient des poussées des terres au repos.

$\gamma_{unsat}$  : Poids volumique du sol non saturé.

$\gamma_{sat}$  : Poids volumique du sol saturé.

$K_x$  : La perméabilité suivant l'axe (x).

$K_y$  : La perméabilité suivant l'axe (y).

$\varepsilon_v$  : Déformation volumique.

$\varepsilon_1$  : Déformation axiale.

$\sigma_3$  : Contrainte mineure.

$\sigma_1^{max}$  : Contrainte majeure maximale.

$\sigma_1^{moy}$  : Contrainte majeure moyen.

$\sigma_1^{min}$  : Contrainte majeure minimale.

$P$  : Contrainte effective moyenne ( $=p'$ ).

$q_{max}$  : Est le maximum du déviateur pendant le cycle.

$q_{moy}$  : Est le moyen du déviateur pendant le cycle.

$q_{min}$  : Est le minimum du déviateur pendant le cycle.

$\eta_{max}$  : Niveau maximum pour le premier cycle.

$\eta_{min}$  : Niveau minimum pour le premier cycle.

$\eta_{moy}$  : Niveau moyen pour le premier cycle.

$\eta_l^c$  : Seuil limite.

$\eta_{car}^c$  : Seuil caractéristique.

$\Delta\eta$  : La différence entre le niveau maximum et niveau minimum du premier cycle.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

$\psi$  : Angle de dilatation.

m : Puissance.

$E_{50}^{ref}$  : Module écart dans un essai triaxial.

$E_{oad}^{ref}$  : Module tangent dans un essai œdométrique.

$E_{ur}^{ref}$  : Module en décharge.

$\varepsilon_{V,1}^c$  : La déformation irréversible après le premier cycle.

$\varepsilon_{V,\infty}^c$  : Exprimé en fonction de  $\eta_{moy}$ ,  $\Delta\eta$ .

$\varepsilon_{V,N}^c$  : La déformation volumique cumulée après N cycle.

$\nu_u$  : Coefficient de Poisson en charge décharge.

$q_{ampl}$  : L'amplitude du déviateur de cycle.

$P_{ampl}$  : L'amplitude de Contrainte effective moyenne.

$\dot{\varepsilon}_1 \max$  : La vitesse de déformation réelle.

$P^{ref}$  : Contraintes de référence.

$K_0^{NC}$  :  $K_0$ -consolidation (par défaut  $K_0^{NC} = 1 - \sin\varphi$ ).

$C_{increment}$  : Modèle de Mohr-coulomb (par défaut  $C_{increment} = 0$ ).

$Y_{ref}$  : Unité de profondeur.

$R_f$  : Coefficient à la rupture  $q_f$  et  $q_a$  (par défaut  $R_f = 0,9$ ).

$\sigma_{tension}$  : Résistance à la traction (par défaut  $\sigma_{tension} = 0$ ).

## Liste des figures :

Figure 1. 1 : Définition des composantes de contrainte et de déformation dans l'essai triaxial.....	2
Figure 1. 2 : Chemin cyclique de contraintes dans le plan p-q.....	2
Figure 1. 3 : Evolution de déformation totale dans un essai à trois axes cycliques. ....	4
Figure 1. 4 : $\varepsilon_1 N$ en fonction de N (d'après Thanopoulos, 1981.) .....	10
Figure 1. 5 : $1/dw^2$ en fonction de $\sigma_m$ (d'après Thanopoulos, 1981.).....	11
Figure 1. 6 : Valeurs de $1/C$ en fonction de $\omega$ (d'après Thanopoulos, 1981.).....	13
Figure 1. 7 : $\varepsilon_1 N$ en fonction de N cycles (d'après Thanopoulos, 1981.) .....	14
Figure 1. 8 : $q=f(P)$ (d'après Thanopoulos, 1981.).....	15
Figure 1. 9 : $\sigma_1 - \sigma_3$ en fonction de $\varepsilon_1$ (d'après Thanopoulos, 1981.) .....	16
Figure 1. 10 : $\varepsilon_1 N$ en fonction de (N-1) (d'après Thanopoulos, 1981.) .....	17
Figure 2. 1 : Déformations axiales accumulées $\varepsilon_{1acc}$ fonction de la porosité initiale $n_0$ (d'après Hain,1980.).....	23
Figure 2. 2 : Déformation volumétrique accumulée $\varepsilon_{vacc}$ dans la dépendance de l'indice des vides initial $e_0$ (d'après Marr et Chrétien, 1981.) .....	23
Figure 2. 3 : Résistance différente de liquéfaction due à la différente technique de préparation pour trois sables (d'après Ladd, 1974.).....	25
Figure 2. 4 : La diminution du taux de pression d'eau interstitielle avec l'augmentation du pré chargement cyclique, secouant l'examine (d'après seed et al, 1977.).....	25
Figure 2. 5 : Augmentation de la résistance liquéfaction due au vieillissement du sol (d'après Seed,1979.).....	26
Figure 2. 6 : la réduction de la résistance de liquéfaction avec l'augmentation du contenu du FC de fines (grains avec $d < 0,075$ (d'après Chien et al,2002.) .....	27
Figure 3. 1 : définition des paramètres cyclique dans le plan p-q (d'après Messast et al 2008.).....	29
Figure 3. 2 : $\varepsilon_v, \infty c$ en fonction de $\eta_{moy}$ et $\Delta\eta$ (d'après Thanopoulos, 1981.).....	30
Figure 3. 3 : Dépendance en fonction de $\varepsilon_v, oc$ et $\Delta\eta$ , (d'après Thanopoulos,1981.) .....	31
Figure 3. 4 : Courbe de $q' KN/m^3$ en fonction de $\varepsilon_s - v$ résultat du premier cycle $\varepsilon_v, 1 = 0,48\%$ . ....	35
Figure 3. 5 : Courbe de $\varepsilon_{vc}$ en fonction de $\log(N)$ pour l'essai 1 (de Thanopoulos).....	39
Figure 3. 6 : Courbe de $\varepsilon_{vc}$ en fonction de $\log(N)$ pour l'essai 2 (de Thanopoulos).....	39
Figure 3. 7 : Courbe de $\varepsilon_{vc}$ en fonction de $\log(N)$ pour l'essai 4a (de Thanopoulos).....	40
Figure 3. 8 : Courbe de $\varepsilon_{vc}$ en fonction de $\log(N)$ pour l'essai 12 (de Thanopoulos).....	40
Figure 3. 9 : Courbe de $\varepsilon_{vc}$ en fonction de $\log(N)$ pour l'essai 14a (de Thanopoulos).....	41
Figure 3. 10 : Courbe de $\varepsilon_{vc}$ en fonction de $\log(N)$ pour l'essai 14b (de Thanopoulos)....	41
Figure 4. 1 : Changement d'amplitude cyclique dans le plan (p, q).....	44
Figure 4. 2 : Influence d'amplitude cyclique sur l'évolution de $\varepsilon_{vc}$ en fonction de N .....	44
Figure 4. 3 : chemin cyclique avec différents $\Delta\eta$ dans le plan (p, q). ....	45
Figure 4. 4 : Influence de $\Delta\eta$ sur l'évolution de la déformation volumique cumulée .....	45

Figure 4. 5 : Chemin cyclique avec variation de la direction des cycles dans le plan (p, q). .....	46
Figure 4. 6 : Influence de la direction des cycles sur l'évolution de la déformation volumique en fonction de N. ....	46
Figure 4. 7 : Variation de la pression moyenne avec $q_{moy} = 90\text{MPa}$ . ....	47
Figure 4. 8 : Influence de la pression moyenne sur l'évolution de la déformation volumique cumulée.....	47
Figure 4. 9 : Variation du niveau moyen cyclique avec $p_{moy} = \text{cst}$ . ....	48
Figure 4. 10 : Influence du niveau moyen cyclique sur l'évolution de la déformation volumique cumulée. ....	48
Figure 5. 1 : Tassements de la fondation (100 cycles).....	57
Figure 5. 2 : Tassements de la fondation (1000 cycles).....	58
Figure 5. 3 : Tassements de la fondation (10000 cycles).....	58
Figure 5. 4 : Tassements de la fondation (100000 cycles).....	59
Figure 5. 5 : Comparaison de la courbe simulée avec le test en centrifugeuse. ....	59
Figure 6. 1 : Le chemin de la déformation volumique en fonction du chargement cyclique par analogie avec le pseudo fluage cyclique. ....	63
Figure 6. 2 : Présentation des deux phases de calcul sur plaxis. ....	65
Figure 6. 3 : Courbe déformation volumique en fonction du temps pour l'essai 2. ....	66
Figure 6. 4 : Courbe déformation volumique en fonction du temps pour l'essai 4a. ....	67
Figure 6. 5 : Courbe déformation volumique en fonction du temps pour l'essai 12. ....	67
Figure 6. 6 : Courbe déformation volumique en fonction du temps pour l'essai 14a. ....	67
Figure 6. 7 : Courbe déformation volumique en fonction du temps pour l'essai 14b. ....	68
Figure 6. 8 : La simulation de modèle SSM et d'essai expérimental de Thanopoulos (1981) Courbe $\epsilon_v-N,t$ (jours) assai 02.....	68
Figure 6. 9 : La simulation de modèle SSM et l'essai expérimental de Thanopoulos (1981) Courbe $\epsilon_v-N,t$ (jours) assai 4a.....	69
Figure 6. 10 : La simulation de modèle SSM et l'essai expérimental de Thanopoulos (1981) Courbe $\epsilon_v-N,t$ (jours) assai 12. ....	69
Figure 6. 11 : La simulation de modèle SSM et l'essai expérimental de Thanopoulos (1981) Courbe $\epsilon_v-N,t$ (jours) assai 14a.....	70
Figure 6. 12 : La simulation de modèle SSM et l'essai expérimental de Thanopoulos (1981) Courbe $\epsilon_v-N,t$ (jours) assai 14b. ....	70
Figure 6. 13 : La courbe de $\lambda^*$ en fonction de $\Delta\eta/ \eta $ . ....	71
Figure 6. 14 : 6.14 : La courbe de $\kappa^*$ en fonction de $\Delta\eta/ \eta $ . ....	71
Figure 6. 15 : Courbes de dépendance des Y1 (X1) en fonction de $\eta_{moy}$ . ....	72
Figure 6. 16 : Courbes de dépendance des Y2 (X2) en fonction de $\eta_{moy}$ . ....	72
Figure A. 1 : Fenêtre des paramètres du Hardenne Soil Model.....	91
Figure A. 2 : Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model.....	92
Figure A. 3 : Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation. ....	93
Figure A. 4 : Définition du module œdométrique tangent.....	94
Figure A. 5 : Définition de l'angle de dilatance. ....	94

Figure A. 6 : Forme des surfaces de charge du HSM. ....	95
Figure A. 7 : Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent.....	95

**Liste des tableaux :**

Tableau 1. 1 : Comparaison des valeurs de $1/C$ (d'après Thanopoulos, 1981.) .....	13
Tableau 3. 1 : Les propriétés du sable de Plancoët.....	34
Tableau 3. 2 : résultats de $\varepsilon_{v\infty}$ , $\varepsilon_{v, 1total}$ , $\varepsilon_{v\infty}$ (essai) et $\varepsilon_{v, 1mesuré}$ en (%). ....	37
Tableau 5. 1 : les paramètres cycliques des vingt-huit clusters (régions).....	52
Tableau 5. 2 : les paramètres cycliques. ....	54
Tableau 5. 3 : les déformations volumiques calculées par la formulation proposée après $10^2, 10^3, 10^4, 10^5$ cycles.....	55
Tableau 6. 1 : caractéristiques des essais cycliques sur le sable de Plancoët, réalisés par Thanopoulos (1981).....	64
Tableau 6. 2 : Paramètres des essais cycliques réalisés sur le sable lâche de Plancoët, Thanopoulos 1981, et les paramètres des essais modélisés par le modèle SSM.....	66
Tableau 6. 3 : les paramètres de chargement cyclique pour tous les clusters du modèle SSM. ....	73
Tableau 6. 4 : les paramètres pour le modèle SSM. ....	74
Tableau 6. 5 : les déformations volumiques cumulées pour chaque cluster après $10^5$ cycles. ....	76
Tableau 6. 6 : Comparaison des modèles avec les résultats de centrifuge test Helm (2000). ....	77

## **Introduction générale**

### **Introduction générale :**

Un chargement cyclique est très fréquent à rencontrer dans la nature. Il peut être de nature déterministe ou aléatoire. Dans le cas de nombre très élevé de cycles, l'accumulation des déformations (même petites) peut engendrer des désordres importants dans les structures sollicitées et les ouvrages adjacents. De ce fait, apparaît l'importance de l'estimation des déformations cycliques après un grand nombre de cycle dans le but de prédire ces désordres et penser à des solutions adéquates (Gu, C., et al. 2012, Wang, J., et al 2013, Qian, J. G., et al 2016, Qian, J., et al 2018, Guo, L., et al. 2018, Moussa, A., Salah, M. & Rafik, D. 2020. Min, G., et al 2020. Bellayoune, A., Messast, S. & Boulon, M. 2021). Les excitations cycliques sont soit directement appliquées à la structure puis transmises au sol ou l'inverse, ce qui implique que le sol dans tous les cas de figures est sollicité et la stabilité de la structure supportée dépend de l'état de contrainte et de déformation du sol. De ce fait, apparaît l'importance de l'estimation des déformations cycliques des sols (Thanopolos, 1981 ; Wichtmann et al, 2005 ; Dob et al 2016, Marr et Christian 1981, Bouckovalas et al 1984, Sawicki et Swidzinski 1987, Wichtmann 2005, Niemunis et al 2005, Amrane 2017, Cai, Y., et al 2018, Qian, J., et al 2019).

Pour l'estimation des déformations cumulées des sols, beaucoup de travaux ont été entrepris dans ce sens, en proposant des modèles numériques qui peuvent être classés en deux grandes classes à savoir les modèles implicites et explicites. Les modèles implicites ou incrémentaux sont déconseillés à cause de l'accumulation de l'erreur numérique, de ce fait apparaît l'importance des modèle explicites notamment pour un nombre de cycles très élevé  $N > 50$  (wichtmann, 2005).

Dans cette thèse intitulée « Modélisation du grand nombre de cycles -application au cas des sables » la déformation volumique cumulée est estimée par une formulation numérique explicite. On propose une formulation hyperbolique pour l'estimation des déformations volumiques cumulées en se basant sur les paramètres d'identification du chemin cyclique moyen et ceux du premier cycle qui sera traité par un calcul en éléments finis à l'aide du programme plaxis et en prenant comme modèle de comportement du sol le modèle HSM (Hardemng Soil Model). Les résultats des simulations numériques seront comparés aux travaux expérimentaux de (Thanopoulos, 1981) et à ceux de (wichtmann et al 2005).

Le manuscrit est structuré en une introduction, six chapitres et une conclusion.

Le premier chapitre est consacré à une étude bibliographique sur le comportement cyclique des sables en faisant inclure des notions sur les contraintes, les déformations, les volumes des pores et la forme des cycles plus une partie sur les modèles implicite et explicite.

Le deuxième chapitre résume l'influence des différents paramètres sur la direction de l'accumulation et intensité de l'accumulation des déformations.

Le troisième chapitre est réservé à la présentation du modèle pseudo-fluage et la comparaison des résultats numériques obtenus par cette formulation améliorée et les mesures expérimentales de Thanopoulos, 1981.

Le quatrième chapitre présente une étude paramétrique basé sur des recherches (Messast, S., et al 2007, Papon, A. 2010. Shariati, M., et al 2012, Dob, H., Messast, S., Boulon, M. & Flavigny, E. 2016, Dob, H., Messast, S., Mendjel, A., Boulon, M. & Flavigny, E. 2016, Amrane, M., Messast, S. 2018) mettant en évidence l'influence du niveau moyen des cycles, la contrainte moyenne et l'amplitude des cycles sur la déformation cyclique cumulée.

Le cinquième chapitre présente une étude de fondation qui est basée sur des recherches (Mohamed, F. M., Vanapalli, S. K. & Saatcioglu, M. 2013, Kim, T. H. & You, S. H. 2015, Lotfizadeh, M. R. & Kamalian, M. 2016, Amrane, M 2018, Bellayoune, A. & Messast, S. 2021) Sur une charge cyclique en utilisant le programme plaxis et on compare le résultat des déformations volumique cumulée avec le résultat expérimental du test centrifuge (Helm, 2000).

Le sixième chapitre présente une comparaison des différentes lois de comportement du logiciel plaxis avec le test de centrifuge (Helm,2000) et le modèle de (Wichtmann, 2005)

En fin le mémoire se termine par des conclusions et des perspectives.

**Chapitre 1 : Étude bibliographique.**

**Chapitre 1 : Etude bibliographique.****1.1 Introduction :**

Beaucoup d'ouvrages sont susceptibles d'être soumis à des charges cycliques soit en situations normales ou accidentelles tels que les routes, les ponts, les chemins de fer, les silos, les réservoirs, les fondations pour machines vibrantes...etc. quoique l'accumulation des déformations du sol provoque des désordres et même parfois des effets néfastes dans ces structures ou les structures avoisinantes. D'où la nécessité de prédire l'accumulation des déformations cycliques irréversibles.

Beaucoup de travaux ont été entrepris dans ce sens pour bien suivre l'évolution des déformations en fonction du nombre de cycles. Ils existent deux grandes approches : l'approche implicite et l'approche explicite. Les modèles implicites utilisent un calcul incrémental pour décrire le comportement des sols pendant les cycles de chargement en traçant les boucles dans le plan contrainte-déformation. Ce type de modèles est très limité car au-delà de 50 cycles l'erreur numérique devient très importante ce qui entache énormément la fiabilité des résultats (Wichtmann, 2005). Le deuxième type c'est les modèles explicites qui traitent le grand nombre de cycles ; dans ces modèles l'accumulation des déformations est assimilée à un pseudo fluage. Dans tels modèles uniquement un ou quelques premiers cycles sont calculés à l'aide d'un calcul incrémental, et le reste des cycles sera traité comme un pseudo fluage. Plusieurs travaux ont été entrepris dans ce sens (Thanopoulos 1981, Marr et Christian 1981, Bouckovalas et al 1984, Sawicki et Swidzinski 1987, Wichtmann 2005, Niemunis et al 2005, S.Messast et al 2008).

Dans ce travail on s'intéresse à des essais triaxiaux cycliques pour estimer la déformation volumique cumulée après un grand nombre de cycles, en utilisant une formulation explicite prenant en compte les paramètres du chemin moyen cyclique et uniquement la déformation volumique après le premier cycle. Le premier cycle est traité par un calcul incrémental au moyen d'un calcul en éléments finis en utilisant le code de calcul Plaxis.

**1.2 Les contraintes :**

L'état effectif de contraintes à un point dans l'espace à trois dimensions est décrit par le tenseur de contraintes de Cauchy. Dans un essai triaxial, la composante de contrainte suivant l'axe vertical est noté  $\sigma_1$  et les autres latérales par  $\sigma_2 = \sigma_3$  (FIG 1.1). Les invariants de contraintes de Roscoe sont : la pression moyenne P et la contrainte déviatorique q.

$$P = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) \quad (1.1)$$

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) \tag{1.2}$$

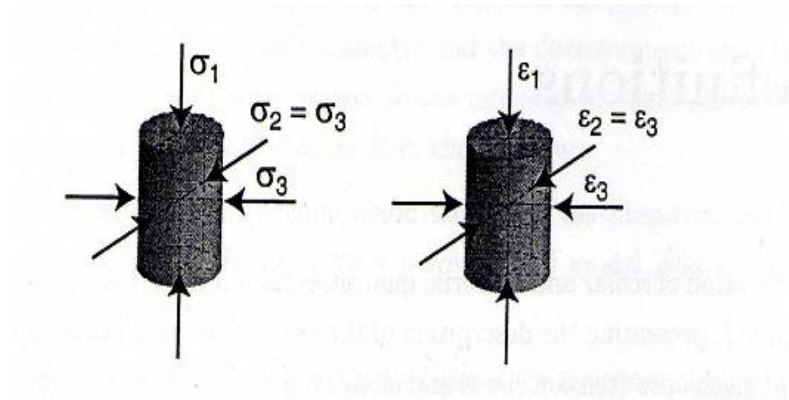


Figure 1. 1 : Définition des composantes de contrainte et de déformation dans l'essai triaxial.

Dans le plan p-q l'état de contrainte (Fig 1.2) peut être décrit par le rapport du niveau de contrainte :

$$\eta = q/p \tag{1.3}$$

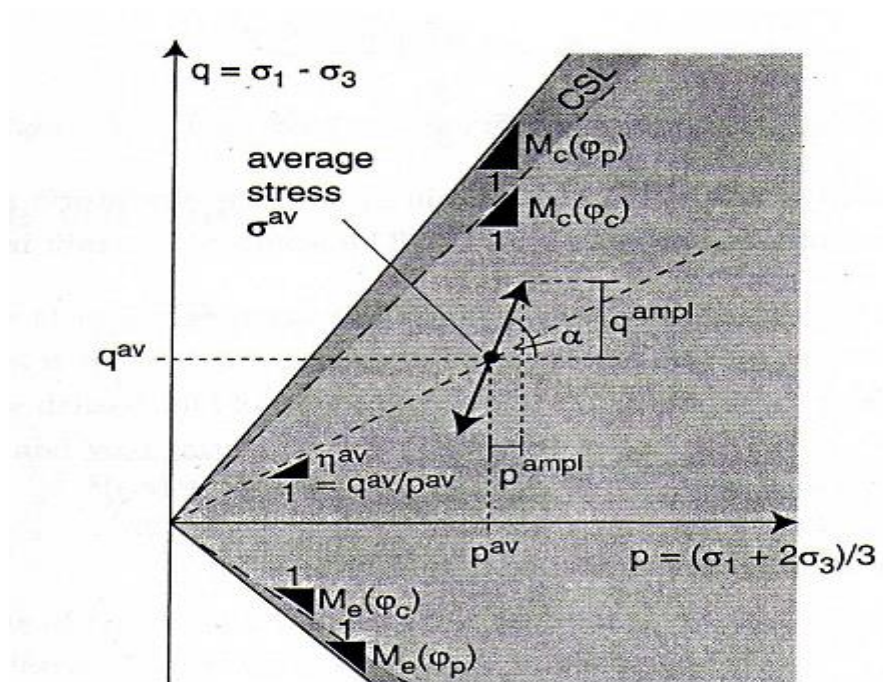


Figure 1. 2 : Chemin cyclique de contraintes dans le plan p-q.

La figure 1.2 montre un chemin de contrainte dans le plan p-q (décrit par  $p^{moy}$  et  $q^{moy}$  ou  $\eta^{moy}$ ) ce qui est typique pour un essai triaxial cyclique. Une oscillation de la contrainte axiale et les contraintes latérales  $\sigma_1(t)$  et  $\sigma_3(t)$  dans le temps, se traduit par des cycles de sollicitations le long d'une ligne droite avec une certaine inclinaison  $\tan \alpha = q^{ampl} / p^{ampl}$  dans le plan p-q

(Fig 1.2). Pour le cas particulier des contraintes constantes latérales ( $\sigma_3^{ampl} = 0$ )  $\tan \alpha = 3$  et le rapport d'amplitude utilisé est le suivant :

$$\zeta = \frac{\sigma_1^{ampl}}{p^{av}} = \frac{q^{ampl}}{p^{av}} \quad (1.4)$$

Plusieurs chemins de contraintes complexes peuvent être testés, par exemple ellipses dans le Plan p-q, si les éléments de contraintes  $\sigma_1(t)$  et  $\sigma_3(t)$  sont appliquées avec des pas de temps.

### 1.3 Déformation :

Le traitement du problème est exposé en termes de la déformation  $\varepsilon$ , mais il est aussi valable pour son taux  $\dot{\varepsilon}$ . Dans le cadre de chargement cyclique le « taux » désigne une proportion par rapport au nombre de cycles N,  $\dot{U} = \partial U / \partial N$  au lieu de  $\dot{U} = \partial U / \partial t$  (dans lequel le nombre discret de cycles N est traité comme une variable continue). La déformation dans le sens axial est notée avec  $\varepsilon_1$  et celle dans le sens latéral avec  $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$ . Dans ce type de problème, on utilise aussi les invariants de déformation suivants :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad (1.5)$$

$$\varepsilon_q = 2/3(\varepsilon_1 - 2\varepsilon_3) \quad (1.6)$$

Les taux de dilatation volumique  $\dot{\varepsilon}_v$  et de la déformation déviatorique  $\dot{\varepsilon}_q$  sont le travail conjugué au invariants de Roscoe p et q.

Les invariants de déformation sont :

$$\varepsilon_p = 1/\sqrt{3}\varepsilon_v \text{ et } \varepsilon_Q = \sqrt{3/2}\varepsilon_q \quad (1.7)$$

La déformation totale est :

$$\varepsilon = \sqrt{(\varepsilon_1)^2 + 2(\varepsilon_3)^2} = \sqrt{(\varepsilon_p)^2 + (\varepsilon_Q)^2} \quad (1.8)$$

Comme alternative à la déformation déviatorique on utilise une déformation de cisaillement :

$$\gamma = \varepsilon_1 - \varepsilon_3 \quad (1.9)$$

Dans le cas de chargement cyclique, la déformation  $\varepsilon$  est composée d'une accumulation d'une portion résiduelle ( $\varepsilon^{acc}$ ) et une partie élastique ( $\varepsilon^{ampl}$ ). Ceci est illustré dans la figure 1.3.

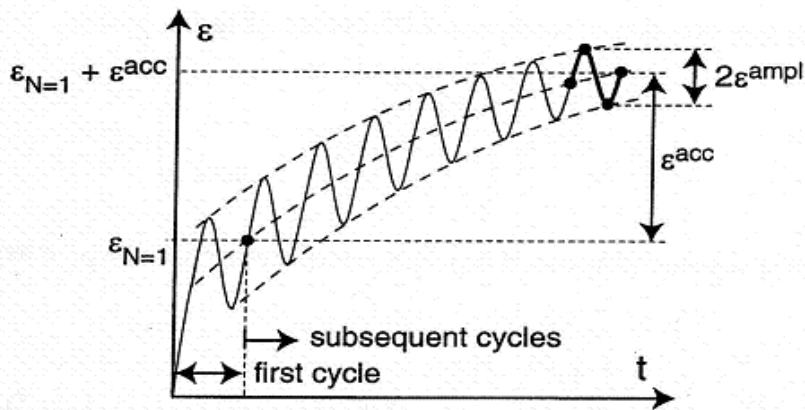


Figure 1. 3 : Evolution de déformation totale dans un essai à trois axes cycliques.

#### 1.4 Volume des pores :

L'importance du volume des pores est décrite par l'indice des vides  $e$  ou la porosité  $n$ . L'indice de densité  $I_D$  est calculé à partir des indices des vides  $e_{min}$  et  $e_{max}$  ou les densités sèche  $\rho_{d,max}$  et  $\rho_{d,min}$ , dans l'état le plus dense et plus lâche du squelette de grains. L'indice de densité est exprimé par :

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} = \frac{\rho_{d,max}}{\rho_d} D_r = \frac{\rho_{d,max}}{\rho_d} \frac{\rho_d - \rho_{d,min}}{\rho_{d,max} - \rho_{d,min}} \quad (1.10)$$

La valeur initiale de l'indice de densité au début d'un test est notée par  $I_{D0}$ . Alternativement, la densité relative  $D_r$  est souvent employée dans la littérature.

#### 1.5 Les modèles implicites :

Il existe deux catégories d'approches pour la prédiction du comportement cyclique des matériaux ; approches implicites et explicites. Les modèles implicites ou incrémentales nécessitent plusieurs centaines d'incrémentes par cycle ce qui induit une accumulation de l'erreur numérique et une imprécision des résultats pour un nombre de cycles élevés d'une manière générale, ce type de modèles est souhaitable pour  $N < 50$ . De ce fait apparaît l'importance des modèles explicites surtout pour un nombre de cycle élevé ( $N > 1000$ ).

### 1.5.1 Cycles en compression – extension :

Les chargements cycliques avec un grand nombre de cycles sont effectués dans la majorité des cas totalement dans le domaine de la compression triaxiale, défini par la condition suivante :

$$\sigma_2 = \sigma_3 \text{ avec } \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$$

Un état de contraintes en extension (ou ‘striction’) triaxiale est défini par la condition :

$$\sigma_1 = \sigma_2 \text{ avec } \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$$

Le passage d’un état de compression à un état d’extension triaxiale implique que le repère des contraintes principales  $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$  où  $\sigma_1$  est la contrainte principale majeure et  $\sigma_3$  la mineure, va tourner de  $90^\circ$  par rapport à un repère physique lié à l’échantillon. Les essais cycliques en compression-extension permettent l’étude de l’influence de cette rotation des contraintes principales sur le comportement du matériau.

Deux types d’essais sont habituellement réalisés des essais à déformations ou à contraintes imposées.

## 1.6 Les modèles explicites :

### 1.6.1 Modèle de Sawicki et Swidzinski (1987) :

Sawicki et Swidzinski ont formulé un modèle décrivant la densification du sable sous le cisaillement cyclique. Le modèle est basé sur la courbe de tassement.

$$\Phi(\tilde{N}) = C_1 \ln(1 = C_2 \tilde{N}) \quad (1.14)$$

Avec la variable d’état « tassement »  $\Phi = \Delta n/n_0$  ( $n$  : porosité), le nombre de cycles qui varie par l’amplitude.

$$\tilde{N} = \int J dN = \int \frac{1}{2} \|\varepsilon_{ampl}^*\|^2 dN = \frac{1}{4} (\gamma^{ampl})^2 N \quad (1.15)$$

Et les constantes matériaux  $C_1$  et  $C_2$ . Dans l’équation (1.15), le tenseur  $\varepsilon^{ampl}$  contient les amplitudes des composantes de contraintes particulières  $\varepsilon_{ij}^{ampl} = (\varepsilon_{ij})^{ampl}$ .

La dernière transformation dans l’équation (1.15) est validée par les essais de cisaillement cycliques simples avec une amplitude constante de déformation de cisaillement, qui ont été réalisés par Sawicki et Swidzinski. Le taux de tassement  $\dot{\Phi} = \partial\Phi/\partial N$  est obtenu à partir de l’équation (1.14) et exprimé par :

$$\dot{\Phi} = \frac{C_1 C_2 J}{1 + C_2 \tilde{N}} = C_1 C_2 J \exp\left(-\frac{\Phi}{C_1}\right) \quad (1.16)$$

Le modèle de Sawicki et de Swidzinski est basé sur des essais avec un nombre relativement moins élevé de cycles ( $N < 10^3$ ). Un déficit important du modèle est que seulement l'accumulation volumétrique est décrite sans prendre en considération celle déviatorique. La dépendance du taux d'accumulation en fonction de la contrainte moyenne n'est pas prise en compte par ce modèle. L'influence de l'indice des vides est seulement considérée par l'intermédiaire des différentes constantes  $C_1$  et  $C_2$ . De plus il a été démontré que la variable d'état  $\tilde{N}$  ne décrit pas correctement l'accumulation dans les essais triaxiaux cycliques avec un grand nombre de cycles (d'après Wichtmanna, 2005).

### 1.6.2 Modèle de Bouckovalas et al (1984) :

Le modèle de Bouckovalas et al décrit, l'accumulation volumétrique et l'accumulation des déformations déviatorique. Pour les taux d'accumulation correspondants, les équations suivantes sont proposées :

$$\dot{\varepsilon}_v^{acc} = A(2\gamma^{ampl})^a I^c f \quad (1.17)$$

$$\dot{\varepsilon}_q^{acc} = \pm B(\eta^{av}/2)^b (2\gamma^{ampl})^a I^c \quad (1.18)$$

Dans l'équation (1.18) le signe positif est validée pour le  $\eta^{moy} \geq 0$  et le négatif pour

$\eta^{moy} < 0$ .  $A$ ,  $B$ ,  $a$ ,  $b$  et  $c$  sont des constantes matérielles. La dépendance des taux d'accumulation à l'historique est exprimée par la variable d'état.

$$I = \int_0^N [2\gamma^{ampl}(N)]^a N^c dN \quad (1.19)$$

Pour des cycles avec une amplitude de contrainte constante de cisaillement, les taux sont proportionnels à  $N^{c+1}$ . Le paramètre  $f$  dans l'équation (1.17) dépend des contraintes. Il prend la valeur 1 sur l'axe-p et zéro sur la frontière d'état critique.

Le modèle de Bouckovalas et Whichman prédit correctement la règle cyclique d'écoulement,  $\dot{\varepsilon}_v^{acc}$  disparaît sur la frontière d'état critique tandis que  $\dot{\varepsilon}_q^{acc}$  devient zéro au niveau  $\eta^{moy} = 0$ . Une loi de puissance est employée pour la liaison des taux d'accumulation avec le nombre des cycles. La prévision d'une augmentation de  $\dot{\varepsilon}^{acc}$  avec l'augmentation de la quantité du rapport de contraintes moyennes  $|\eta^{moy}|$  coïncide avec les résultats expérimentaux. Le modèle emploie une variable d'état pour l'historique qui prendra en considération l'amplitude des cycles. La constante  $a = 3$ . La partie volumétrique ( $\varepsilon_v^{ampl}$ ) et la forme de la

boucle de déformation ne sont pas considérées. Également les influences de la pression moyenne et l'indice des vides ne sont pas capturés. La définition mathématique du facteur  $f$  reste inconnue. La constante matérielle  $c = -1,5$  donnés par Whitman mène aux valeurs complexes de  $I^c$ .

### 1.6.3 Modèle de Marret Chrestian (1981) :

Le modèle de Marr et Chrestian décrit l'accumulation de la déformation volumique et axiale avec les lois de la puissance.

$$\dot{\varepsilon}_v^{acc} = \eta^{*moy} C_v D_v N_e^{D_v-1} \dot{\varepsilon}_1^{acc} = \eta^{*moy} C_1 D_1 N_e^{D_1-1} \quad (1.20)$$

Où la déformation pour  $N = 1$  est celle à la fin du premier cycle. Marr et Chrestian ont décrit l'état de contrainte par :

$p^* = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ ,  $q^* = \sigma_1 - \sigma_3$ ,  $\eta = q^*/p^*$  et  $\zeta^* = q^{*ampl}/p^{*moy}$ . Dans l'équation (1.20),  $C_v$ ,  $D_v$ ,  $C_1$  et  $D_1$  sont des constantes matérielles. Un nombre estimé de cycles  $N_e$  est défini par :

$$N_e = N C_n C_\zeta C_p \quad (1.21)$$

Les facteurs  $C_n$ ,  $C_\zeta$  et  $C_p$  considèrent l'influence de la porosité initiale  $n_0$ , de l'amplitude de contrainte et de la pression moyenne :

$$C_n = 10 \frac{n_0 - n_{ref}}{d} C_\zeta = 10 \frac{\zeta^* - \zeta_{ref}}{a} C_p = 10 \frac{p^{*moy} - p_{ref}^*}{b} \quad (1.22)$$

Ces facteurs sont basés sur les diagrammes de  $n_0-N$ ,  $\zeta^*-N$  et  $p^{*moy}-N$  qui montrent des courbes  $\varepsilon_v^{acc} = \text{constantes}$  ou  $\varepsilon_1^{acc} = \text{constantes}$ , respectivement. Les constantes matérielles  $a$ ,  $b$  et  $d$  sont conforme à l'inclinaison de ces courbes. Au lieu de l'amplitude de déformation le modèle emploie l'amplitude de contrainte comme paramètre initiale. Un nombre équivalent de cycles  $N_{eq}$  est employé pour décrire des paquets des cycles. Avant le calcul du prochain paquet des cycles avec une amplitude définie, les cycles qui sont finis sont convertis en  $N_{eq}$  cycles avec l'amplitude actuelle.

À partir des équations pour  $\dot{\varepsilon}_v^{acc}$  et  $\dot{\varepsilon}_1^{acc}$  le taux déviatorique  $\dot{\varepsilon}_q^{acc}$  peut être déterminé. Les différents ensembles de constantes matérielles pour le taux volumétrique et axial ayant pour résultat des valeurs de package du nombre de cycles  $N_e$  semblent moins raisonnable. La prévision d'un taux d'accumulation nul pour une contrainte moyenne isotrope ( $\eta^{av} = 0$ ) a un sens erroné, bien que le modèle relie l'augmentation du taux d'accumulation avec le taux de

contrainte moyen  $\eta^{av}$ . La règle cyclique d'écoulement est décrite incorrectement (augmentation de  $\varepsilon_v^{acc}$  avec  $\eta^{av}$ ). L'augmentation du taux d'accumulation avec l'augmentation de l'amplitude de contrainte et de la porosité initiale croissante est mentionnée. L'accélération prévue de l'accumulation avec l'augmentation de la pression moyenne semble aléatoire par rapport aux résultats expérimentaux. La considération de l'historique en employant un nombre équivalent de cycles (voir également le modèle de Kaggwa et al) est encombrante.

#### 1.6.4 Modèle de Gotschol (2004) :

Le modèle de Gotschol a été développé pour la prévision des déformations dans le sub-soil de chemin de fer. Le modèle décrit l'accumulation des déformations verticales pour le cas spécial d'un chargement cyclique avec une contrainte latérale constante  $\sigma_3$  et une contrainte verticale qui oscille entre  $\sigma_1 = \sigma_3$  et  $\sigma_1 = \sigma_3 + 2\sigma_1^{ampl}$ . La déformation verticale résiduelle est décrite par une loi de puissance ( $N = 1$  : fin du premier cycle) :

$$\varepsilon_1^{acc}(N) = \varepsilon_1^{acc}(N = 1)N^\alpha \quad (1.23)$$

La déformation résiduelle après N cycles dépend de la déformation après le premier cycle. Pour  $\varepsilon_1^{acc}(N = 1)$  et le facteur  $\alpha$  est un fonctionnel formulé comme suit :

$$\varepsilon_1^{acc}(N = 1) = f(f_B, X, \sigma_3, e, M)\alpha = f(f_B, X, \sigma_3, M) \quad (1.24)$$

Les équations complexes relatives de  $\varepsilon_1^{acc}(N = 1)$  et  $\alpha$  ne sont pas répétées ici, elles sont données par les travaux de Gotschol. L'amplitude de contrainte est décrite par « un rapport cyclique-dynamique de contrainte »  $X = 2\sigma_1^{ampl} / q_f$ , où le  $q_f$  est la contrainte déviatorique critique pour le chargement monotonique. A côté d'une augmentation de l'amplitude de contrainte, une augmentation de X signifie également une augmentation de  $p^{av}$  et  $q^{av}$ . Pour le système des équations données dans l'équation (1.24), un total de 21 constantes matérielles a été introduit.

Cependant, leurs valeurs ne sont pas bien indiquées dans la littérature relative. A côté des déformations plastiques, la partie élastique des déformations est décrite par un système d'équations semblable. In situ le sol a soutenu un pré chargement cyclique, c.-à-d. le chargement cyclique ne commence pas par le « premier cycle ». Ainsi, un modèle ou une loi de règlement de la forme devrait être formulé uniformément. Si la déformation résiduelle entre les cycles  $N_a$  et  $N_b$  est recherchée, elle devrait être sans importance, si le calcul extrapole cette déformation du premier cycle ou du cycle  $N_a$ .

Le modèle de Gotschol prévoit seulement l'accumulation de la déformation verticale. Seulement le cas spécial de cycles uni axiaux avec une contrainte minimum sur l'axe-p est décrit. L'accouplement de l'amplitude de contrainte avec la contrainte moyenne dans la variable  $X$  peut être observé comme inconvénient en ce qui concerne une généralisation du modèle. Dans les modèles présentés en ce chapitre, le modèle de Gotschol est le seul qui considère une influence de la fréquence  $f_b$  de chargement dans ses relations constitutives, par contre le nombre de constantes matérielles est plus important comparé à d'autres modèles.

### 1.6.5 Modèle de Hain et Lentz (1980) :

D'autres les chercheurs Hain et Lentz, ont observé une évolution lente de  $\varepsilon_1^N$ , après 10000 cycles mais pas de stabilisation nette du comportement. Une évolution logarithmique de  $\varepsilon_1^N$  en fonction de  $N$  est proposée par ces deux derniers chercheurs, que nous pouvons écrire sous la forme :

$\varepsilon_1^N = a + b \ln N$  Avec  $a$  et  $b$  fonctions de l'amplitude et du niveau moyen des cycles.

### 1.6.6 Modèle de Foray et Darve (1979) :

Foray et Darve (1979) ont proposé une expression hyperbolique de  $\varepsilon_1^N = f(N)$  :

$$\varepsilon_1^N = \frac{N-1}{C+D(N-1)} \quad (1.25)$$

Rappelons que  $\varepsilon_1^N = 0$  pour  $N = 1$ .

Dans l'expression (1.25) les valeurs des paramètres  $C$  et  $D$  sont des constantes pour une série de cycles à contraintes imposées.

$\frac{1}{C}$  Représente la pente à l'origine de la courbe  $\varepsilon_1^N = f(N)$  et

$\frac{1}{D}$  Est l'abscisse de son asymptote à l'infini,  $\frac{1}{D} = \varepsilon_1^\infty$

### 1.6.7 Modèle de M. Boulon (1980) :

Une synthèse de tous les résultats expérimentaux des essais cycliques effectués sur le sable de Plancoët a conduit à l'expression suivante de  $\varepsilon_1^N = f(N)$  proposée par M. Boulon.

$$\varepsilon_1^N = \frac{\omega^m \times \left(\frac{1+\sigma m}{1-\sigma m}\right)^{n \times (N-1)}}{a + [1 - (\omega + \sigma m)]^p \times (N-1)} \quad (1.26)$$

Avec  $a = K_a (\sigma_3)^q$  et  $b = K_b (\sigma_3)^r$

Les valeurs des sept paramètres utilisés sont les suivantes :

$$m = \frac{1}{4}n = p = \frac{1}{2}$$

$$a = 3311 (\sigma_3)^{-1,505} b = 111 (\sigma_3)^{0,536}$$

### 1.6.8 Travaux de Thanopoulos (1981) :

Thanopoulos dans son travail cherche à exprimer en fonction du nombre de cycles la déformation axiale cumulée entre le premier et le nième cycle. Il s'agit de la déformation cyclique  $\varepsilon^N$  pour les essais triaxiaux cycliques drainés à contraintes imposées.

Dans son étude il a énuméré les remarques suivantes :

- . La déformation irréversible  $\varepsilon_1^N$  croît en fonction du nombre de chargements. La pente de la courbe  $\varepsilon_1^N = f(N)$  diminue progressivement avec N.

- . Dans la plupart des cas la courbe  $\varepsilon_1^N = f(N)$  admet une asymptote horizontale après quelques centaines de cycles. Le cycle de charge-décharge se trouve alors en première approximation stabilisé et la déformation axiale cesse d'augmenter. Brown a observé la stabilisation après 10 000 cycles de chargement répété au triaxial.

D'après Thanopoulos la synthèse de tous les résultats de recherche concernant le problème de l'évolution de la déformation irréversible au cours des cycles conduit à la remarque suivante :

- . Si les cycles provoquent une contractance continue du matériau la déformation axiale atteint la stabilisation après un nombre plus au moins important de chargements. C'est le cas de la plupart des essais à 200 cycles sur le sable d'Hostun et de la totalité des essais cycliques sur le sable lâche de Plancoët.

L'allure de la courbe  $\varepsilon_1^N = f(N)$  est généralement celle de la figure 1.5 ci-dessous :

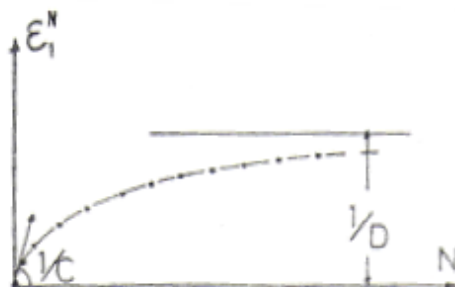


Figure 1. 4 :  $\varepsilon_1^N$  en fonction de N (d'après Thanopoulos, 1981.)

Thanopoulos a repris la formulation proposée par Foray et Darve.

$$\varepsilon_1^N = \frac{N-1}{C+D(N-1)} \quad (1.27)$$

### Calcul des paramètres C et D :

Thanopoulos a tout d'abord déterminé la valeur de ces deux paramètres dans le cas des essais sur le sable d'Hostun.

La formule suivante est retenue au sujet de la valeur de  $\frac{1}{D} = \varepsilon_1^\infty$

$$\frac{1}{D} = A_1 \times \sigma_m \times \omega^2$$

- La déformation cumulée après un très grand nombre de cycles est d'autant plus importante que :
  - . Le niveau moyen des cycles est grand.
  - . L'amplitude des cycles est élevée.

L'effet de l'amplitude cyclique sur  $\varepsilon_1^\infty$  semble être plus important que celui du niveau moyen.

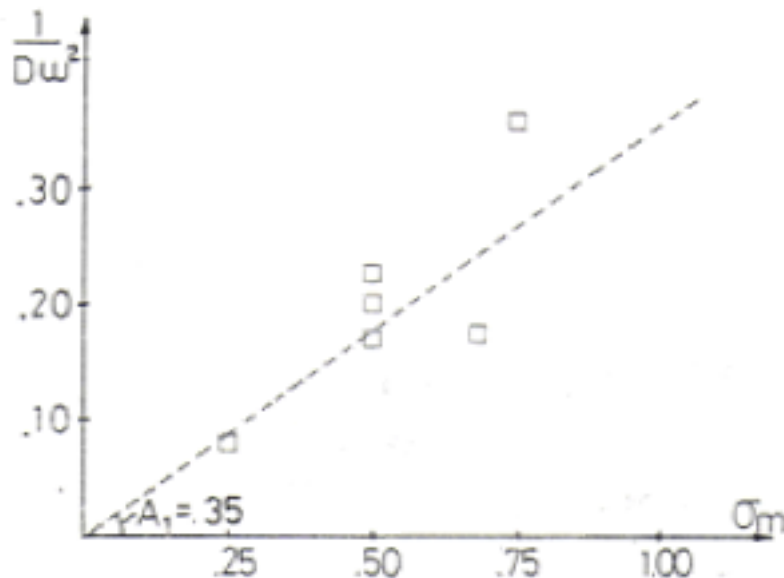


Figure 1. 5 :  $1/dw^2$  en fonction de  $\sigma_m$  (d'après Thanopoulos, 1981.)

La valeur de la constante  $A_1$ ,  $A_1 = \frac{1}{\sigma m}$  est estimée sur la figure 1.6 ci-dessous à partir des résultats des essais cycliques drainés à 200 cycles sur le sable d'Hostun ( $\gamma_d = 18,3 \text{ KN/m}^3$ ).

La figure 1.7 présente l'estimation de l'inverse de la fonction C à partir des résultats expérimentaux des mêmes essais. La pente  $1/C$  à l'origine de la courbe  $\varepsilon_1^N = f(N)$  est tracée en fonction de l'amplitude cyclique  $\omega$ .

On remarque une certaine tendance de regroupement des valeurs correspondant aux essais à  $\sigma m = \text{Cte}$  suivant des courbes d'allure hyperbolique.

L'expression de  $\frac{1}{C} = f(\omega, \sigma m)$  retenue est la suivante :

$$\frac{1}{C} = \frac{A_2(1,05 - \sigma m)\omega}{1,05 - \sigma m - \omega} \quad (1.28)$$

Avec  $A_2 = 0,04$  aux essais sur le sable d'Hostun.

La comparaison entre les valeurs calculées et expérimentales de  $\frac{1}{C}$  est présentée sur le tableau suivant :

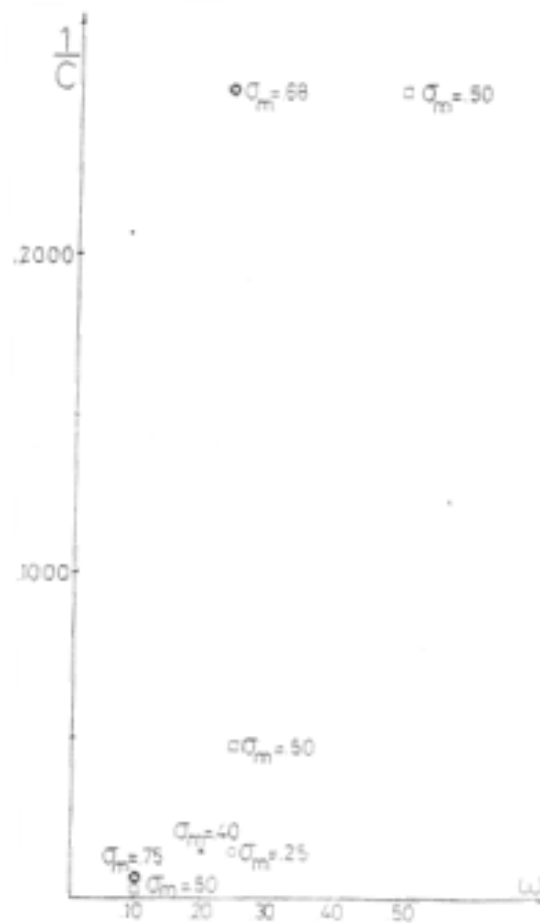


Figure 1. 6 : Valeurs de  $1/C$  en fonction de  $\omega$  (d'après Thanopoulos, 1981.)

Tableau 1. 1 : Comparaison des valeurs de  $1/C$  (d'après Thanopoulos, 1981.)

	$\omega$	$(\frac{1}{C})$ Calcul	$(\frac{1}{C})$ exp.
$\sigma m = 0,25$	0,25	0,0145	0,0151
$\sigma m = 0,4$	0,2	0,0115	0,0151
$\sigma m = 0,5$	0,1	0,0049	0,0029
	0,25	0,0183	0,0476
	0,5	0,22	0,25
$\sigma m = 0,75$	0,1	0,006	0,0064

La comparaison entre les valeurs expérimentales et calculées de  $\varepsilon_1^N$  est présentée sur la figure 1.8 Les valeurs calculées dans le cas des essais à  $(\sigma_m = 0,75\omega = 0,10$  et  $\sigma_m = 0,50\omega = 0,10$  sont très proches de celles de l'expérience.

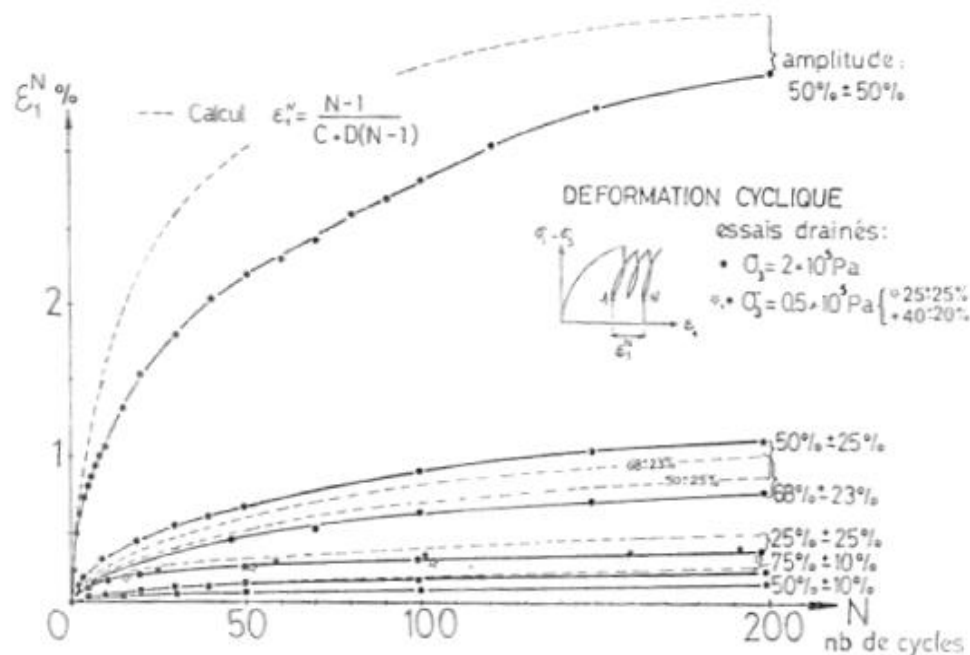


Figure 1. 7 :  $\varepsilon_1^N$  en fonction de N cycles (d'après Thanopoulos, 1981.)

**Rôle de la densité :**

La valeur  $\frac{1}{D}$  de  $\varepsilon_1^\infty$ , ainsi que la valeur de la pente de la courbe  $\varepsilon_1^N = f(N)$  à l'origine  $1/C$ , varient en fonction de la densité du sable. D'une manière générale :

$\frac{1}{D} = \varepsilon_1^\infty$  Diminue quand  $\delta_d$  augmente. (Le matériau devient moins déformable).

Dans un premier temps, Thanopoulos a fait varier les constantes  $A_1, A_2$ , intervenant dans les fonctions  $\frac{1}{D}, \frac{1}{C}$ , avec la densité du sable d'Hostun.

- Ainsi  $A_1 = 0,35$                        $\gamma_d = 18,3\text{KN/m}^3$
- $A_1 = 0,35$                                $\gamma_d = 16,3\text{KN/m}^3$
- $A_2 = 0,04$                                $\gamma_d = 18,3\text{KN/m}^3$
- $A_2 = 0,004$                               $\gamma_d = 16,3\text{KN/m}^3$

Le poids volumique de  $16,3 \text{ kN/m}^3$  est celui du sable dans les essais cycliques en compression-extension. Les quelques cycles effectués ne permettent certainement pas l'estimation de  $A_1$ , intervenant dans l'expression de  $\varepsilon_1^\infty$ .

### Rôle de $\sigma_3$ :

La formulation de la déformation cyclique exposée précédemment ne permet pas la prise en compte de l'influence de la contrainte latérale. Les expressions de  $\frac{1}{C}$ ,  $\frac{1}{D}$ , utilisées ne font intervenir que les paramètres adimensionnels  $\sigma_m$ ,  $\omega$ , niveau moyen et amplitude des cycles, définis par rapport au déviateur de rupture en compression. Cette approche est vérifiée pour les essais sur le sable d'Hostun à l'état dense.

Les deux essais homothétiques à  $\sigma_m = 0,25\omega = 0,25$  avec deux contraintes latérales différentes (50 et 200 kPa) conduisent à des déformations identiques,  $\forall N$ .

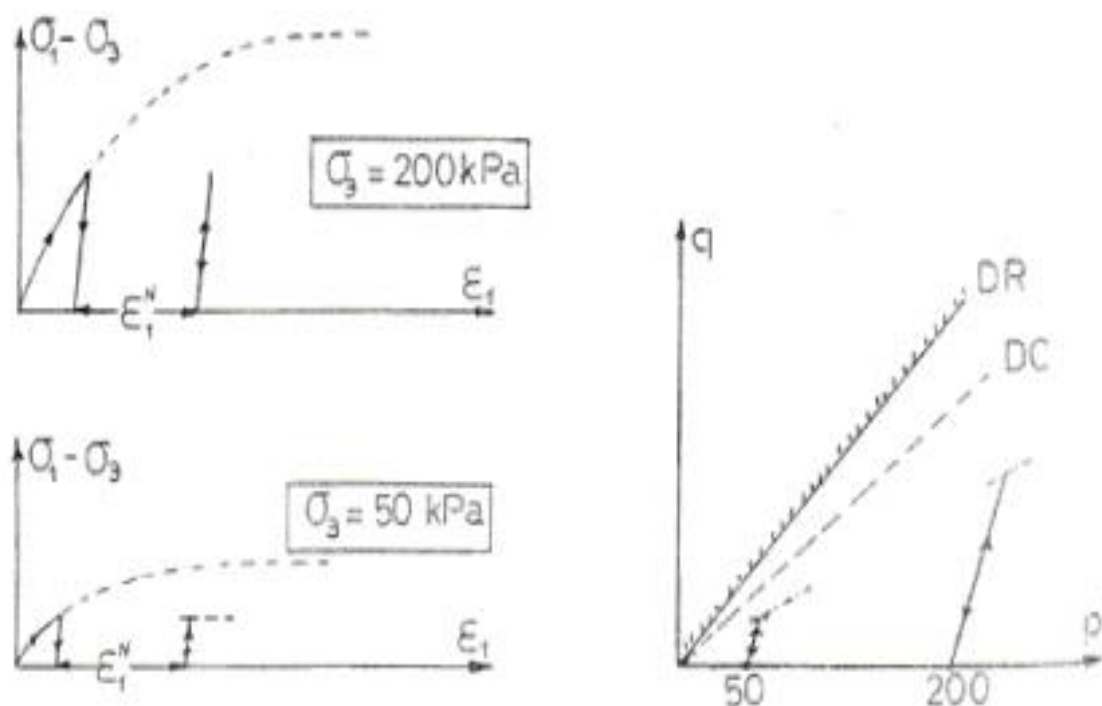


Figure 1. 8 :  $q=f(p)$  (d'après Thanopoulos, 1981.)

La figure 1.9 montre le cas de ces deux essais. Les trajets de contraintes dans le plan  $p'$ - $q$ , suivant la droite de pente 1 : 3, sont homothétiques. Le chargement a le même effet dans les deux cas du point de vue des variations de volume, la position des cycles par rapport à la droite caractéristique étant la même.

Il est à noter que si le comportement cyclique du sable d'Hostun ne dépend pas de la valeur de la contrainte latérale il n'en est pas ainsi pour le sable fin de Plancoët. La déformation cumulée au cours des cycles ne peut pas être formulée à l'aide des deux seuls paramètres  $\sigma_m$ , et  $\omega$  dans le cas des chargements cycliques au triaxial sur ce sable très lâche.

**Cycles en compression-extension sur le sable d'Hostun :**

Thanopoulos a voulu généraliser la formulation (1.25) pour pouvoir estimer les déformations cumulées au cours des cycles effectués, en partie ou totalement, dans le domaine de l'extension triaxiale.

Rappelons la formulation retenue :

$$\varepsilon_1^N = \frac{N-1}{C+D(N-1)} \tag{1.29}$$

et dans le cas du sable d'Hostun :

$$\frac{1}{D} = \varepsilon_1^\infty = A_1 \sigma_m \times \omega^2 \tag{1.30}$$

$$\frac{1}{C} = \frac{A_2(1,05-\sigma_m)}{1,05-\sigma_m-\omega} \tag{1.31}$$

$$-\frac{1}{k_p} > \sigma_m > 1 \tag{1.32}$$

$$0 > \omega > \frac{1}{2} \times \left(1 + \frac{1}{k_p}\right) \tag{1.33}$$

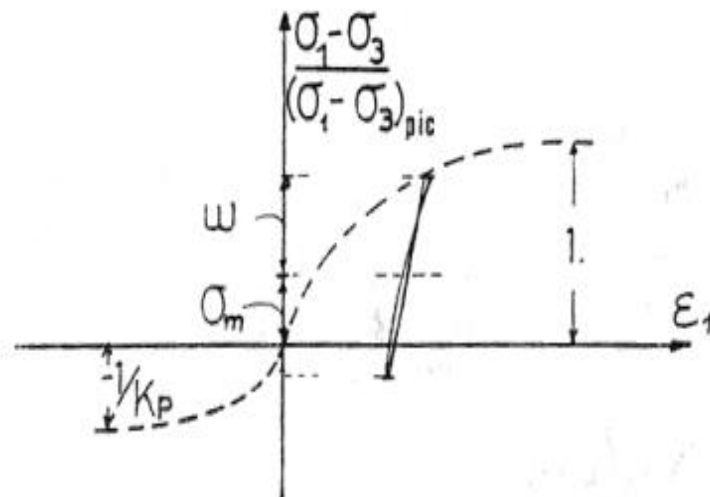


Figure 1. 9 :  $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{pic}}$  en fonction de  $\varepsilon_1$  (d'après Thanopoulos, 1981.)

Nous avons conservé cette expression de  $\varepsilon_1^N$  dans le cas des essais en compression extension, complétée par les hypothèses suivantes :

. Quand  $\sigma_m = 0$ ,  $\varepsilon_1^N = 0$

Les premiers cycles de l'essai 8 confirment cette hypothèse,

( $\frac{1}{D} = 0$ ).

. Si  $\sigma_m > 0$   $\varepsilon_1^N > 0$   $\sigma_m < 0$   $\varepsilon_1^N < 0$

Le signe des  $\frac{1}{D}$ ,  $\frac{1}{C}$  doit alors varier avec  $\sigma_m$  :

$$\frac{1}{C} = \frac{A_2 (1,05 - \sigma_m) \omega}{1,05 - \sigma_m - \omega} \times \frac{\sigma_m}{|\sigma_m|} \tag{1.34}$$

La figure 1.9 présente la comparaison entre les valeurs expérimentales et calculées de  $\varepsilon_1^N$ , dans le cas des essais 5, 6, 7. Les paramètres  $A_1$ ,  $A_2$ , ont les valeurs suivantes :

$$A_1 = 0,35A_2 = 0,004$$

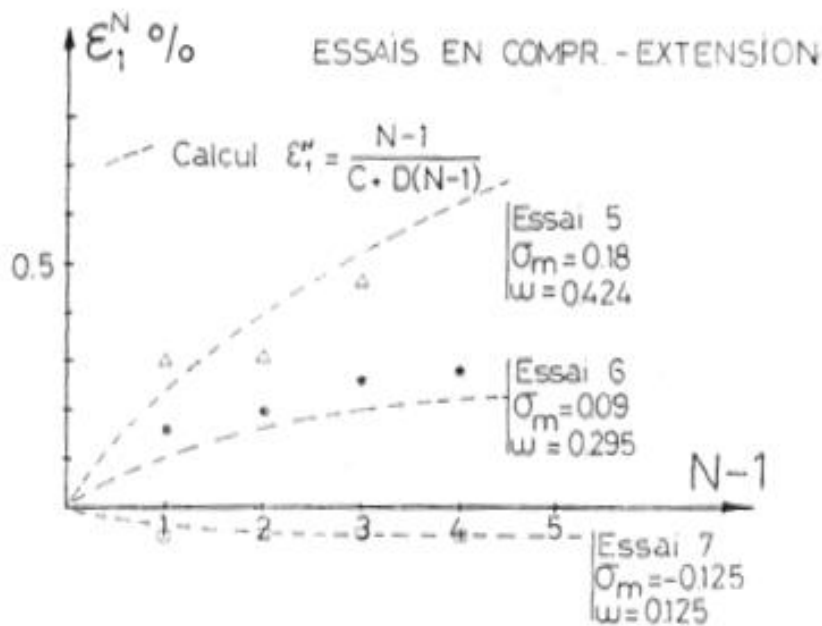


Figure 1. 10 :  $\varepsilon_1^N$  en fonction de (N-1) (d'après Thanopoulos, 1981.)

**Formulation des variations de volume :**

D'après Thanopoulos l'étude des résultats des essais drainés ont permis la mise au point d'une formulation des variations de volume observées au cours des cycles à contraintes imposées. Les hypothèses suivantes ont été faites à ce sujet :

- La contractance (ou dilatance) cyclique est continue. L'évolution de  $\varepsilon_V^N = f(\varepsilon_1^N)$  est linéaire.
- La pente de la droite  $\varepsilon_V^N = f(\varepsilon_1^N)$  est fonction linéaire de la distance entre le milieu du cycle et le seuil caractéristique.

La formulation retenue est la suivante :

$$-\frac{\varepsilon_3^N}{\varepsilon_1^N} = \gamma^* = 0,5 - K \times \sigma_3^{1/3} \times (\sigma_m^C - \sigma_m) \quad (1.35)$$

$\varepsilon_3^N$  est la déformation radiale cumulée entre le premier et le nième cycle, calculée par la formule (1.36):

$$\varepsilon_3^N = \frac{\varepsilon_V^N - \varepsilon_1^N}{2} \quad (1.36)$$

$\gamma^*$  Est un "pseudo-coefficient de poisson cyclique" défini par le rapport :

$$\gamma^* = -\frac{\varepsilon_3^N}{\varepsilon_1^N} \quad (1.37)$$

$\gamma^*$  Reste constant au cours d'une série de cycles. K est une constante, fonction du matériau testé.

$\sigma_3$  est la contrainte latérale de l'essai.

Le rôle de la contrainte latérale est mis en évidence au cours des essais sur le sable lâche de Plancoet. La contractance cyclique devient très importante sur ce matériau pour les fortes valeurs de  $\sigma_3$ .

L'influence de la contrainte latérale reste modérée dans le cas des essais sur le sable d'Hostun.

La valeur de  $\gamma^*$  semble d'autre part peu affectée par l'amplitude des cycles  $\omega$ . Cette hypothèse est confirmée, par les trois essais à  $\sigma_m = 0,5$  qui conduisent à des valeurs voisines de  $\gamma^*$  pour des amplitudes cycliques très différentes ( $\omega = 0,10$ ,  $\omega = 0,50$ ).

Il est à noter que le couplage de la déformation volumique avec la déformation axiale par la formule :

$$\frac{\varepsilon_V^N}{\varepsilon_1^N} = 1 - 2 \times \gamma^* \quad (1.38)$$

Cette formulation conduit à une approche satisfaisante des phénomènes cycliques dans tous les cas de chargement : en effet  $\varepsilon_1^N$  et  $\varepsilon_V^N$  se stabilisent simultanément au cours d'un essai contractant ou augmentent continuellement avec N au cours d'un essai dilatant. Un seul algorithme suffit donc pour décrire l'évolution de  $\varepsilon_1^N$  et  $\varepsilon_V^N$  avec le nombre de cycles.

### 1.6.9 Modèle de Messast et al 2008 :

Le modèle de Messast et al décrit la déformation volumique cumulée en fonction de N cycle.

$$\varepsilon_{v,N}^c = \frac{N}{\frac{1}{\varepsilon_{v,1}^c} + \frac{N-1}{\varepsilon_{v,\infty}^c}} \quad (1.39)$$

$\varepsilon_{v,1}^c$  Est la déformation irréversible après le premier cycle.

$\varepsilon_{v,\infty}^c$  Peut être exprimé en fonction de  $\eta_{moy}$  et  $\Delta\eta$

$\varepsilon_{v,N}^c$  La déformation volumique cumulée après N cycle.

$$\varepsilon_{v,\infty}^c = \varepsilon_{v,0}^\infty \frac{\left(\frac{\eta_{moy}-1}{\eta_{car}}\right)}{\left(1-\frac{\eta_{moy}}{\eta_l}\right)} \quad (1.40)$$

La fonction  $\varepsilon_{v,0}^c = f(\Delta\eta)$  peut être écrite sous la forme suivante :

$$\varepsilon_{v,0}^\infty = \frac{C_1 \Delta\eta}{\Delta\eta + C_2} \quad (1.41)$$

Avec  $C_1 = 4$  et  $C_2 = 0,3$ . Dans la formule 1.41 les coefficients  $C_1$  et  $C_2$  dépendent évidemment de  $\eta_{moy}$  et d'autres paramètres tel que la porosité et la granulométrie.

### Conclusion :

Ce chapitre a permis de présenter les modèles du comportement cyclique des sables. Par la suite, des exemples de modèles représentatifs ont été cités néanmoins, il est nécessaire de préciser que la complexité des modèles est souvent liée à celle des phénomènes représentés. Cette complexité a un effet direct sur le nombre de paramètres du modèle utilisé. Les paramètres des matériaux dépendent du mode de l'expérimentation ou du problème de recalage l'utilisation d'un modèle et la maîtrise d'identification des paramètres des matériaux.

Les modèles explicites apparaissent les plus adaptés au traitement du grand nombre de cycles.

**Chapitre 2 : Influence des différents paramètres sur le  
comportement cyclique des sols.**

**Chapitre 2 : Influence des différents paramètres.****2.1 Direction de l'accumulation :**

Dans un essai triaxial cyclique drainé, Luong a observé que la direction de l'accumulation dépend de la contrainte moyenne si un sable montre un comportement contractant ou dilatant sous charge cyclique. Il a appliqué les paquets contenant chacun 20 cycles de suite à différente contrainte déviatorique moyenne  $q^{moy}$ .

Au-dessous d'une certaine valeur de  $q^{moy}$ , le comportement du matériau a été contractant alors qu'il était dilatant dans le cas des grandes contraintes moyennes déviatorique. Luong a défini une limite dans le plan p-q (ce qu'on appelle le « seuil caractéristique CT line ») séparant le domaine contractant ( $\sigma^{moy}$  contraction en dessous du CT-line) et le domaine dilatant ( $\sigma^{moy}$  dessus de la CT-ligne). Cette limite a été montrée pour être indépendante de la densité du sol.

Une deuxième étude importante sur l'orientation de l'accumulation a été réalisée par Chang & Whitman. Dans une série d'essais triaxiaux cycliques sur un support grossier à sable grossier du  $q^{moy}$  de la pression moyenne a été maintenu constant, tandis que le  $\eta^{moy}$  rapport de contrainte varié d'un essai à l'autre. Quatre essais ont été effectués sur sable lâches et quatre sur des échantillons des sables denses.

Ainsi, Chang & Whitman ont confirmé le CT-line de Luong pour être identique à la ligne d'état critique. Pour  $\eta^{moy} < M_c(\varphi_c)$  un comportement des matériaux contractant et pour  $\eta^{moy} > M_c(\varphi_c)$  un comportement des matériaux dilatant a été observé.

**2.1.1 Influence de l'amplitude de la déformation ou de contrainte :**

En essais cycliques de cisaillement simple, Youd a détecté une forte augmentation du taux de densification avec l'augmentation de l'amplitude de la déformation de cisaillement  $\gamma^{ampl}$ . Mais qu'un seuil d'amplitudes de la déformation de cisaillement  $\gamma^{ampl} = 10^{-4}$  ne cause pas de déformations résiduelles. Silver&Seed ont tiré des conclusions similaires issues de leurs essais de cisaillement simple cycliques.

Sawicki & Swidzinski ont effectué des tests simples cycliques de cisaillement sur un sable fin avec des amplitudes différentes  $\gamma^{ampl}$ . Des amplitudes plus importantes peuvent causer une densification plus rapide.

### 2.1.2 Influence de la contrainte moyenne :

Plusieurs études expérimentales avec des essais de cisaillement simple cycliques (Youd, Silver & Seed, Sawicki & Swidzinski) conduisent à la conclusion, que la contrainte axiale  $\sigma_1$  n'affecte pas l'accumulation de déformation.

Timmerman & Wu ont effectué des essais triaxiaux cycliques avec  $\eta^{moy} = q^{moy}/p^{moy}$  constante. Ils ont comparé l'accumulation de déformation pour deux différentes contraintes latérales  $\sigma_3 = 48$  kPa et  $\sigma_3 = 138$  kPa. Dans les essais avec la plus petite contrainte latérale  $\sigma_3$ , était suffisante pour causer la même déformation résiduelle après  $10^4$  cycles que celles causées par la plus grande contrainte latérale  $\sigma_3$ . Toutefois, la dépendance de pression et de la rigidité n'a pas été prise en compte par Timmerman & Wu. Probablement l'augmentation du taux d'accumulation avec une diminution de la pression moyenne  $p^{moy}$  pour  $q^{ampl} = \text{constante}$  résulte principalement de l'augmentation simultanée de l'amplitude de la déformation.

Marr & Christian ont étudié différents essais triaxiaux avec différentes contraintes moyennes  $p^{*moy} = (\sigma_1^{moy} + \sigma_3^{moy})/2$ ,  $q^{*moy} = (\sigma_1^{moy} - \sigma_3^{moy})$ ,  $\eta^{*moy} = q^{*moy}/p^{*moy}$  avec  $\zeta^* = \sigma_1^{ampl}/p^{*moy} = \text{constante}$ .

Marr & Christian ont observé une augmentation significative du taux d'accumulation de la déformation axiale avec le rapport de contraintes  $\eta^{*moy}$ . Initialement, le taux de déformation volumique est devenu plus lent avec l'augmentation de  $\eta^{*moy}$ . Toutefois, à de plus grandes contraintes les taux augmentent une autre fois. Ces observations sont en contradiction avec les résultats de Luong et Chang & Whitman, qui ont constaté que le taux volumétrique est nul sur la ligne d'état critique. L'accumulation des déformations axiales et la déformation volumétrique est devenue plus rapide avec l'augmentation de la pression moyenne. Toutefois, aussi Marr & Christian ne considèrent pas l'augmentation de l'amplitude de la déformation avec la pression pour ( $\zeta^* = \text{constante}$ ). Les grandes amplitudes de déformation  $\varepsilon^{ampl}$  à des fortes pressions causent des taux d'accumulation plus importants.

### 2.1.3 Influence de l'indice des vides / densité relative :

À partir de la figure 2.1, il est remarquable que le taux d'accumulation dépend fortement de la densité initiale. Dans les essais de cisaillement simple, avec une densité initiale de  $D_{r0} = 0,45$  les déformations résiduelles ont été deux fois plus grands que pour  $D_{r0} = 0,6$  et six fois plus importantes que pour le  $D_r = 0,8$ . Youd a observé, que le chargement cyclique peut provoquer la baisse de l'indice des vides sensiblement en dessous du minimum  $e_{min}$  indice de vide, pour

les procédures standards. Pour les différents paramètres d'essais,  $(\sigma_1, \gamma^{ampl})$  Youd a trouvé un compactage jusqu'à  $I_D = 1,27$ .

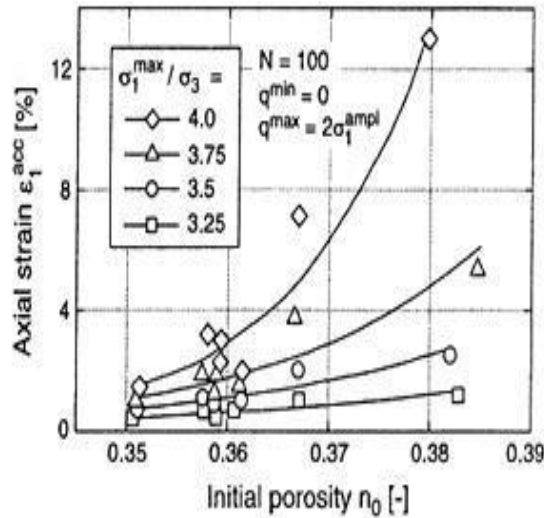


Figure 2. 1 : Déformations axiales accumulées  $\epsilon_1^{acc}$  fonction de la porosité initiale  $n_0$  (d'après Hain,1980.)

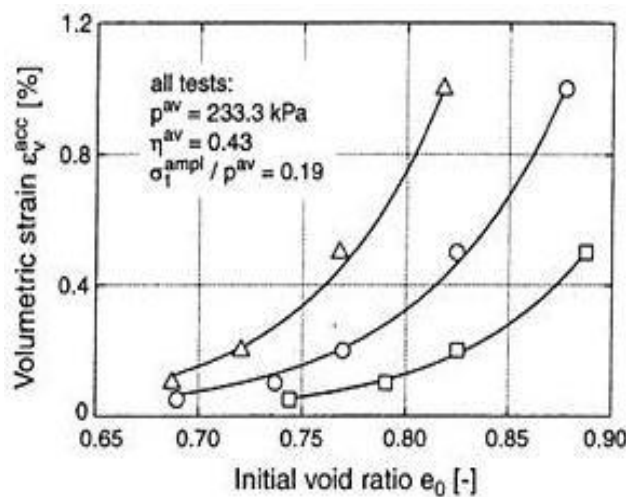


Figure 2. 2 : Déformation volumétrique accumulée  $\epsilon_v^{acc}$  dans la dépendance de l'indice des vides initial  $e_0$  (d'après Marr et Chrétien, 1981.)

Dans les essais triaxiaux cycliques, Hain a étudié le sable sec à grains fins avec des porosités initiales différentes  $n_0$ . La contrainte axiale oscillait entre  $\sigma_1 = \sigma_3$  et  $\sigma_1 = \sigma_1^{max}$ . Pour les rapports de contrainte  $\sigma_1^{max} / \sigma_3 \leq 3$ , les courbes  $\epsilon_1^{acc}(n_0)$  pour un certain nombre de cycles  $N$  étaient linéaires.

Pour les rapports des contraintes plus importantes au-dessus des courbes linéaires qui ont été observés dans la figure 2.2. Une sur-augmentation proportionnelle de la déformation résiduelle volumétrique de la figure 2.2 et la déformation axiale avec l'indice de vide initial  $e_0$  ont été également reportées par Marr & Christian.

#### **2.1.4 Influence de la structure du squelette des grains et l'historique :**

Le taux d'accumulation dépend fortement de la structure du squelette des grains et la distribution spatiale des forces de contact. Les résultats de la préparation initiale de sédimentation ou dans le cas des échantillons de laboratoire qui est modifié par les chargements monotones et cycliques. L'influence de la forme ou l'historique sur le taux d'accumulation a été principalement étudiée dans les essais non drainés (wichtmann, 2005).

Différentes méthodes de préparation ont conduit à différents tissus du squelette initial du grain. Si le sable sec est lâche, les gros grains tendent à avoir une forme plate, alors qu'une orientation aléatoire, est observée dans la préparation des échantillons des sables (Nemat-Nasser et Takahashi). Plusieurs auteurs ont démontré qu'au cours des essais non drainés, les différentes techniques de préparation conduisent à des différents taux d'accumulation des pressions interstitielles et des différentes résistances à la liquéfaction.

L'exemplaire des essais triaxiaux cycliques non drainés sur trois types de sables réalisées par Ladd sont présentés dans la figure 2.3. Ladd a observé que les échantillons qui ont été préparés par échantillons saturés sont compactés par vibration liquéfiée à quatre fois moins grand nombre de cycles que les échantillons qui ont été préparés par compactage humide. Les résultats des tests similaires ont été obtenus par Mulilis et al. Porcino et al. Ont rapporté que l'échantillon lâche dans l'air conduit à une résistance et à la liquéfaction nettement inférieure à celui lâche dans l'eau. Oda et al. Ont souligné l'importance de la direction du dépôt par rapport à la polarisation de la charge cyclique. Les échantillons qui ont été chargés cycliquement perpendiculaire à la direction des dépôts ont montré une plus grande résistance à la liquéfaction que ceux chargés en parallèle. De nombreux auteurs ont trouvé la sensibilité à liquéfier de haute qualité, des échantillons intacts à être sensiblement inférieur à celui de reconstituer des échantillons, quel que soit le mode de préparation (Mulilis et al., Tokimatsu & Hosaka, Hatanaka et al. Porcino et al.). Cela peut sans doute être attribuée à l'historiotropy du sol in situ ou aux effets du vieillissement.

Plusieurs publications (Finn et al., de semences et al., de semences et al., Teachavoransin-skun et al. Ishihara et Okada, Suzuki et Toki) traitent l'influence d'une histoire cyclique sur la

résistance à la liquéfaction. Les résultats de ces séries de tests ont été résumés par Wichtmann et al. Seed et al. ont réalisé des tests en secouant la table sur le sable saturée d'eau non drainé sous des conditions de cisaillement simple, avec un petit nombre de cycles  $N$  (plus petit que  $N$  causant de liquéfaction) ont été appliqués dans la succession au sable saturé, chacun simulant un tremblement de terre de faible intensité. Après chaque paquet de drainage qui a été ouvert et la couche de sable qui a été reconsolidée. FIG 2.4 montre que l'augmentation de la pression interstitielle de l'eau est devenue plus lent à chaque paquet suivant, c'est à dire avec préchargement cyclique croissante.

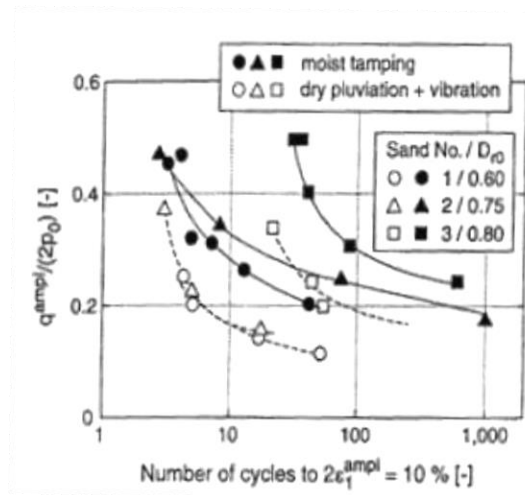


Figure 2. 3 : différente résistance de liquéfaction due aux différents techniques de préparation des échantillons pour trois sables (d'après Ladd, 1974.)

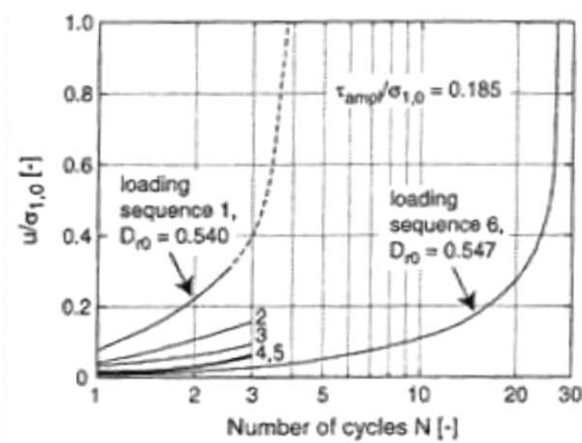


Figure 2. 4 : La diminution du taux de pression d'eau interstitielle avec l'augmentation du préchargement cyclique, tests sur table vibrante (d'après Seed et al, 1977.)

### 2.1.5 Les effets du vieillissement :

Le terme « vieillissement » décrit un changement des propriétés mécaniques d'un sol à l'instant  $t$  sous contrainte extérieure constante. Une augmentation de la rigidité et la résistance au cisaillement avec  $T$  a été signalé. Les effets du vieillissement par exemple, la suite de la cimentation des contacts de grains ou d'une amélioration de leurs micro-ou macro-emboîtement grâce à des très petits mouvements relatifs. Une étude détaillée sur la cause des effets du vieillissement (qui pourrait aussi de ne pas répondre à toutes les questions) qui a été entamé par Baxter. Les effets du vieillissement également conduisent à une réduction du taux d'accumulation sous charge cyclique.

La figure 2.6 présente des essais non drainés en laboratoire de seed. Les spécimens ont été cycliquement chargés directement après la préparation ou après une certaine période ( $1 \text{ jour} < T < 100 \text{ jours}$ ) sous la contrainte constante. La résistance à la liquéfaction d'un sol qui se trouvait tenu 100 jours sous contrainte constante était de 25% supérieure à la valeur respective d'un échantillon saturé. Seed a extrapolé les résultats de ses essais à une grande période  $t$  et pourraient expliquer les résistances de liquéfaction in situ par rapport à des échantillons reconstitué dans laboratoire de la même matière (FIG 2.6).

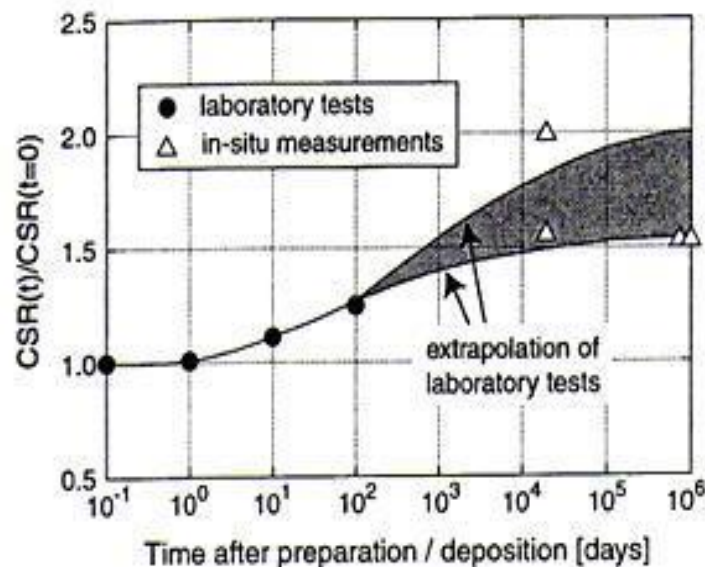


Figure 2. 5 : Augmentation de la résistance liquéfaction due au vieillissement du sol (d'après Seed,1979.)

(CSR = « rapport de contrainte cyclique » millimètre) = rapport d'amplitude nécessaire pour induire liquéfaction après un certain nombre de cycles).

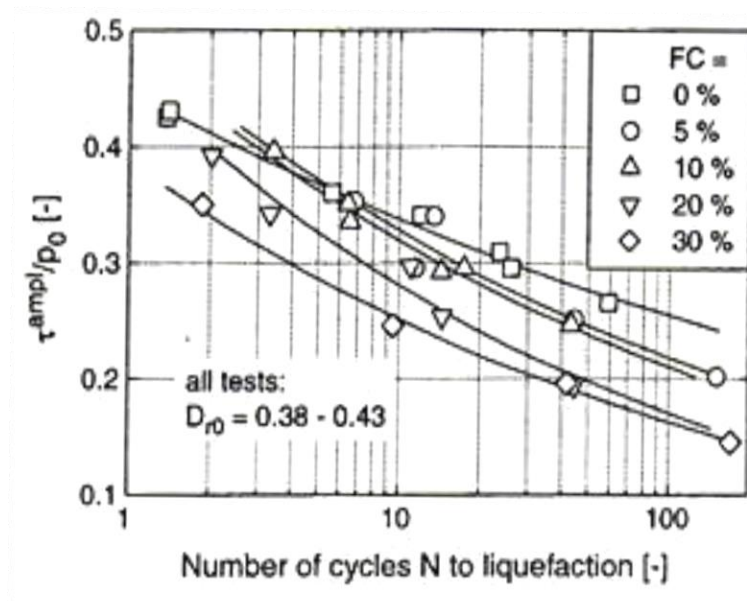


Figure 2. 6 : la réduction de la résistance de liquéfaction avec l'augmentation du contenu du FC de fines (grains avec  $d < 0,075$  (d'après Chien et al,2002.)

### 2.1.6 Influence de la courbe granulométrique :

D'après Wichtmann (2005), l'influence de la courbe granulométrique des sols non cohésifs sur le taux d'accumulation a été peu étudiée dans les essais drainés cycliques. Helm et al. ont observé des petites déformations résiduelles dans les essais sur un sable fin ( $d_{50} = 0,13$  mm,  $U = d_{60}/d_{50} = 1,75$ ) comparativement à un sable grossier à moyen ( $d_{50} = 0,31$  mm,  $U = 2,12$ ). Cela a été expliquée par la non-uniformité du plus grand de l'indice  $U$  et la taille maximale des grains du sable grossier à moyen. D'après les résultats des essais non drainés cycliques, Castro & Poulos ont conclu que l'influence de la courbe granulométrique sur la résistance à la liquéfaction est aussi élevée que l'effet de la densité initiale.

### Conclusion :

Le calcul des déformations volumiques cumulés est influencé par beaucoup de paramètres. Le comportement cyclique des sables dépend de l'indice des vides, la densité relative, la courbe granulométrique, la structure des grains, la contrainte moyenne, l'amplitude de contrainte et l'effet du vieillissement.

**Chapitre 3 : Présentation du modèle du grand nombre  
de cycles amélioré et validation.**

### Chapitre 3 : Présentation du modèle du grand nombre de cycles amélioré et validation

#### 3.1 Introduction :

Dans cette étude, l'estimation des déformations volumiques cycliques cumulées après N cycles est formulée par une approche simple considérant ce phénomène comme un pseudo fluage. Dans ce travail on présente en premier lieu une amélioration du modèle explicite présenté par Messast et al (2008) en testant sa fiabilité par une comparaison d'un nombre de simulations numériques avec cette formulation aux mesures expérimentaux de l'évolution de la déformations volumiques tirées à partir des essais triaxiaux cycliques (Thanopoulos, 1981), puis en deuxième lieu on procède à une étude paramétrique mettant en évidence l'effet de certain paramètres sur l'accumulation des déformations volumiques cycliques.

#### 3.2 Présentation du modèle de Messast et al, 2008 :

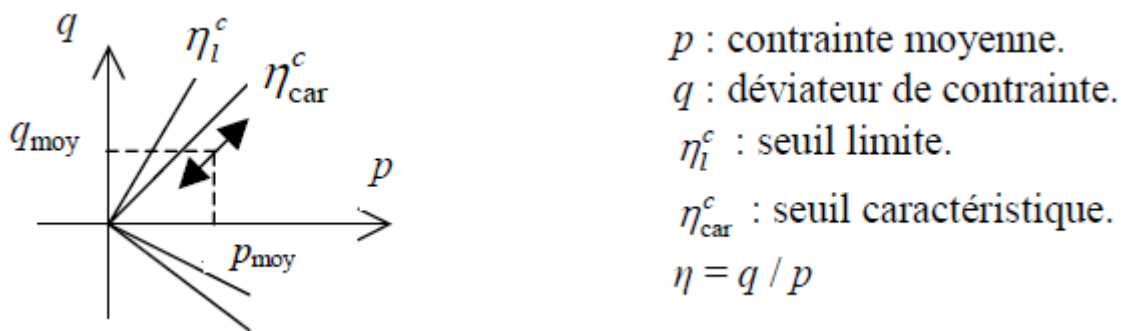


Figure 3. 1 : définition des paramètres cyclique dans le plan p-q (d'après Messast et al 2008.)

$$\varepsilon_{v,N}^c = \frac{N}{\frac{1}{\varepsilon_{v,1}^c} + \frac{N-1}{\varepsilon_{v,\infty}^c}} \quad (3.01)$$

$\varepsilon_{v,1}^c$  Est la déformation irréversible après le premier cycle.

$\varepsilon_{v,\infty}^c$  Peut être exprimé en fonction de  $\eta_{moy}$  et  $\Delta\eta$

$\varepsilon_{v,N}^c$  La déformation volumique cumulée après N cycle.

$$\varepsilon_{v,\infty}^c = \varepsilon_{v,0}^\infty \frac{\left(\frac{\eta_{moy}-1}{\eta_{car}}\right)}{\left(1-\frac{\eta_{moy}}{\eta_l}\right)} \quad (3.02)$$

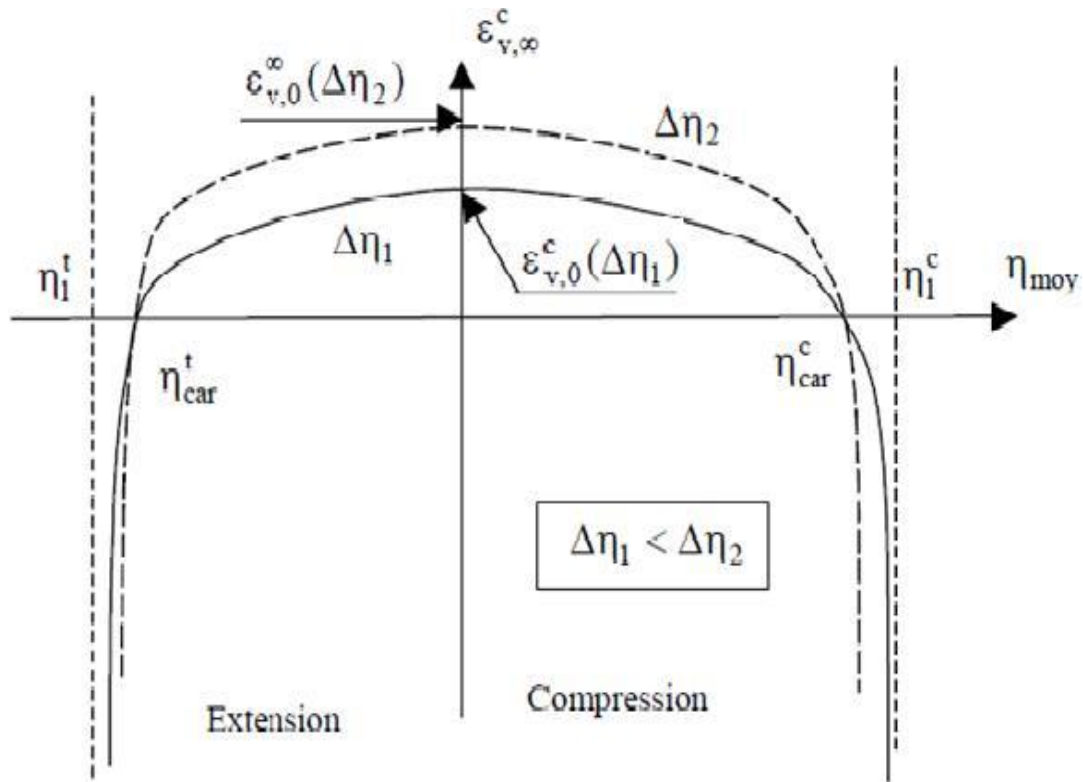


Figure 3. 2 :  $\epsilon_{v,\infty}^c$  en fonction de  $\eta_{moy}$  et  $\Delta\eta$  (d'après Thanopoulos, 1981.)

Prenons deux séries d'essais effectués par Thanopoulos, de telle façon que chaque série soit caractérisée par  $\eta_{moy} = \text{constant}$  et  $(\Delta\eta)$  variable. Si on suppose que  $\epsilon_{v,\infty}^c$  correspond à la valeur maximale lue sur les courbes données par Thanopoulos, on peut déterminer  $\epsilon_{v,0}^\infty$  pour différentes valeurs de  $\Delta\eta$ .

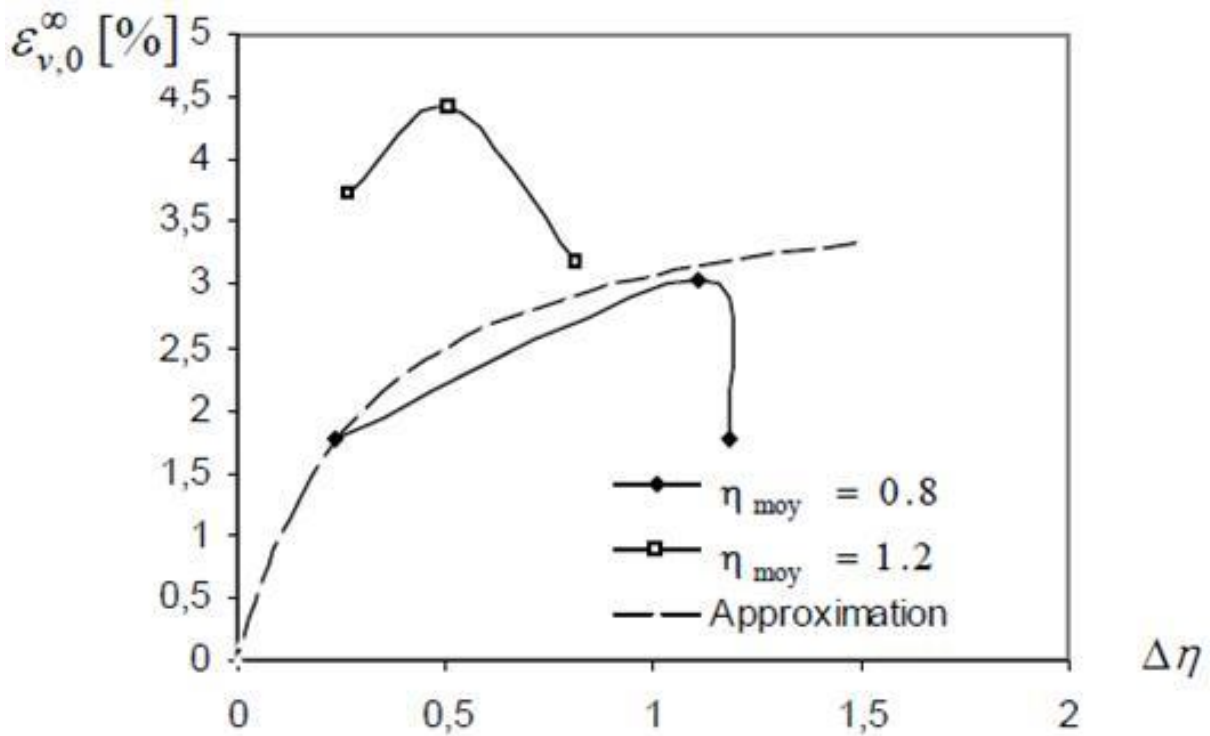


Figure 3. 3 : Dépendance en fonction de  $\varepsilon_{v,0}^c$  et  $\Delta\eta$ , (d’après Thanopoulos,1981.)

A partir de la FIG3.3 au-dessus, la fonction  $\varepsilon_{v,0}^c = f(\Delta\eta)$  peut être écrite sous la forme suivante :

$$\varepsilon_{v,0}^{\infty} = \frac{C_1\Delta\eta}{\Delta\eta+C_2} \tag{3.03}$$

Avec  $C_1 = 4$  et  $C_2 = 0,3$ . Dans cette dernière formule, les coefficients  $C_1$  et  $C_2$  dépendent évidemment de  $\eta_{moy}$  et d’autres paramètres tel que la porosité et la granulométrie.

Cette formulation sus-présentée a été validée par la comparaison des résultats obtenus par cette méthode avec ceux tirés du travail de Thanopoulos. L’examen de ces courbes fait apparaître un écart entre les courbes expérimentales et celles simulées ce qui nous a poussé à penser à l’amélioration de ce modèle dans le but de réduire cet écart.

Thanopoulos a effectué des essais cycliques sur le sable fin de Plancoët relativement lâche caractérisé par son poids volumique sec de  $12,5 \text{ KN/m}^2$  et les courbes  $q - \varepsilon_1$  et  $\varepsilon_v - \varepsilon_1$ . En se basant sur l’essai 8 (essai monotone), le sable de Plancoët sera caractérisé selon le modèle HSM par :

$$E_{50} = E_{oed} = 6689 \text{ kPa}, E_{ur} = 86700 \text{ kPa}$$

$$\varphi = 37,6^\circ, c = 0, \psi = 6^\circ, R_F = 0,9, m = 0,4, v = 0.26$$

Le modèle HSM est un modèle de comportement des sols à écoulement. Il prend en compte l'évolution du module de déformation avec la variation de la contrainte de confinement. L'effet de dilatance est pris aussi en compte dans ce modèle.

La comparaison des courbes d'évolution de la déformation volumique en fonction du nombre de cycle est faite pour les essais qui présentent une conformité entre les essais simulés et les valeurs mesurées dans la partie monotone du premier cycle à savoir les essais :

1, 2, 4a, 12, 14a et 14b (Thèse de Thanopoulos).

### 3.2 Présentation du modèle amélioré :

L'idée principale de ce travail de recherche était de proposer une formulation explicite pour bien simuler l'évolution de l'accumulation des déformations volumiques en fonction du nombre de cycles. Dans ce travail, une amélioration du modèle de Messast et al est présentée pour être utilisée par la suite pour étudier l'évolution des déformations volumiques en fonction du nombre de cycles.

Parmi les avantages essentiels qui insistent à l'utilisation du dit modèle ; c'est qu'il se base sur les paramètres cycliques et les paramètres caractérisant le premier cycle de chargement cyclique qu'on peut le traiter sans faire recours aux modèles implicites.

La formulation du présent modèle amélioré garde la même formulation du modèle de Messast et al. Notre intervention réside dans la réécriture de l'expression générale du modèle pour réduire l'écart entre les courbes (déformation-déviateur de contraintes) expérimentales et simulées.

Cette amélioration est exprimée par l'expression suivante :

$$\varepsilon_{v,N}^c = \frac{\sqrt{N}}{\frac{1}{\varepsilon_{v,1}^c} + \frac{\sqrt{N}-1}{\varepsilon_{v,\infty}^c}} \quad (3.04)$$

Où :

$\varepsilon_{v,1}^c$  est la déformation volumique irréversible après le premier cycle déterminée par un calcul en éléments finis au moyen du code de calcul Plaxis.

$\varepsilon_{v,\infty}^c$  est exprimée en fonction de  $\eta_{moy}$  et  $\Delta\eta$  (FIG 3.2) par l'expression suivante (Messast et al, 2008):

$$\varepsilon_{v,\infty}^c = \varepsilon_{v,0}^\infty \frac{\left(\frac{\eta_{moy}}{\eta_{car}} - 1\right)}{\left(1 - \frac{\eta_{moy}}{\eta_l}\right)} \quad (3.05)$$

### 3.3 Simulations numériques :

Le sable de Plancoët est utilisé comme matériau d'essai, ce sable était testé par Thanopoulos (1981) où il a effectué des essais triaxiaux monotones et cycliques en condition non drainée et drainée. Ce sable était caractérisé selon le modèle HSM par Messast et al (2008) par une procédure numérique en utilisant le code de calcul Plaxis. Dans cette partie, des simulations seront faites au moyen du modèle amélioré (sus présenté) pour l'évaluation de la déformation volumique cumulée après un grand nombre de cycles. Les résultats seront comparés aux essais triaxiaux cycliques réalisés par Thanopoulos (1981) et les simulations numériques présentés par Messast et al (2008).

#### Détermination des paramètres du premier cycle :

Le code de calcul Plaxis est utilisé comme moyen de calcul pour l'identification des paramètres du premier cycle de charge- décharge d'un essai triaxial sur un échantillon de sable en condition drainée.

Les caractéristiques mécaniques du sable de Plancoët, testé par Thanopoulos et objet de cette étude, sont données par le tableau 3.1 (d'après Messast et al, 2008).

Tableau 3. 1 : Les propriétés du sable de Plancoët.

Paramètres	Nom	Sable	Unité
Type de modèle	Modèle	Hardning soil model	-
Type de comportement	Type	Drainé	-
Module d'Young	$E_{ur}$	86700	KPa
Module d'Young sécant	$E_{50} = E_{oed}$	6689	KPa
Coefficient de poisson	$\nu$	0,26	-
Cohésion	$c$	0	KN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement	$\varphi$	37,6	°
Angle de dilatation	$\Psi$	6	°
Facteur de rigidité de l'interface	$R_F$	0,9	-
Poids volumique sec	$\gamma_{sat}$	17,7	KN/m <sup>3</sup>
Poids volumique humide	$\gamma_{wet}$	12,5	KN/m <sup>3</sup>
power	$m$	0,4	-

Vue la symétrie d'un échantillon testé en triaxial, l'essai numérique est fait sur un quart de l'échantillon. Le comportement mécanique du sol est décrit par la loi Hardning Soil. Les frontières droite et supérieure recevant le chargement sont libres par contre la paroi inférieure est bloquée verticalement et libre horizontalement et celle de gauche est bloquée horizontalement et libre verticalement. L'échantillon testé est d'un élancement unité.

### 3.4 Génération du maillage :

L'élément étudié est discrétisé par des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 118 éléments et le nombre des nœuds est de 1001 nœuds. Après plusieurs types de maillage on a constaté que la discrétisation suscitée est bien adaptée.

### 3.5 Procédure de calcul :

Après introduction des données géométriques et mécaniques du problème, le calcul se fait en 3 phases dans d'ordre. On fixe la charge isotrope A qui présente la pression de confinement et on fait varier la charge B (la contrainte déviatorique).

La figures 3.4 présente la courbe contrainte déviatorique en fonction de la déformation volumique pour le premier cycle, ce qui nous permet de déterminer ( $\epsilon_{v,1}$ ).

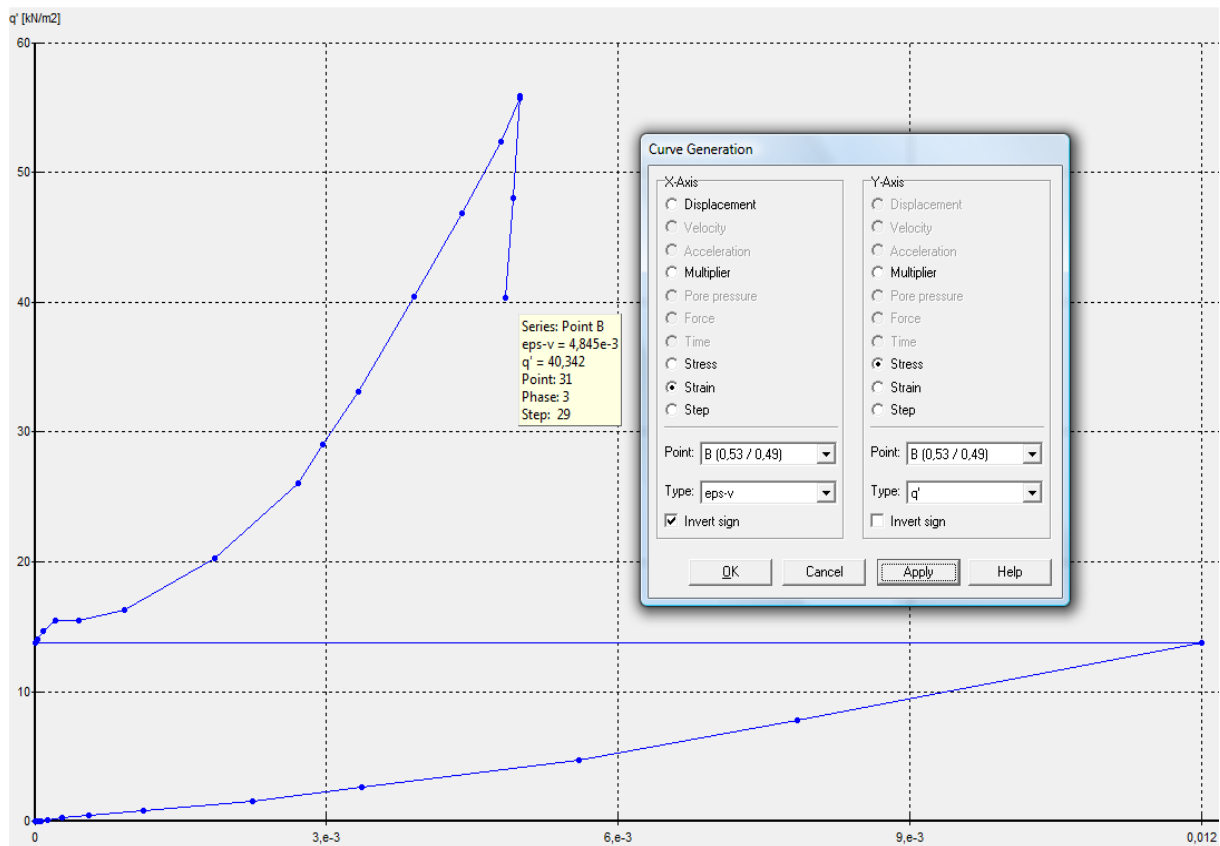


Figure 3. 4 : Courbe de  $q'$  KN/m<sup>3</sup> en fonction de  $\epsilon_{v,1}$  résultat du premier cycle  $\epsilon_{v,1} = 0,48\%$ .

(Essai n° 2)

### 3.6 Traitement du grand nombre de cycles par le modèle amélioré :

Cette partie est consacrée à l'évaluation de la déformation volumique cumulée après N cycles en utilisant la formulation proposée. Le tableau 3.2 résume les données des essais traités par Thanopoulos ainsi que les différents paramètres intervenant dans notre formulation.

**3.7 Exemple de calcul essai 2 :**

$$q_{max} = 56 \text{ kpa.}$$

$$q_{min} = 38 \text{ kpa.}$$

$$q_{moy} = \frac{q_{max} + q_{min}}{2} = (56 + 38)/2 = 47 \text{ kpa.}$$

$$\sigma_1^{moy} = q_{moy} + \sigma_3 = 47 + 40 = 87 \text{ kpa.}$$

$$p_{moy} = (\sigma_1^{moy} + \sigma_3 + \sigma_2)/3.$$

$$\eta_{moy} = \frac{q_{moy}}{p_{moy}} = (47/55,66) = 0,844 \text{ kpa.}$$

$$\sigma_1^{max} = q_{max} + \sigma_3 = 56 + 40 = 96 \text{ kpa.}$$

$$\sigma_1^{min} = q_{min} + \sigma_3 = 38 + 40 = 78 \text{ kpa.}$$

$$p_{max} = (\sigma_1^{max} + \sigma_3 + \sigma_2)/3 = (96 + 40 + 40)/3 = 58,66 \text{ kpa.}$$

$$p_{min} = (\sigma_1^{min} + \sigma_3 + \sigma_2)/3 = (78 + 40 + 40)/3 = 52,66 \text{ kpa.}$$

$$\eta_{max} = \frac{q_{max}}{p_{max}} = (56/58,66) = 0,954.$$

$$\eta_{min} = \frac{q_{min}}{p_{min}} = (38/52,66) = 0,721.$$

$$\Delta\eta = \eta_{max} - \eta_{min} = 0,233.$$

$$\varepsilon_{v0} = \left( \frac{c_1 \Delta\eta}{\Delta\eta + c_2} \right) = \frac{4 \times 0,233}{0,233 + 0,3} = 1,748\%.$$

$$\eta_l = \frac{6 \sin\varphi_l}{3 - \sin\varphi_l} = 1,531.$$

$$\varphi_l = 37,6^\circ.$$

$$\tan^2 \left( \frac{\pi}{4} \mp \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} \mp \frac{33,05}{2} \right) = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = 3,4.$$

$$\eta_c = \frac{6 \sin\varphi_c}{3 - \sin\varphi_c} = 1,35.$$

$$\varphi_c = 33,05^\circ.$$

$$\varepsilon_V^\infty = \varepsilon_{V0}^c \left( \frac{\eta_{moy} - 1}{1 - \frac{\eta_{cal}}{\eta_l}} \right) = -1,464\%.$$

3.8 Tableau des résultats :

Tableau 3. 2 : résultat de  $\epsilon_v^\infty$ ,  $\epsilon_{v,1}^{\text{total}}$ ,  $\epsilon_v^\infty$  (essai) et  $\epsilon_{v,1}^{\text{mesuré}}$  en (%).

Essai	$\sigma_3$ (kpa)	$q_{max}$ (kpa)	$q_{min}$ (kpa)	$q_{moy}$ (kpa)	$\sigma_1^{max}$ (kpa)	$\sigma_1^{min}$ (kpa)	$\sigma_1^{moy}$ (kpa)	$P_{MAX}$ (kpa)	$P_{MIN}$ (kpa)	$P_{Moy}$ (kpa)
2	40	56	38	47	96	78	87	58,666	52,6666667	55,666666
4a	80	166	9	87,5	246	89	167,5	135,333	83	109,16666
12	160	148	6	77	308	166	237	209,333	162	185,66666
14a	160	154	37	95,5	314	197	255,5	211,333	172,333333	191,83333
14b	160	250	37	143,5	410	197	303,5	243,333	172,333333	207,83333
1	40	89	4	46,5	129	44	86,5	69,6666	41,3333333	55,5
4b	80	237	115	176	317	195	256	159	118,333333	138,66666
7	80	166	67	116,5	246	147	196,5z	135,333	102,333333	118,83333
9	80	172	116	144	252	196	224	137,333	118,666667	128
11	40	125	37	81	165	77	121	81,6666	52,3333333	67
13	160	323	3	163	483	163	323	267,666	161	214,33333
16	80	182	143	162,5	262	223	242,5	140,666	127,666667	134,16666

$\eta_{max}$	$\eta_{min}$	$\eta_{moy}$	$\Delta\eta$	$\epsilon_{v0}^\infty$	$\eta_l = \frac{6 \sin \phi_l}{3 - \sin \phi_l}$	$\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$
0,9545455	0,721518987	0,844311377	0,233026467	1,748704663	1,531007468	3,46
1,226601	0,108433735	0,801526718	1,11816725	3,153837462	1,531007468	3,46
0,7070064	0,037037037	0,414721724	0,669969332	2,762847484	1,531007468	3,46
0,7287066	0,214700193	0,497827976	0,514006431	2,525810173	1,531007468	3,46
1,0273973	0,214700193	0,690457097	0,812697067	2,921539352	1,531007468	3,46
1,277512	0,096774194	0,837837838	1,180737768	3,189593171	1,53100747	3,46
1,490566	0,971830986	1,269230769	0,518735052	2,534324386	1,53100747	3,46
1,226601	0,654723127	0,980364656	0,571877858	2,623660426	1,53100747	3,46
1,2524272	0,97752809	1,125	0,274899095	1,912677179	1,53100747	3,46

1,5306122	0,707006369	1,208955224	0,823605875	2,932009857	1,53100747	3,46
1,2067248	0,01863354	0,760497667	1,188091242	3,193597834	1,53100747	3,46
1,2938389	1,120104439	1,211180124	0,173734424	1,466935187	1,53100747	3,46

$\varphi_c$	$\eta_c = \frac{6 \sin \varphi_c}{3 - \sin \varphi_c}$	$\frac{\eta_{moy}}{\eta_{car}}$	$\frac{\eta_{moy}}{\eta_l}$	$\varepsilon_v^\infty$ (Calculé)	$\varepsilon_v^\infty$ (Essai%)	$\varepsilon_{v,1}^{total}$ (Calculé%)	$\varepsilon_{v,1}^{mesuré}$ (%)
33,5	1,3520073	0,624487	0,55147437	-1,4640430	1,6	0,48	0,5
33,5	1,3520073	0,592842	0,52352894	-2,6950433	2,5	1,2	1,5
33,5	1,3520073	0,306745	0,27088158	-2,6269495	2,2	0,754	0,8
33,5	1,3520073	0,368214	0,32516365	-2,3646793	1,4	0,785	0,7
33,5	1,3520073	0,51069	0,45098219	-2,603808	2,6	1,4	1,4
33,5	1,3520073	0,619699	0,54724608	-2,679170	1,5	0,7	0,8
33,5	1,3520073	0,938775	0,82901671	-0,9074792	2,7	1,1	2,5
33,5	1,3520073	0,725118	0,64033956	-2,0052173	3,6	1	2
33,5	1,3520073	0,832096	0,73481026	-1,2110044	2,6	1,1	2,3
33,5	1,3520073	0,894193	0,78964685	-1,4747945	2,1	0,84	1,6
33,5	1,3520073	0,562495	0,49673021	-2,7762728	4,5	1,5	2,6
33,5	1,3520073	0,895838	0,79110007	-0,7314423	1,6	1,2	0,95

### 3.9 Présentation des résultats des simulations numériques :

Les figures 3.5 à 3.10 présentent les courbes d'évolution de la déformation volumique en fonction du nombre de cycles.

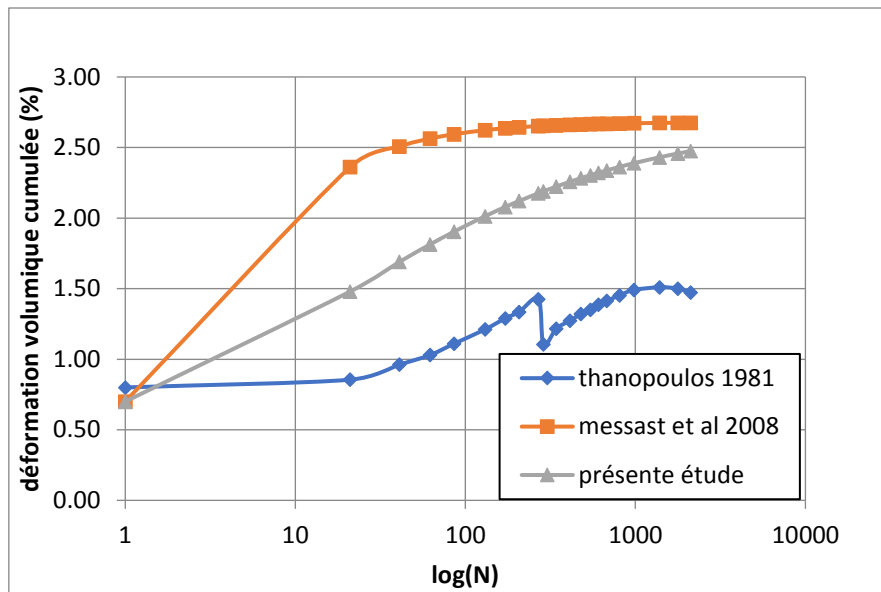


Figure 3. 5 : Courbe de  $\varepsilon_v^c$  en fonction de  $\log(N)$  pour l'essai 1 (de Thanopoulos).

$$p_{moy} = \left[ \frac{\sigma_1^{moy} + \sigma_3 + \sigma_2}{3} \right] = 55,5 \text{ kPa}. \quad \eta_{moy} = \frac{q_{moy}}{p_{moy}} = 0,837. \quad \Delta\eta = \eta_{max} - \eta_{min} = 1,18.$$

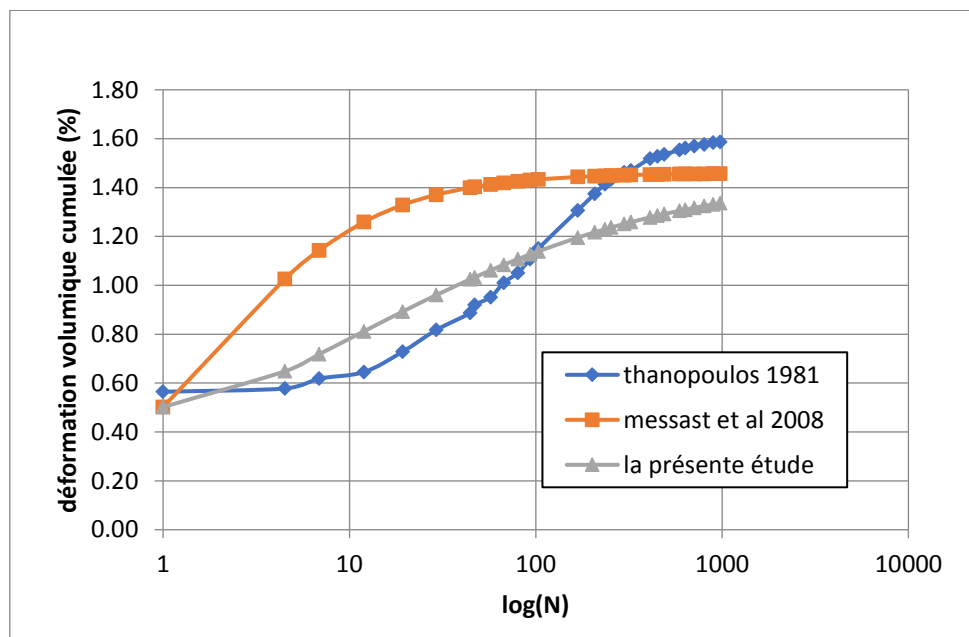


Figure 3. 6 : Courbe de  $\varepsilon_v^c$  en fonction de  $\log(N)$  pour l'essai 2 (de Thanopoulos).

$$p_{moy} = \left[ \frac{\sigma_1^{moy} + \sigma_3 + \sigma_2}{3} \right] = 55,66 \text{ kPa}. \quad \eta_{moy} = \frac{q_{moy}}{p_{moy}} = 0,844. \quad \Delta\eta = \eta_{max} - \eta_{min} = 0,233.$$

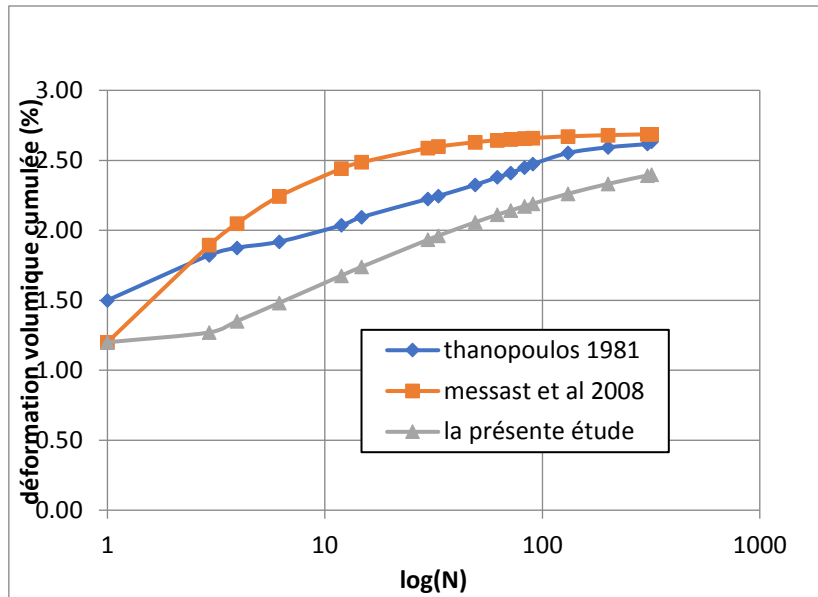


Figure 3. 7 : Courbe de  $\epsilon_v^c$  en fonction de  $\log(N)$  pour l'essai 4a (de Thanopoulos).

$$p_{moy} = \left[ \frac{\sigma_1^{moy} + \sigma_3 + \sigma_2}{3} \right] = 109,167 \text{ kPa}. \quad \eta_{moy} = \frac{q_{moy}}{p_{moy}} = 0,801. \quad \eta = \eta_{max} - \eta_{min} = 1,11.$$

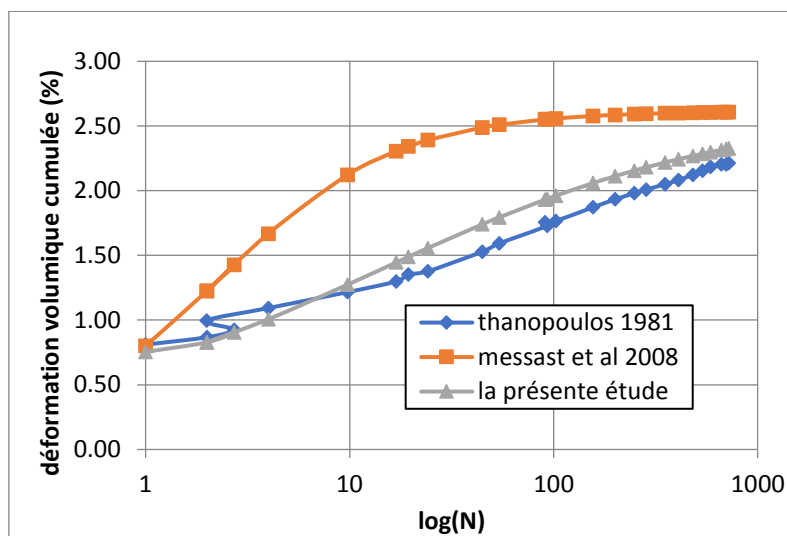


Figure 3. 8 : Courbe de  $\epsilon_v^c$  en fonction de  $\log(N)$  pour l'essai 12 (de Thanopoulos).

$$p_{moy} = \left[ \frac{\sigma_1^{moy} + \sigma_3 + \sigma_2}{3} \right] = 185,667 \text{ kPa}. \quad \eta_{moy} = \frac{q_{moy}}{p_{moy}} = 0,415. \quad \Delta\eta = \eta_{max} - \eta_{min} = 0,67.$$

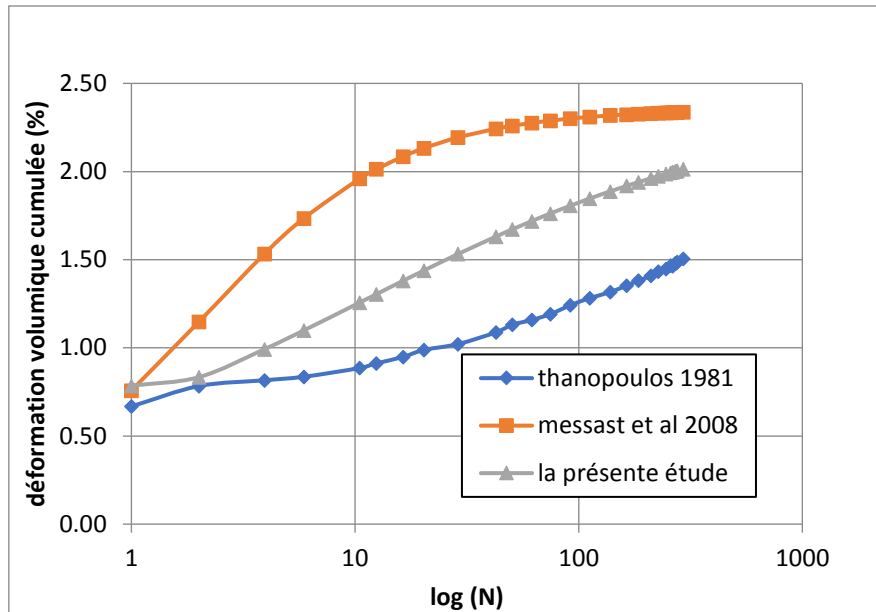


Figure 3. 9 : Courbe de  $\varepsilon_v^c$  en fonction de  $\log(N)$  pour l’essai 14a (de Thanopoulos).

$$p_{moy} = \left[ \frac{\sigma_1^{moy} + \sigma_3 + \sigma_2}{3} \right] = 191,833 \text{ kPa}. \quad \eta_{moy} = \frac{q_{moy}}{p_{moy}} = 0,497. \quad \Delta\eta = \eta_{\max} - \eta_{\min} = 0,514.$$

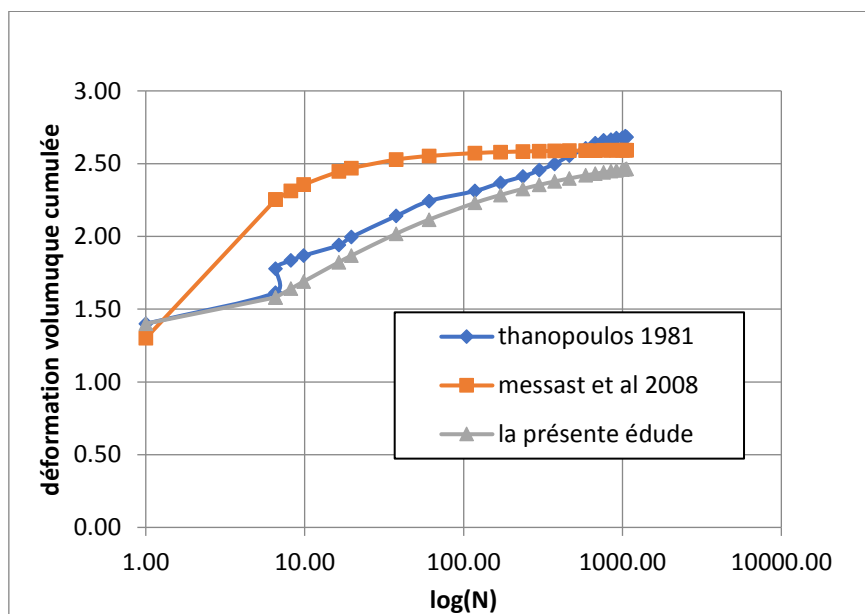


Figure 3. 10 : Courbe de  $\varepsilon_v^c$  en fonction de  $\log(N)$  pour l’essai 14b (de Thanopoulos).

$$p_{moy} = \left[ \frac{\sigma_1^{moy} + \sigma_3 + \sigma_2}{3} \right] = 207,833 \text{ kPa}. \quad \eta_{moy} = \frac{q_{moy}}{p_{moy}} = 0,690. \quad \Delta\eta = \eta_{\max} - \eta_{\min} = 0,8127.$$

Les figures 3.16, 3.21 montrent une nette amélioration du modèle de grand nombre de cycles marquée par un rapprochement remarquable des courbes simulées et celles expérimentales.

**3.10 Conclusion :**

Dans la présente étude, un modèle simple pour la modélisation du grand nombre de cycles en tant que pseudo fluage cyclique a été présenté. Dans cette démarche, la déformation volumique cumulée après  $N$  cycles est exprimée en fonction du chemin cyclique moyen dans le plan  $p$ - $q$ , ainsi que la déformation volumique irréversible après le premier cycle. En constate que les résultats obtenus par ce modèle sont très proches aux courbes expérimentaux fournies par Thanopoulos à partir des essais triaxiaux cycliques.

**Chapitre 4 : Étude paramétrique (Analyse paramétrique du comportement cyclique d'un sable).**

**Chapitre 4 : Analyses paramétriques du comportement cyclique d'un sable.**

**4.1 Effet de l'amplitude des cycles :**

Dans cette partie, on constate l'évolution de la déformation volumique cumulée par rapport au changement l'amplitude  $3 \text{ kPa} \leq q_{\text{amp}} \leq 28 \text{ kPa}$  et  $2 \text{ kPa} \leq p_{\text{amp}} \leq 10 \text{ kPa}$  (Fig. 4.1). et on garde la contrainte moyenne  $q_{\text{moy}}$  et  $\sigma_3$  constante pour tous les cas ( $\eta_{\text{moy}} = 0,8, p_{\text{moy}} = 24 \text{ kPa}$ ) :

Fig.4.2 : Montre les résultats des simulations sur l'évolution de la déformation volumique cumulée en fonction de l'amplitude cyclique. Cette évolution est d'autant plus importante que l'amplitude et le nombre des cycles sont plus grands.

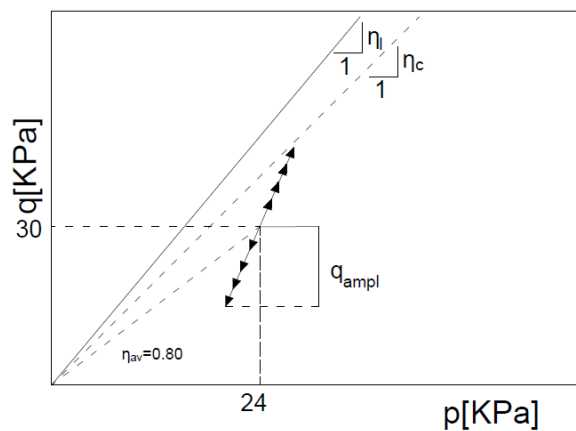


Figure 4. 1 : Changement d'amplitude cyclique dans le plan (p, q).

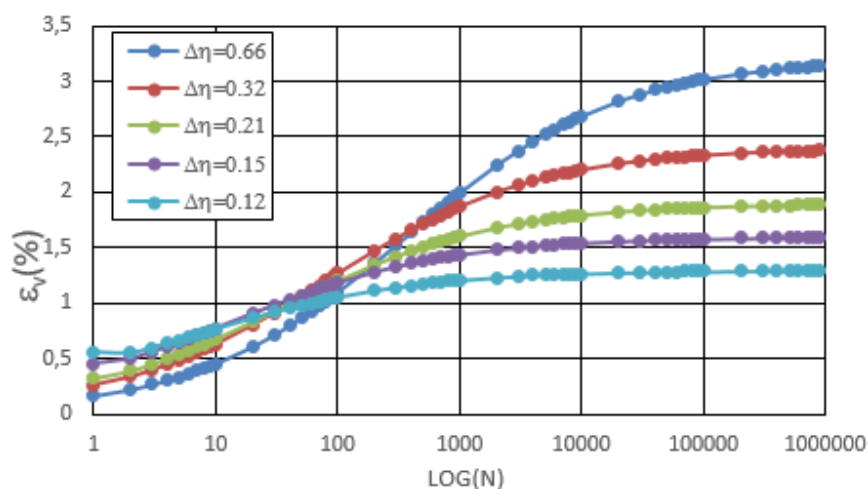


Figure 4. 2 : Influence d'amplitude cyclique sur l'évolution de  $\epsilon_v^c$  en fonction de N  
(La contrainte moyenne q et  $\sigma_3$  constante).

**4.2 Effet de l'amplitude cyclique constante avec variation du niveau moyen cyclique :**

Dans cette section,  $p_{amp}$  et  $q_{amp}$  sont maintenus constants ainsi que le niveau moyen cyclique ( $\eta_{moy} = 0,8$ ), avec  $0,12 \leq \Delta\eta \leq 0,66$  Figure 4.3.

La fig 4.4 montre les résultats des simulations sur l'évolution de la déformation volumique cumulée en fonction de l'amplitude cyclique. Cette évolution est d'autant plus importante que  $\Delta\eta$  est plus grand.

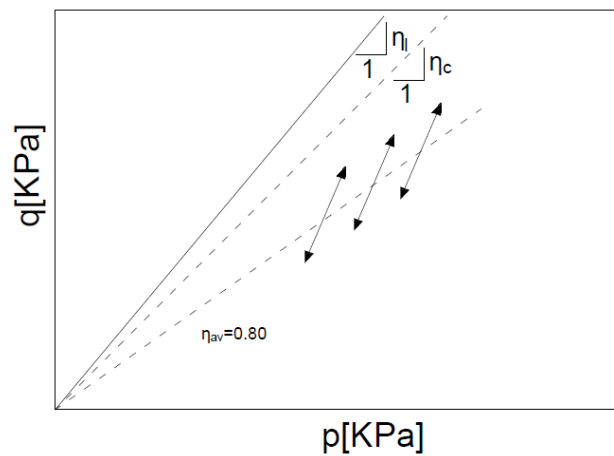


Figure 4. 3 : chemin cyclique avec différents  $\Delta\eta$  dans le plan (p, q).

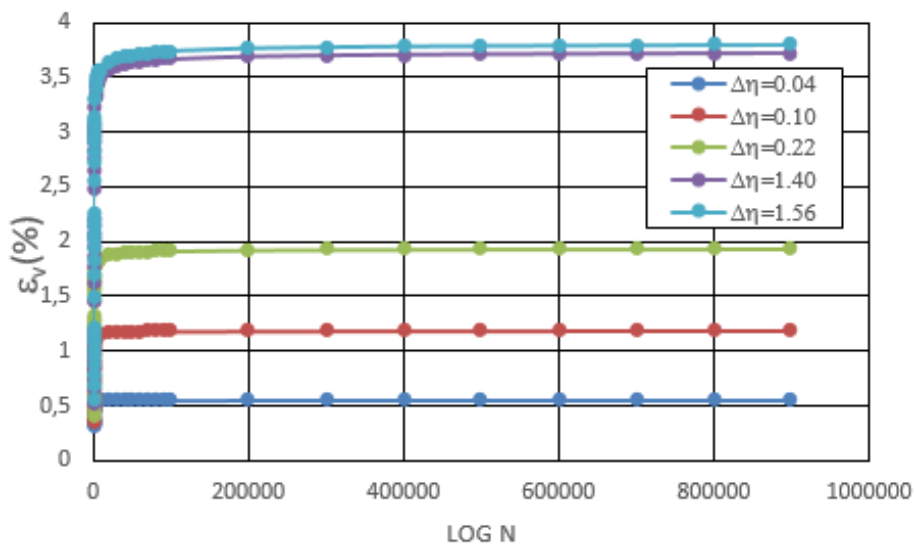


Figure 4. 4 : Influence de  $\Delta\eta$  sur l'évolution de la déformation volumique cumulée en fonction de N.

### 4.3 Effet de la direction des cycles :

Dans cette section, nous maintenons  $p_{amp}$  constant ainsi que la contrainte moyenne et le niveau moyen cyclique ( $\eta_{moy} = 0,8$ ,  $p_{moy} = 24$  kPa), et on change l'amplitude du déviateur comme suit ;  $3 \text{ kPa} \leq q_{amp} \leq 28 \text{ kPa}$  Fig. 4.5.

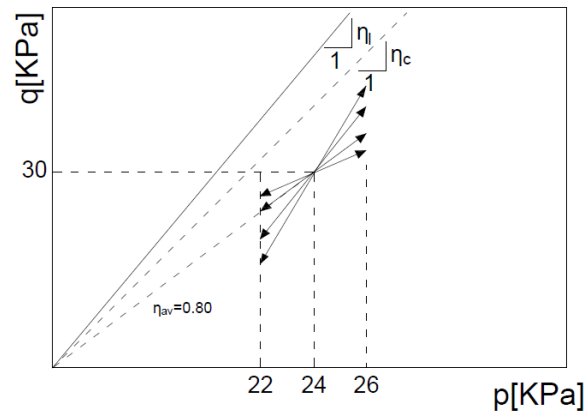


Figure 4. 5 : Chemin cyclique avec variation de la direction des cycles dans le plan (p, q).

La fig 4.6 montre la variation de la déformation volumique cumulée en fonction de la variation de la direction des cycles. Plus les cycles sont plus proches à la verticalité, plus le changement des déformations volumiques cumulées est grand.

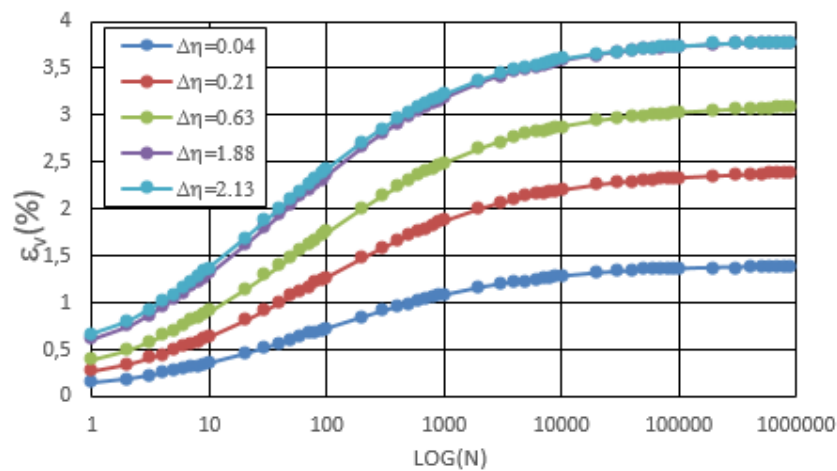


Figure 4. 6 : Influence de la direction des cycles sur l'évolution de la déformation volumique en fonction de N.

### 4.4 Effet de la contrainte moyenne :

Dans cette section l'influence de la variation de la pression moyenne sera testée. Cette variation est prise dans l'intervalle  $72 \text{ kPa} \leq p_{moy} \leq 102 \text{ kPa}$  et amplitude cyclique constante.

La fig 4.8 montre les résultats des simulations numériques selon le plan (p,q) de la fig 4.7.

Les figures 4.7 et 4.8 montrent que plus la pression moyenne est importante, plus l'évolution des déformations volumiques cumulée diminue.

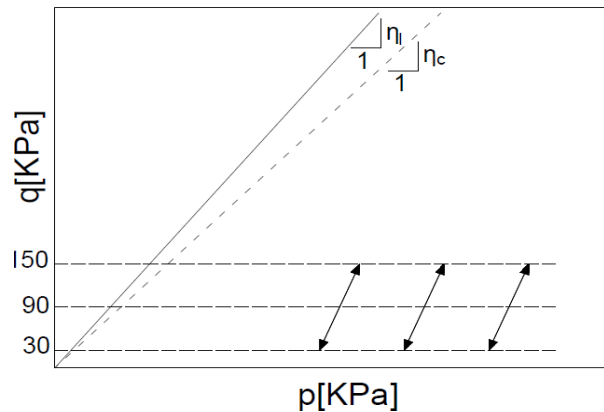


Figure 4. 7 : Variation de la pression moyenne avec  $q_{moy} = 90 \text{ MPa}$ .

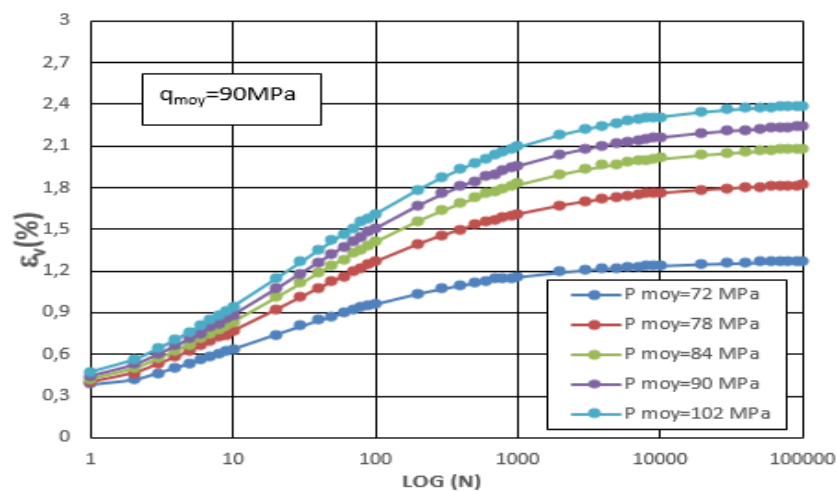


Figure 4. 8 : Influence de la pression moyenne sur l'évolution de la déformation volumique cumulée.

#### 4.5 Effet du niveau moyen des cyclique :

Pour mettre en évidence l'influence de la variation du niveau cyclique moyen sur l'accumulation des déformations volumétriques, plusieurs essais numériques ont été réalisés selon le schéma de la Fig 4.9. Avec  $0,50 \leq \eta_{moy} \leq 1,20$  et  $p_{moy} = 40 \text{ kPa}$ .

Les résultats de ces simulations selon le chemin cyclique moyen défini à la Fig 4.9 sont présentés à la Fig.4.10.

La figure 4.10 présente les courbes d'évolution de la déformation volumique cumulée en fonction du niveau moyen cyclique. Les tests sont effectués dans le domaine de la compression. La forme des cycles dans le plan p–q montre que ces cycles sont situés en dessous de la ligne caractéristique.

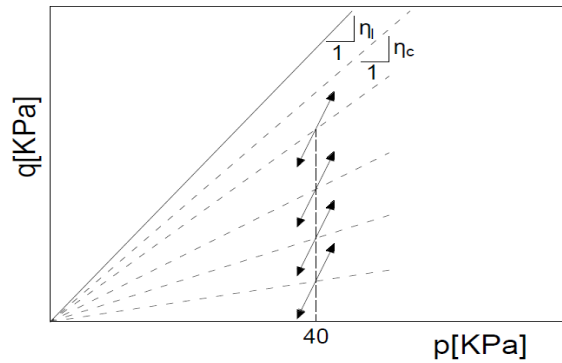


Figure 4. 9 : Variation du niveau moyen cyclique avec  $p_{moy} = cst$ .

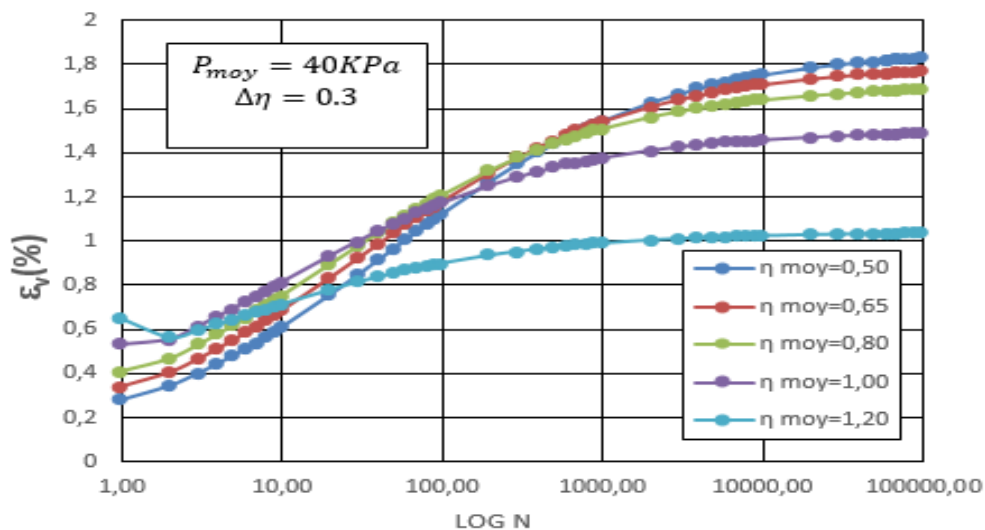


Figure 4. 10 : Influence du niveau moyen cyclique sur l'évolution de la déformation volumique cumulée.

L'examen des courbes montre que l'importance de l'évolution de la déformation volumique cumulée diminue avec l'augmentation du niveau moyen cyclique.

**Conclusion :**

Cette étude présente la modélisation du comportement cyclique des sables par un modèle numérique simple simulant le grand nombre de cycles comme Un pseudo fluage cyclique. La déformation volumique cumulée après N cycles est exprimée en fonction du chemin cyclique moyen dans le plan p-q, ainsi que la déformation volumique irréversible après le premier cycle.

Les applications faites sur un sable lâche montrent que l'intensité d'accumulation des déformations volumiques croît avec le nombre de cycles et elle se stabilise à 10000 cycles. Cette intensité augmente avec l'augmentation de l'amplitude des cycles et l'éloignement du niveau moyen des cycles de la ligne caractéristique. D'autre part on remarque que l'influence de la contrainte moyenne est plus faible.

**Chapitre 5 : Application de la formulation Proposée**  
**sur les fondations.**

**Chapitre 5 : Application de la formulation Proposée sur les fondations****Application de l'approche proposée sur une semelle filante**

Dans le but de faire la comparaison des tassements d'une semelle filante sous chargement cyclique à grand nombre de cycles, estimées par la formulation proposée et l'essai de la centrifugeuse de Helm et al (2000), on suit les étapes suivantes : un premier calcul du premier cycle charge décharge pour définir les paramètres cycliques, en deuxième lieu on calcul la déformation volumique cumulée après N cycles par la formulation proposée pour chaque région du sol après avoir le subdivisé en plusieurs régions et en fin pour obtenir la réponse équivalente on applique cette déformation volumique à chaque région du sol pour obtenir la réponse du sol après N cycles.

- Le sol utilisé par Helm et al est un sable fin ( $\gamma=27\text{kN/m}^3$ ,  $\phi=32.8^\circ$ ,  $\psi=3$ )
- Dimensions géométriques du modèle : largeur 18.1m, hauteur 7m (pour éviter l'effet des frontières)
- Fondation : largeur  $b=1\text{m}$ , hauteur  $h=0.6\text{m}$  profondeur d'encastrement  $t=0\text{m}$ ,  $\gamma=27\text{kN/m}^3$   
 $E=25000\text{MPa}$ ,  $\nu=0.3$ .
- La contrainte moyenne  $\sigma_{\text{moy}}=89\text{ kPa}$ , amplitude  $\sigma_{\text{amp}}=75\text{kPa}$ .

**5.1 Calcul des tassements après le premier cycle :****5.1.1 Discrétisation du sol**

Le sol est discrétisé par des éléments à 15 nœuds. Nombre d'éléments est de 967 éléments et le nombre des nœuds est de 7910 nœuds.

**5.1.2 Procédure et résultats de calcul**

La détermination de la réponse de la fondation après le premier cycle de chargement se fait par un calcul numérique en adoptant comme modèle de comportement du sol, le modèle de Mohr Coulomb avec les paramètres suivants :  $E_{50}=6020\text{ kPa}$ ,  $E_{\text{Oed}}=6689\text{ kPa}$ ,  $\phi=32,8^\circ$ ,  $c=0\text{ kPa}$ ,  $\psi=3^\circ$ ,  $\nu=0,2$ . Le tassement de la fondation après un cycle a été calculé avec 4 phases de calcul :

Première Phase : l'application de la charge minimale  $q_{\text{min}}$ .

Deuxième Phase : l'augmentation de la charge appliquée jusqu'à  $q_{\text{max}}$ .

Troisième Phase : déchargement jusqu'à  $q_{\min}$ .

Quatrième Phase : rechargement jusqu'à  $q_{\text{moy}}$ .

Après les calculs de ces quatre phases avec les valeurs de chargement de l'essai de centrifugeuse de Helm et al, le tassement après un cycle de chargement est  $U_{y1\text{cycle}} = 2,2\text{cm}$ .

$q_{\max} = 164 \text{ kPa}$ ,  $q_{\min} = 14 \text{ kPa}$ ,  $q_{\text{moy}} = 89 \text{ kPa}$ .

## 5.2 Calcul des tassements après $10^5$ cycles :

### 5.2.1 Procédure et résultats de calcul

Après un chargement cyclique la réponse de la fondation superficielle sera déterminée par une simulation qui remplace le chargement cyclique après un nombre de cycles par l'application de la déformation volumique cumulée du sol environnant après le même nombre de cycles. Le modèle de sol est subdivisé en plusieurs régions. Les contraintes développées dans chaque région après un cycle de chargement définie les paramètres d'un essai triaxial équivalent. Ces paramètres permettent de définir par la suite les paramètres cycliques de chaque région. La détermination du comportement du modèle global se fait par l'application des déformations cumulées de chaque région.

Cette procédure de calcul comprend quatre étapes :

#### ➤ première étape

Dans la première étape on calcul pour chaque cluster les paramètres de chargement qui sont illustrés dans le tableau 5.1.

Tableau 5. 1 : les paramètres cycliques des vingt-huit clusters (régions).

N°	$Q_{\max}$ kN/m <sup>2</sup>	$P_{\max}$ kN/m <sup>2</sup>	$\eta_{\max}$	$Q_{\min}$ kN/m <sup>2</sup>	$P_{\min}$ kN/m <sup>2</sup>	$\eta_{\min}$	$Q_{\text{moy}}$ kN/m <sup>2</sup>	$P_{\text{moy}}$ kN/m <sup>2</sup>	$\eta_{\text{moy}}$	$\sigma_3$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_1 \text{ max}$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_1 \text{ min}$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_1 \text{ moy}$ kN/m <sup>2</sup>
1	136.53	69.30	1.97	19.71	30.36	0.65	64.27	45.21	1.42	23.79	160.32	43.50	88.06
2	41.62	40.93	1.02	19.98	33.72	0.59	29.46	36.87	0.80	27.05	68.68	47.04	56.51
3	45.69	45.29	1.01	37.05	42.42	0.87	41.04	43.74	0.94	30.06	75.75	67.12	71.10
4	56.46	62.29	0.91	51.96	60.79	0.85	54.09	61.50	0.88	43.47	99.93	95.43	97.56
5	67.38	76.54	0.88	64.22	75.49	0.85	65.73	75.99	0.87	54.08	121.46	118.30	119.81

6	82.24	95.03	0.87	79.98	94.28	0.85	81.07	94.64	0.86	67.62	149.86	147.60	148.69
7	96.27	112.17	0.86	94.43	111.56	0.85	95.32	111.85	0.85	80.08	176.35	174.51	175.40
8	6.01	6.88	0.87	5.91	6.84	0.86	6.00	6.88	0.87	4.87	10.88	10.78	10.88
9	25.09	26.94	0.93	23.04	26.26	0.88	24.08	26.60	0.91	18.58	43.66	41.62	42.65
10	40.15	44.46	0.90	37.59	43.61	0.86	38.84	44.02	0.88	31.08	71.23	68.66	69.92
11	53.35	60.26	0.89	50.76	59.39	0.85	52.02	59.81	0.87	42.47	95.82	93.23	94.49
12	67.34	77.40	0.87	65.23	76.70	0.85	66.26	77.04	0.86	54.95	122.29	120.18	121.21
13	80.68	93.61	0.86	78.93	93.03	0.85	79.78	93.31	0.86	66.72	147.40	145.65	146.50
14	94.67	110.48	0.86	93.13	109.96	0.85	93.88	110.21	0.85	78.92	173.59	172.05	172.80
15	7.40	8.79	0.84	7.39	8.79	0.84	7.40	8.79	0.84	6.32	13.72	13.72	13.72
16	22.19	26.03	0.85	22.11	26.01	0.85	22.15	26.02	0.85	18.64	40.83	40.74	40.79
17	36.04	42.19	0.85	35.81	42.12	0.85	35.93	42.16	0.85	30.18	66.22	65.99	66.11
18	50.17	58.68	0.86	49.75	58.54	0.85	49.97	58.61	0.85	41.96	92.13	91.70	91.92
19	64.90	75.98	0.85	64.35	75.80	0.85	64.63	75.89	0.85	54.35	119.25	118.70	118.98
20	79.55	93.27	0.85	78.94	93.07	0.85	79.25	93.17	0.85	66.75	146.30	145.69	146.00
21	94.26	110.64	0.85	93.57	110.41	0.85	93.91	110.52	0.85	79.22	173.48	172.79	173.13
22	7.47	8.73	0.86	7.46	8.73	0.85	7.47	8.73	0.85	6.24	13.71	13.71	13.71
23	21.10	24.88	0.85	21.09	24.88	0.85	21.09	24.88	0.85	17.85	38.94	38.94	38.94
24	35.73	42.14	0.85	35.73	42.14	0.85	35.73	42.14	0.85	30.23	65.96	65.95	65.96
25	50.61	59.67	0.85	50.58	59.66	0.85	50.60	59.67	0.85	42.80	93.42	93.39	93.40
26	64.35	75.84	0.85	64.28	75.82	0.85	64.32	75.83	0.85	54.39	118.74	118.67	118.71
27	81.41	95.91	0.85	81.28	95.87	0.85	81.35	95.89	0.85	68.77	150.18	150.05	150.12
28	95.36	112.34	0.85	95.18	112.28	0.85	95.28	112.31	0.85	80.55	175.91	175.73	175.83

➤ deuxième étape

Dans cette étape, on calcul les paramètres cycliques, (tableau 5.2)

Tableau 5. 2 : les paramètres cycliques.

N°	$\eta_{moy}$	$\eta_{max}$	$\eta_{min}$	$\Delta\eta$	$\varepsilon_{v0}^{\infty}$	$\eta_l$	$\eta_c$	$\frac{\eta_{moy}}{\eta_{car}}$	$\frac{\eta_{moy}}{\eta_l}$	$\varepsilon_v^{\infty}$
1	1.421	1.970	0.649	1.321	3.25964	1.549	1.318	1.0787	0.9175	3.108
2	0.799	1.017	0.593	0.424	2.34310	1.549	1.318	0.6062	0.5156	1.905
3	0.938	1.009	0.874	0.135	1.24210	1.549	1.318	0.7119	0.6056	0.907
4	0.880	0.906	0.855	0.052	0.58818	1.549	1.318	0.6674	0.5677	0.452
5	0.865	0.880	0.851	0.030	0.35898	1.549	1.318	0.6564	0.5583	0.279
6	0.857	0.865	0.848	0.017	0.21518	1.549	1.318	0.65	0.5529	0.168
7	0.852	0.858	0.847	0.012	0.15107	1.549	1.318	0.6467	0.5501	0.119
8	0.873	0.874	0.863	0.011	0.13609	1.549	1.318	0.6627	0.5637	0.105
9	0.905	0.931	0.878	0.054	0.60740	1.549	1.318	0.6868	0.5842	0.457
10	0.882	0.903	0.862	0.041	0.48198	1.549	1.318	0.6695	0.5695	0.370
11	0.870	0.885	0.855	0.031	0.37254	1.549	1.318	0.66	0.5614	0.289
12	0.860	0.870	0.850	0.020	0.24452	1.549	1.318	0.6526	0.5551	0.191
13	0.855	0.862	0.848	0.013	0.17111	1.549	1.318	0.6488	0.5519	0.134
14	0.852	0.857	0.847	0.010	0.12909	1.549	1.318	0.6464	0.5498	0.101
15	0.842	0.842	0.842	0.000	0.00436	1.549	1.318	0.6388	0.5434	0.003
16	0.851	0.852	0.850	0.002	0.03023	1.549	1.318	0.6461	0.5495	0.024
17	0.852	0.854	0.850	0.004	0.05053	1.549	1.318	0.6468	0.5501	0.040
18	0.852	0.855	0.850	0.005	0.06835	1.549	1.318	0.6469	0.5503	0.054
19	0.852	0.854	0.849	0.005	0.06802	1.549	1.318	0.6462	0.5497	0.053

20	0.851	0.853	0.848	0.005	0.06159	1.549	1.318	0.6455	0.549	0.048
21	0.850	0.852	0.847	0.004	0.05879	1.549	1.318	0.6448	0.5484	0.046
22	0.855	0.855	0.855	0.000	0.00327	1.549	1.318	0.6487	0.5518	0.003
23	0.848	0.848	0.848	0.000	0.00077	1.549	1.318	0.6434	0.5473	0.001
24	0.848	0.848	0.848	0.000	0.00091	1.549	1.318	0.6434	0.5473	0.001
25	0.848	0.848	0.848	0.000	0.00464	1.549	1.318	0.6435	0.5474	0.004
26	0.848	0.848	0.848	0.001	0.00881	1.549	1.318	0.6436	0.5475	0.007
27	0.848	0.849	0.848	0.001	0.01292	1.549	1.318	0.6438	0.5476	0.010
28	0.848	0.849	0.848	0.001	0.01527	1.549	1.318	0.6438	0.5476	0.012

➤ **troisième étape**

On calcul les déformations volumiques après  $10^2, 10^3, 10^4, 10^5$  cycles en utilisant les paramètres de la formulation proposé dans la partie précédente, les résultats sont illustrés dans le tableau 5.3 suivant :

Tableau 5. 3 : les déformations volumiques calculées par la formulation proposée après  $10^2, 10^3, 10^4, 10^5$  cycles.

N°	$\varepsilon_v 10^2$ cycles	$\varepsilon_v 10^3$ cycles	$\varepsilon_v 10^4$ cycles	$\varepsilon_v 10^5$ cycles
1	2.851	3.019	3.079	3.099
2	1.770	1.858	1.890	1.900
3	0.849	0.887	0.901	0.905
4	0.422	0.442	0.449	0.451
5	0.260	0.273	0.277	0.279
6	0.157	0.164	0.167	0.168
7	0.111	0.116	0.118	0.118

8	0.098	0.103	0.104	0.105
9	0.427	0.447	0.454	0.456
10	0.345	0.361	0.367	0.369
11	0.269	0.282	0.287	0.288
12	0.178	0.186	0.189	0.190
13	0.125	0.131	0.133	0.134
14	0.094	0.099	0.101	0.101
15	0.003	0.003	0.003	0.003
16	0.022	0.023	0.024	0.024
17	0.037	0.039	0.039	0.040
18	0.050	0.052	0.053	0.054
19	0.050	0.052	0.053	0.053
20	0.045	0.047	0.048	0.048
21	0.043	0.045	0.046	0.046
22	0.002	0.003	0.003	0.003
23	0.001	0.001	0.001	0.001
24	0.001	0.001	0.001	0.001
25	0.003	0.004	0.004	0.004
26	0.006	0.007	0.007	0.007
27	0.009	0.010	0.010	0.010
28	0.011	0.012	0.012	0.012

➤ **Quatrième étape**

Dans la quatrième étape on déterminera la réponse de la fondation sous chargement cyclique après N cycles par l'intégration de la déformation volumique cumulée dans les différentes régions du sol. Les résultats de cette modélisation sont présentés dans les figures suivantes :

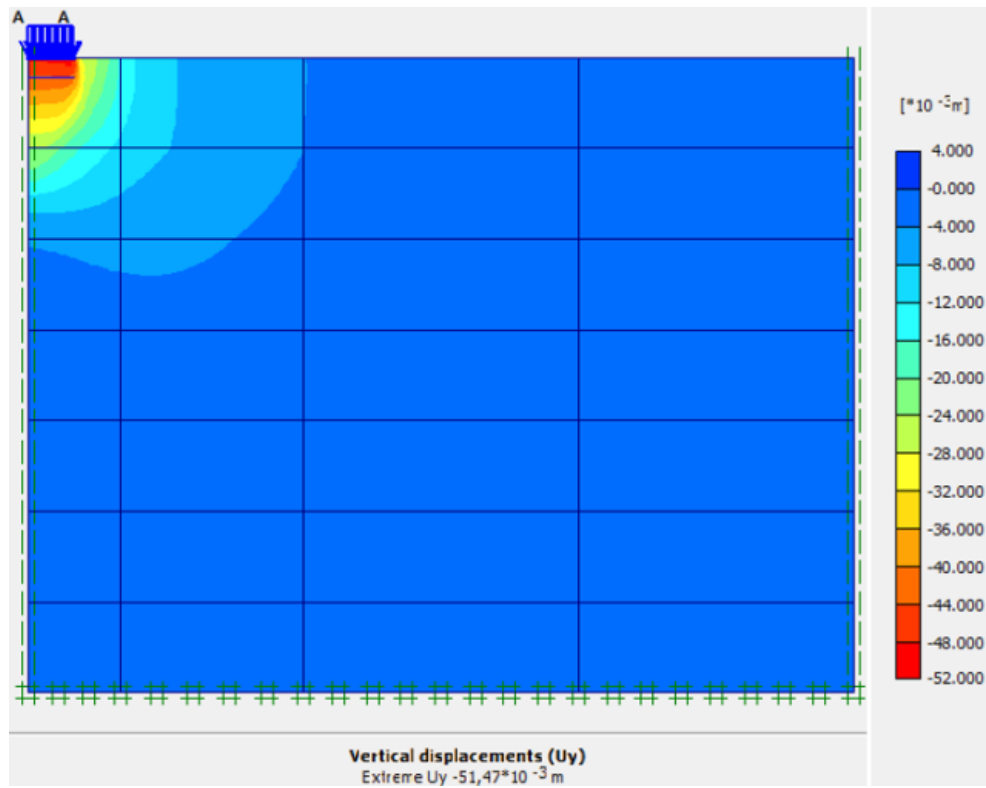


Figure 5. 1 : Tassements de la fondation (100 cycles).

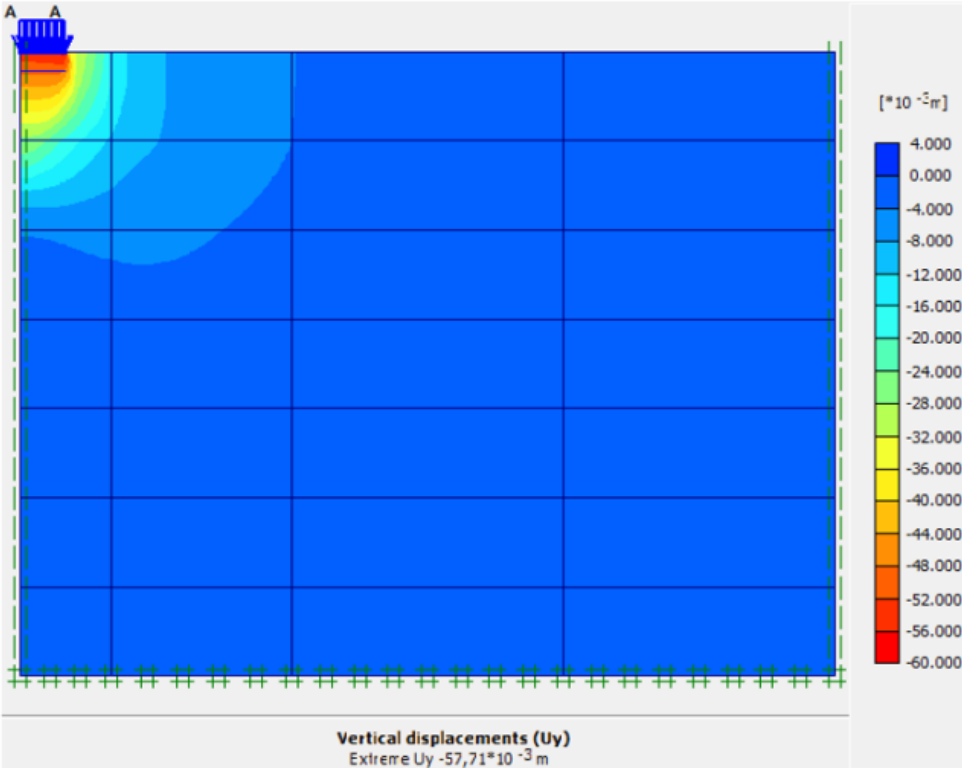


Figure 5. 2 : Tassements de la fondation (1000 cycles).

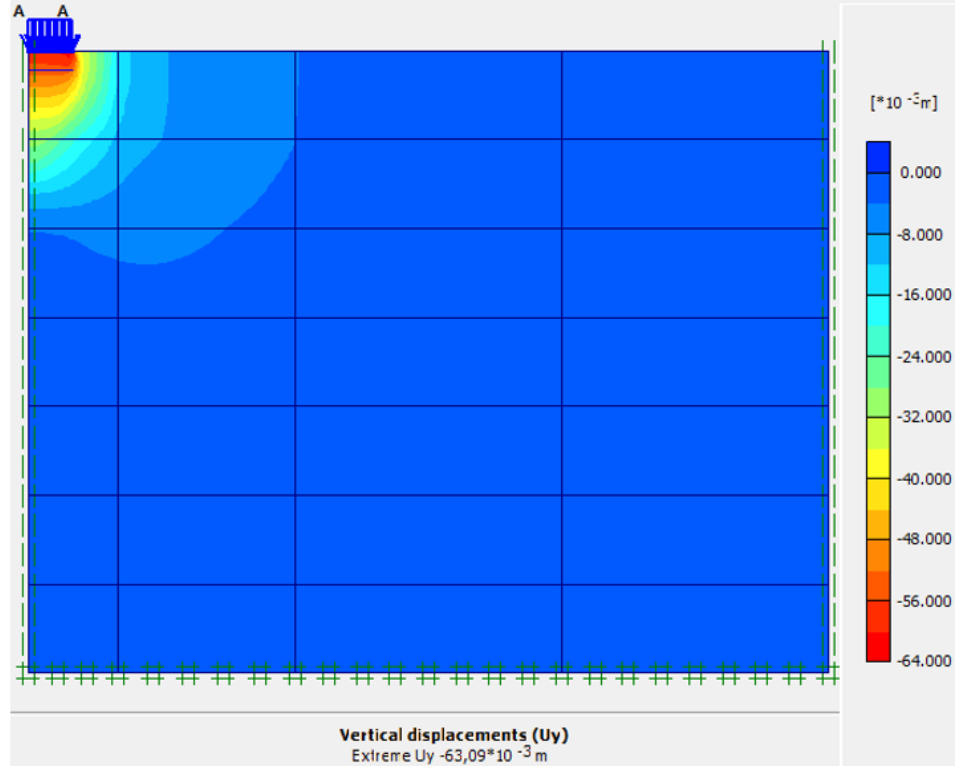


Figure 5. 3 : Tassements de la fondation (10000 cycles).

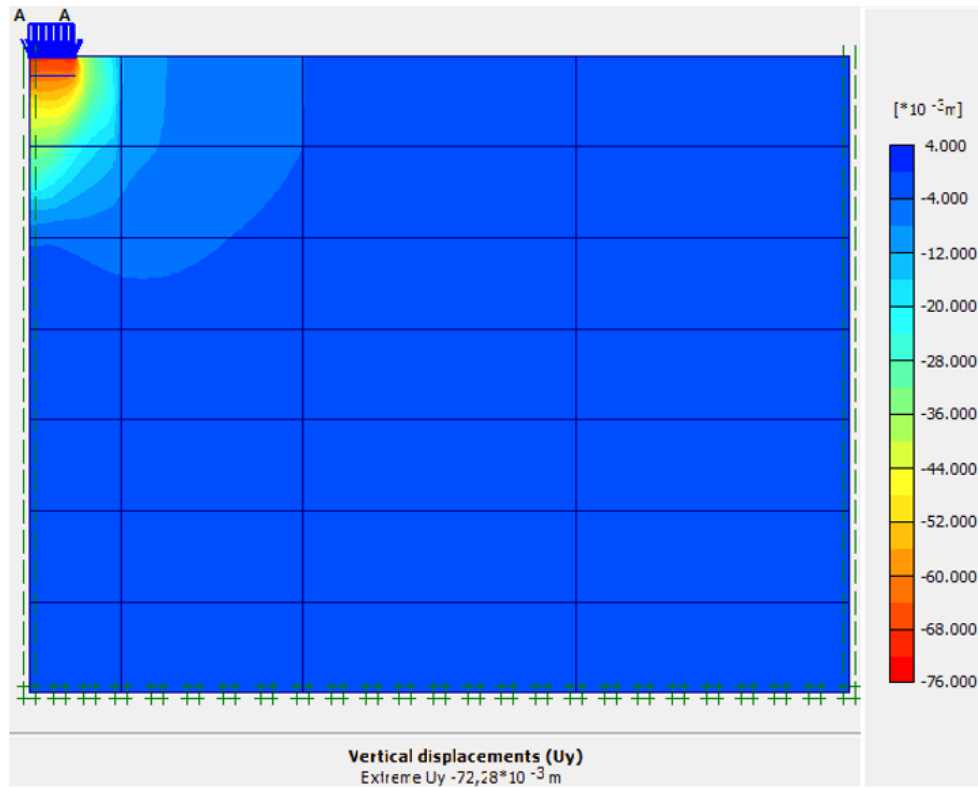


Figure 5. 4 : Tassements de la fondation (100000 cycles).

Figure 5.5 : montre que l'évolution du tassement de la fondation présentée dans cette recherche est très similaire aux courbes expérimentaux de Helm et al.

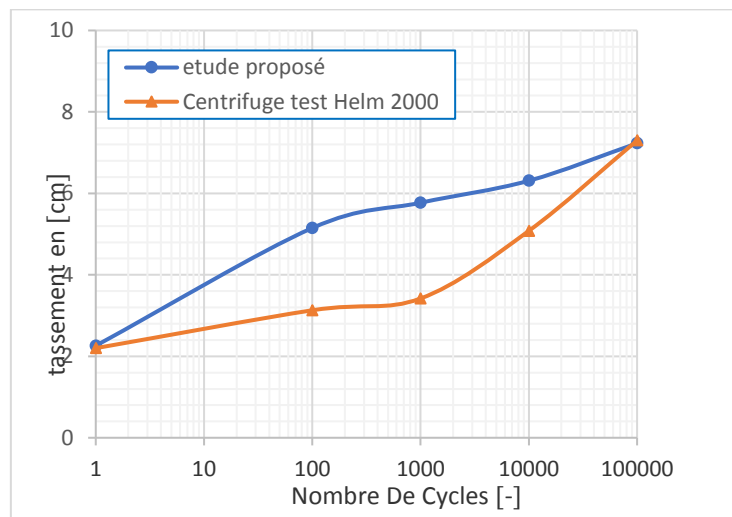


Figure 5. 5 : Comparaison de la courbe simulée avec le test en centrifugeuse.

### 5.3 Conclusion :

Dans cette étude, le modèle proposé a été testé pour déterminer la réponse d'une fondation filante résultant d'un chargement cyclique. L'accumulation de déformation est détectée au centre de la fondation.

La comparaison des tassements calculés par cette formulation sont très proches à ceux enregistrés dans l'essai de Helm ce qui confirme la bonne adaptation de ce modèle pour ce type de problèmes.

## **Chapitre 6 : Comparaison des modèles.**

**Chapitre 6 : Comparaison des modèles.****6.1 Introduction :**

Le but visé dans cette partie est l'analyse du comportement des sables lâche sous un grand nombre de chargement cyclique pour estimer les déformations volumiques cumulées en se basant sur l'analogie entre le modèle SSM ou le modèle SSCM et le pseudo fluage cyclique qui assimile ce dernier comme un comportement différé d'un matériau fictif qui sera modélisé par une formulation équivalente au comportement d'un matériau fictif selon les modèles sus cités.

**6.2 les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS**

Pour bien décrire la réponse des ouvrages géotechniques il est nécessaire d'adopter des lois de comportements reproduisant le mieux possible le comportement des sols rencontrés. L'intégration de telles lois dans des codes éléments finis est pénible. La démarche suivie dans le développement de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale.

Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implémentés dans Plaxis : élastique linéaire, Mohr-Coulomb, modèles de sol avec écoulement ou spécifiques aux sols mous, etc

Modèle (EL) élastique linéaire

Modèle (MC) de Mohr-Coulomb

Modèle (HSM) de sol avec écoulement

Modèle (SSCM) modèle pour sols mou avec effet du temps

Modèle (SSM) modèle pour sols mou

**6.2.1 Le modèle Cam Clay (soft soil model) :**

Le type de modèle le plus répandu pour la modélisation du comportement des argiles est le modèle Cam Clay (Roscoe et al. 1958). Ce modèle appartient à la famille des modèles «cap », essentiellement destinée à décrire le comportement des argiles reconstituées (Messast (2008) ; Atkinson (1993)). Le rapport de Duncan (1994) sur l'utilisation des modèles de comportement pour des problèmes pratiques montrent que le modèle de Cam Clay est très largement utilisé

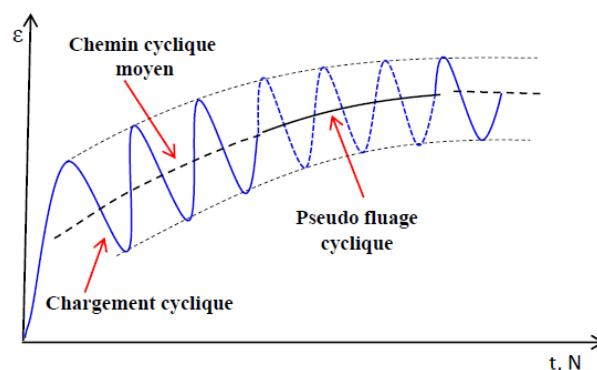
pour simuler les massifs de sol cohérent. Messast et al. (2008), constatent que ce modèle est fréquemment mis en œuvre pour simuler le comportement des sols compressibles sur lesquels sont édifiés des remblais. La revue bibliographique sur les horizons de sols compressibles montre également que ce modèle est très largement utilisé pour simuler le comportement des argiles molles.

La famille des modèles de type Cam Clay a été développée à partir d'observations expérimentaux sur des essais de compression isotrope (ou œdométriques) et des essais de cisaillement (direct ou triaxial) sur des argiles reconstituées. Les développements sont issus de l'étude de l'essai de compression isotrope et de la notion d'état critique d'un sol soumis au cisaillement.

### 6.2.2 formulations des déformations volumiques cumulées par analogie au modèle SSM :

Les courbes  $\varepsilon_v^N = f(N)$  présentant un pseudo fluage seront reproduit par analogie (figure 6.1) en appliquant le modèle SSM (Soft Soil Model). Ce modèle est utilisé pour le comportement des sol mous où il permet de fournir la variation des déformations en fonction du temps. Les paramètres caractérisant ce modèle sont en particulier plus les paramètres classiques : L'indice de compression modifié  $\lambda^*$ , l'indice de gonflement modifié  $\kappa^*$  qui peuvent être obtenus à partir des essais œdométriques.

Dans cet aspect le pseudo fluage est étudié par analogie comme le comportement d'un matériau fictif par le modèle SSM. Les paramètres  $\lambda^*$ ,  $\kappa^*$  seront évalués en fonction des paramètres cycliques puis chercher une équivalence entre le nombre de cycles et le temps.



$\varepsilon$  : Déformation volumique, N : Nombre des cycles, T : Temps

Figure 6. 1 : Le chemin de la déformation volumique en fonction du chargement cyclique par analogie avec le pseudo fluage cyclique.

**6.3 caractéristiques des échantillons :**

Les échantillons de sable lâche sont caractérisés par le poids volumique sec  $\gamma_d=12,10\text{kN/m}^3$ , un angle de frottement  $\varphi=37,60^\circ$ , une cohésion de  $c=0,00\text{ kN/m}^2$ , et le coefficient de poisson  $\nu=0,20$ , un angle de dilatance  $\psi=07,6^\circ$ . Les prélèvements des échantillons sont de la profondeur saisis entre 7.70m a 9.40m

Tableau 6. 1 : caractéristiques des essais cycliques sur le sable de Plancoët, réalisés par Thanopoulos (1981).

Essai	Nombre de cycle	$\sigma_3(\text{kPa})$	$q_{\min}(\text{kPa})$	$q_{\max}(\text{kPa})$	$q_{\text{moy}}(\text{kPa})$	$\eta_{\text{av}}$	$\Delta\eta$
01	1670	40	4	89	46.50	0.837	1.18
02	2300	40	38	56	47.00	0.844	0.233
4a	406	80	9	166	87.50	0.801	1.118
4b	201	80	115	237	176.00	1.269	0.518
07	1274	80	67	166	116.50	0.980	0.571
08	1	80			0.00	0	0
09	23	80	116	172	144.00	1.125	0.823
11	2758	40	37	125	81.00	1.209	0.669
12	708	160	6	148	77.00	0.414	0.669
13	352	160	3	323	163.00	0.760	1.188
14a	256	160	37	154	95.50	0.497	0.514
14b	1045	160	37	250	143.50	0.690	0.812
16	1932	160	143	182	162.50	1.211	0.173

### 6.3.1 La géométrie du modèle :

La géométrie du modèle de calcul est identique à celle déjà présenté dans la partie précédente pour bien reproduire un essai triaxial. En premier lieu on effectue un chargement isotrope puis on applique et en troisième phase on décharge l'échantillon à un niveau donné de matière à rester dans le domaine de la contractance.

### 6.3.2 Génération du maillage :

Le calcul est fait par la méthode des élément finis au moyen du code de calcul Plaxis en utilisant des éléments à 15 nœuds et un type d'intégration 12-Point Gauss. Pour le cas étudié, le nombre des nœuds est de 1017 nœuds et le nombre des éléments est de 120 éléments

### 6.3.3 les phases de calcul :

La modélisation des essais triaxiaux se fait par deux phases de calcul comme montrent la figure 6.4 ci-dessous. Dans la phase une On fixe la charge A verticalement et latéralement sur le modèle du plaxis (contrainte latérale  $\sigma_3$ ) et dans la phase deux en ajoute la charge B la différence entre la contrainte axiale  $\sigma_1$  et la contrainte latérale  $\sigma_3$  (contrainte  $\sigma_1 - \sigma_3$ ).

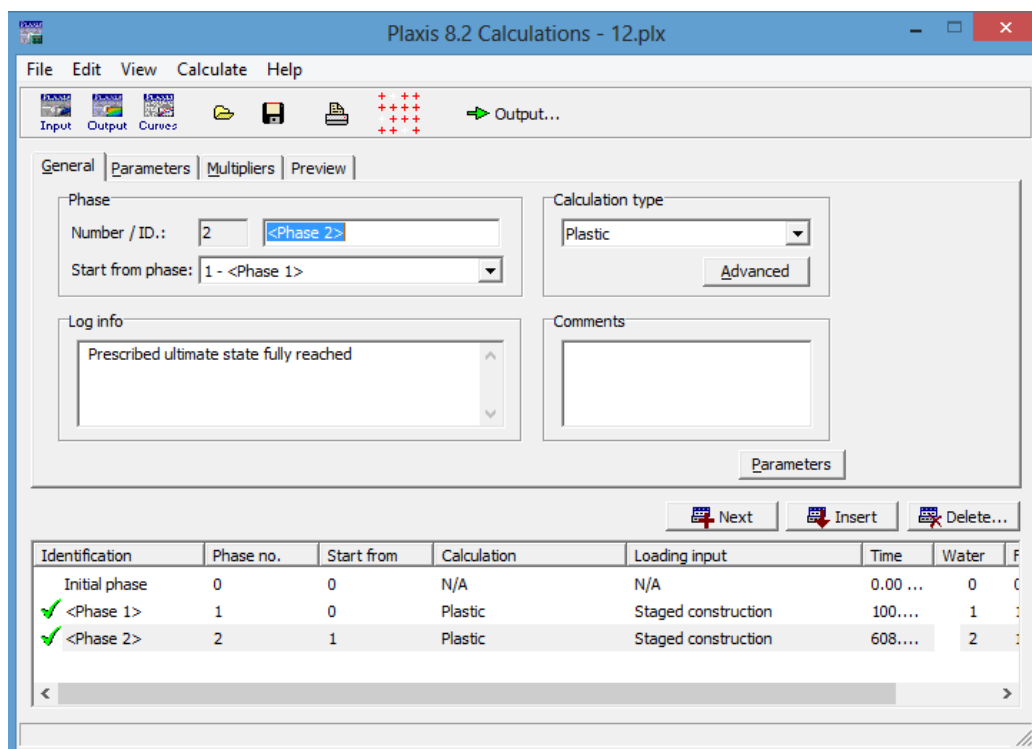


Figure 6. 2 : Présentation des deux phases de calcul sur plaxis.

### 6.3.4 Les principaux résultats :

Après l'exécution des essais avec le logiciel plaxis et avec les changements de caractéristique pour chaque essai. Le tableau 6.2 présente les caractéristiques des essais cycliques de Thanopoulos (1981) et les paramètres du modèle SSM pour les essais exploités dans cette étude à savoir les essais : 2, 4a, 12, 14a et 14b

Tableau 6. 2 : Paramètres des essais cycliques réaliser sur le sable lâche de Plancoët, Thanopoulos1981, et les paramètres des essais modélisés par le modèle SSM.

Essai	$\sigma_3$	$q_{moy}$	$\eta_{moy}$	$\Delta\eta$	$\eta^l$	$\Delta\eta/\eta^l$	$\lambda^*$	$\kappa^*$
02	40	47	0.844	0.233	1.549263	0.150	5.50E-03	2.00E-03
4a	80	87.5	0.801	1.118	1.549263	0.722	7.25E-03	3.00E-03
14a	160	95.5	0.497	0.514	1.549263	0.332	4.25E-03	1.50E-03
12	160	77	0.414	0.669	1.549263	0.432	5.50E-03	1.50E-03
14b	160	143.5	0.690	0.812	1.549263	0.524	6.25E-03	2.50E-03

Les figures 6.5 jusqu'à 6.9 montrent les courbes simulées des déformations volumiques cumulées en fonction du temps  $\varepsilon_v = f(t)$  pour les essais 2, 4a, 12, 14a et 14b.

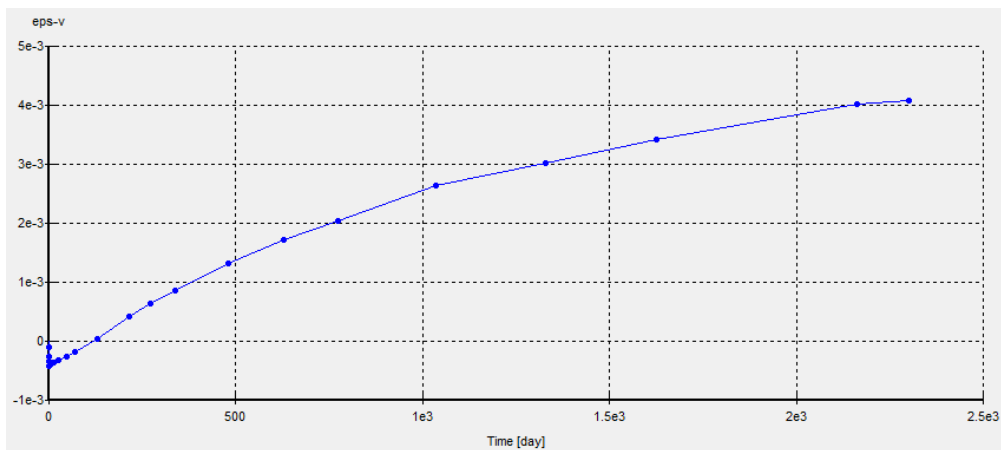


Figure 6. 3 : Courbe déformation volumique en fonction du temps pour l'essai 2.

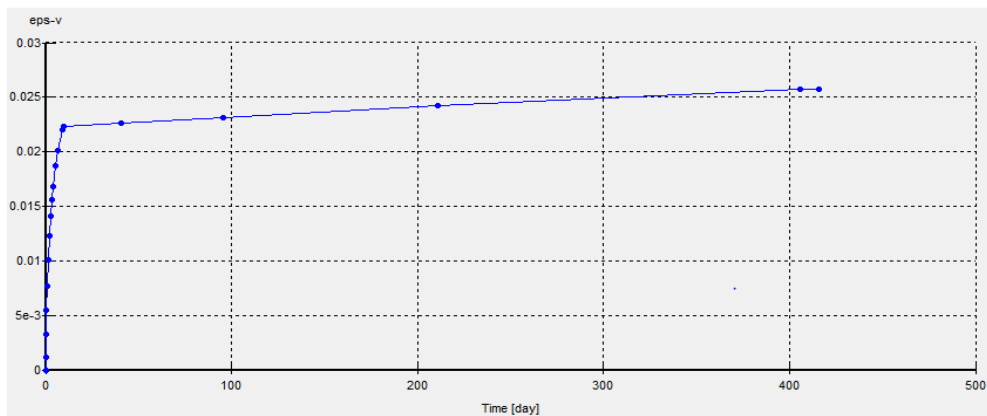


Figure 6. 4 : Courbe déformation volumique en fonction du temps pour l'essai 4a.

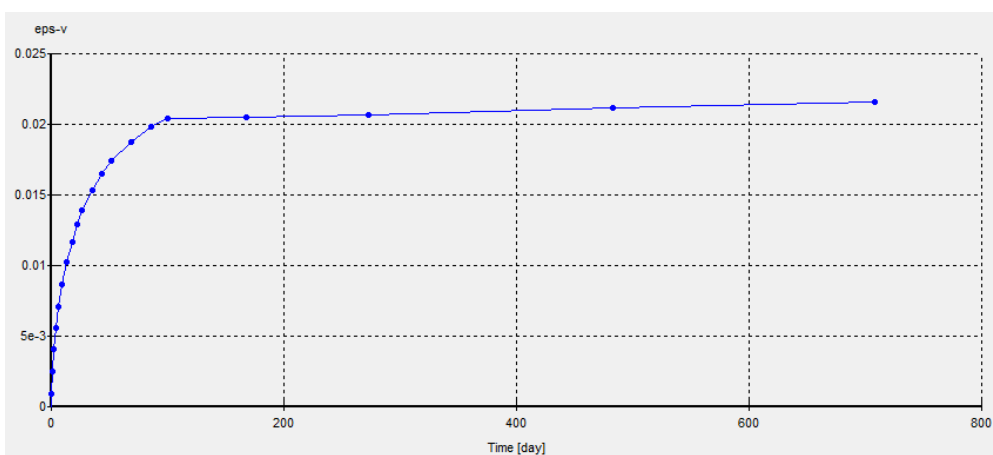


Figure 6. 5 : Courbe déformation volumique en fonction du temps pour l'essai 12.

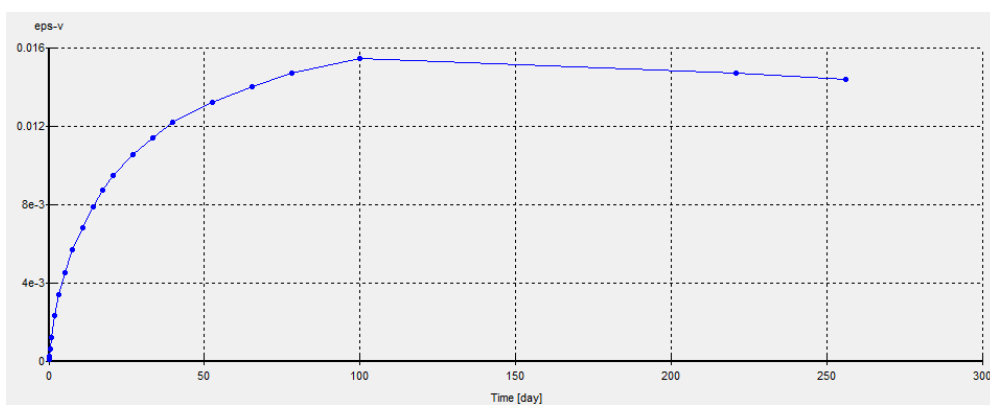


Figure 6. 6 : Courbe déformation volumique en fonction du temps pour l'essai 14a.

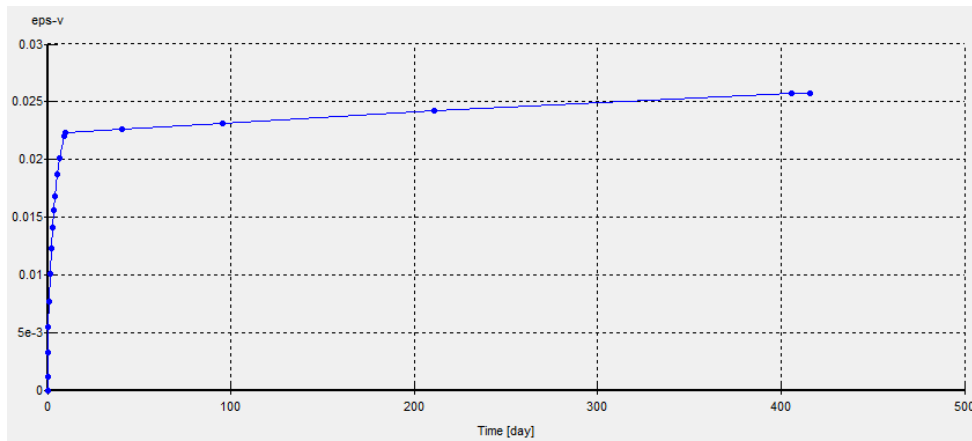


Figure 6. 7 : Courbe déformation volumique en fonction du temps pour l’essai 14b.

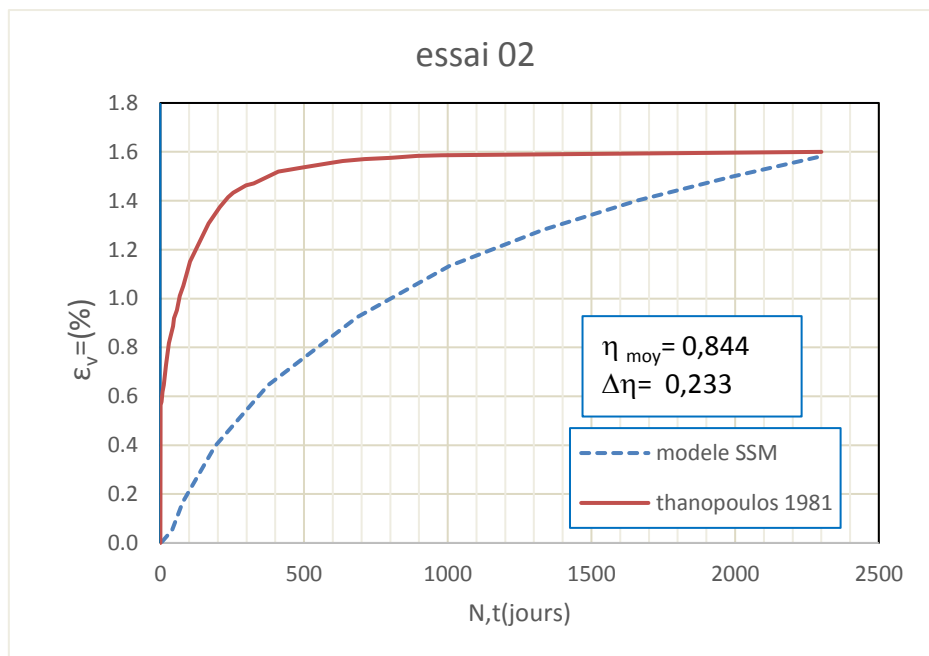


Figure 6. 8 : La simulation de modèle SSM et d’essai expérimental de Thanopoulos (1981)  
 Courbe  $\epsilon_v$ -N,t (jours) assai 02.

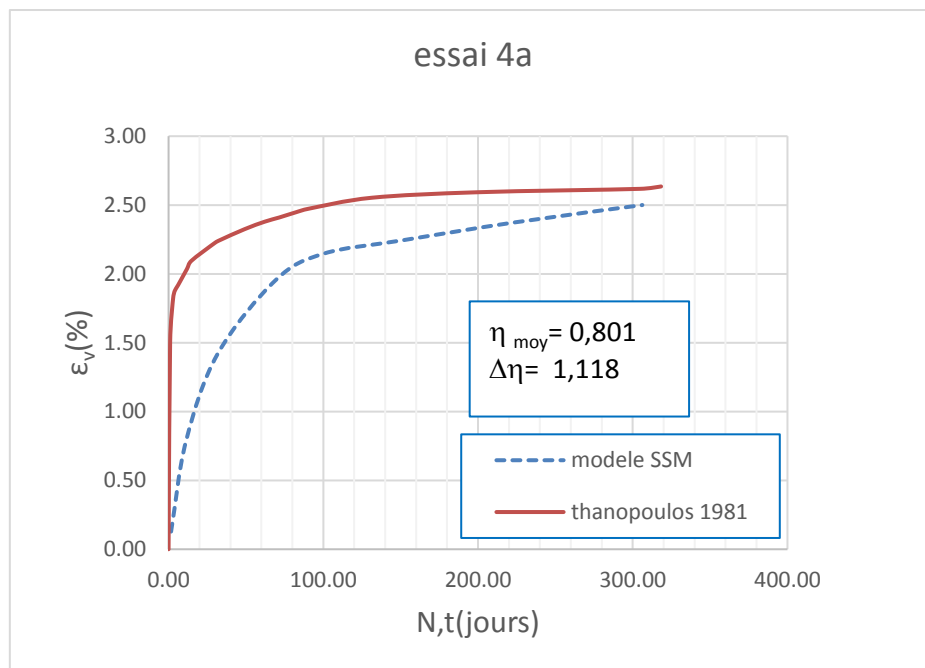


Figure 6. 9 : La simulation de modèle SSM et l’essai expérimental de Thanopoulos (1981)  
 Courbe  $\epsilon_v$ -N,t (jours) assai 4a.

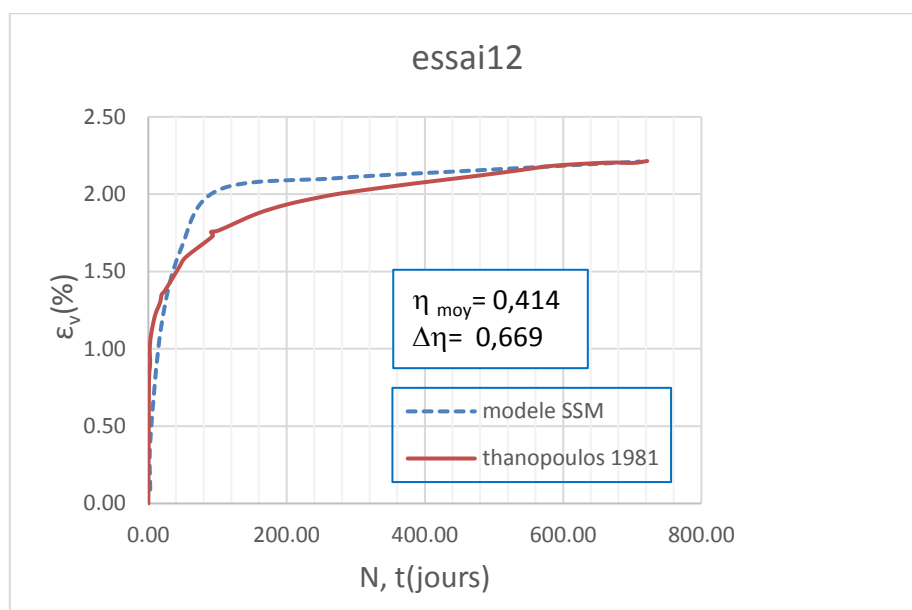


Figure 6. 10 : La simulation de modèle SSM et l’essai expérimental de Thanopoulos (1981)  
 Courbe  $\epsilon_v$ -N,t (jours) assai 12.

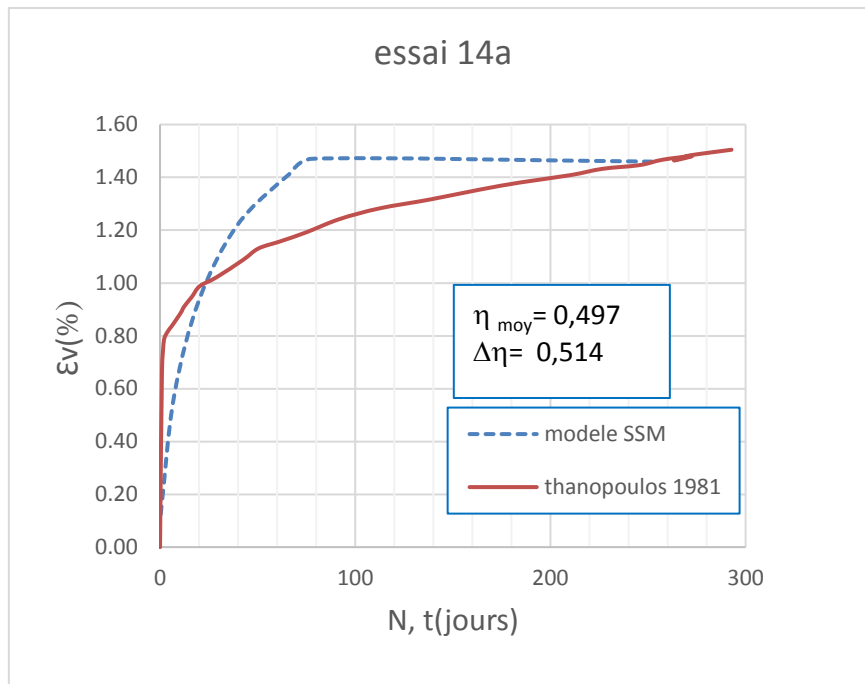


Figure 6. 11 : La simulation de modèle SSM et l’essai expérimental de Thanopoulos (1981)  
 Courbe  $\epsilon_v$ -N,t (jours) essai 14a.

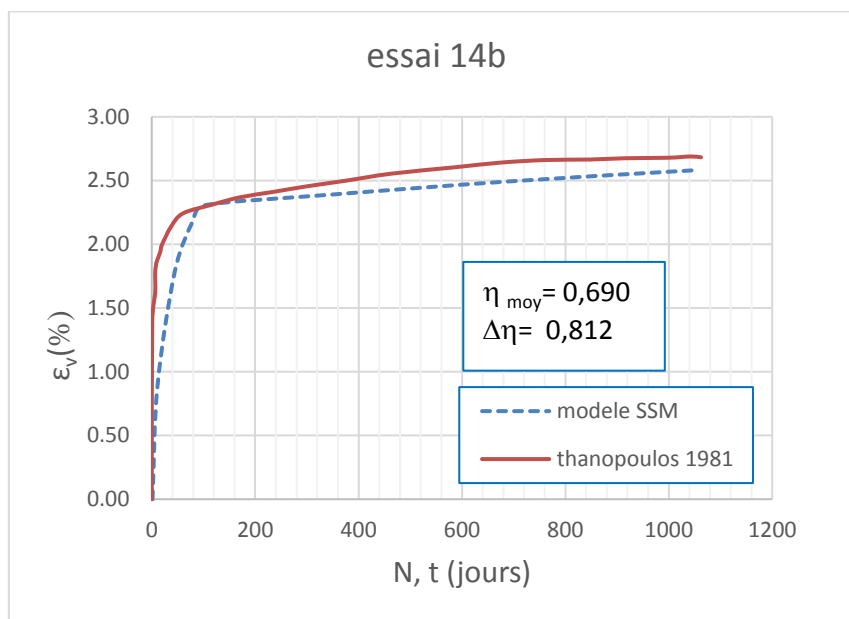


Figure 6. 12 : La simulation de modèle SSM et l’essai expérimental de Thanopoulos (1981)  
 Courbe  $\epsilon_v$ -N,t (jours) essai 14b.

**6.3.5 Application de l’équivalence entre le modèle (SSM) et le pseudo fluage cyclique :**

Pour tirer les caractéristiques du matériau fictif on a utilisé les tableaux (IV.2- IV.3),

Cette procédure suppose : pour  $\eta_{moy}$  constante, les courbes de  $\lambda^*$  et  $\kappa^*$  en fonction de  $\Delta\eta/|\eta|$  seront présentées au figures (figure 6.13 - 6.14) :

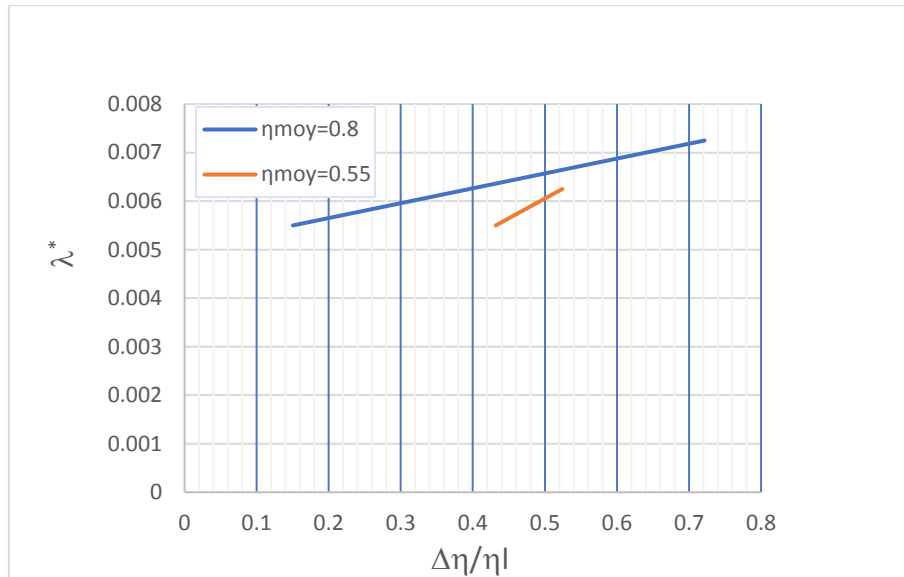


Figure 6. 13 : La courbe de  $\lambda^*$  en fonction de  $\Delta\eta/|\eta|$ .

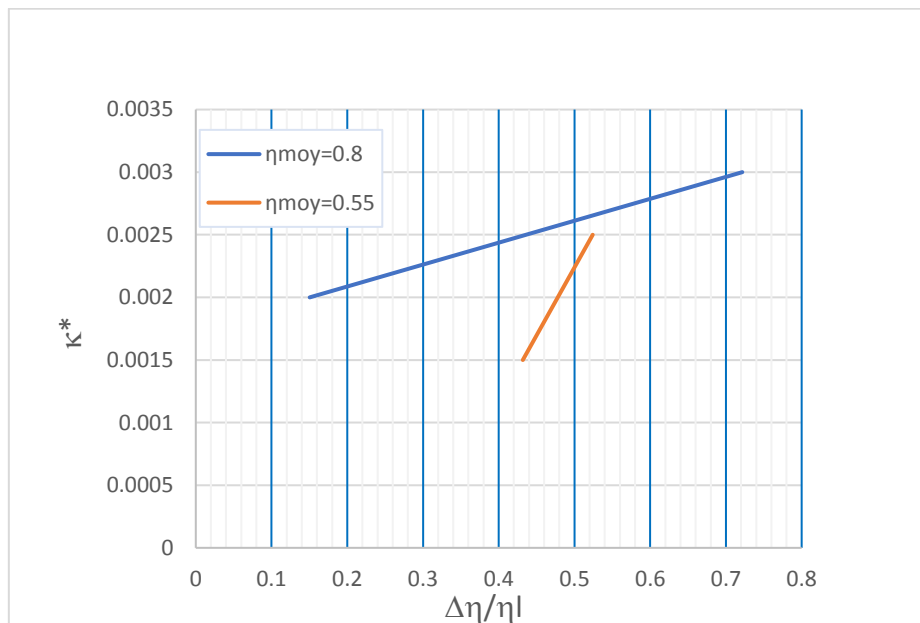


Figure 6. 14 : 6.14 : La courbe de  $\kappa^*$  en fonction de  $\Delta\eta/|\eta|$ .

L'exploitation des figures 6.13 et 6.14 permet l'écriture des équations suivantes :

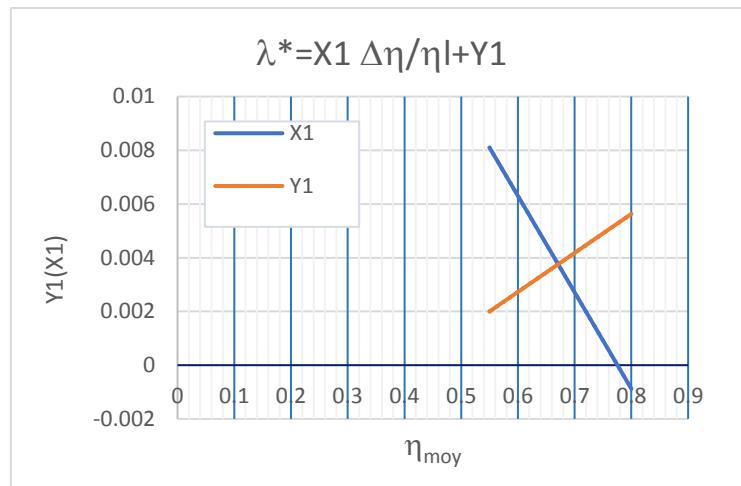


Figure 6. 15 : Courbes de dépendance des Y1 (X1) en fonction de  $\eta_{moy}$ .

$$X1=(359\eta_{moy}+279)\times 10^{-4}$$

$$Y1=(145\eta_{moy}-60)\times 10^{-4}$$

$$\lambda^*=[(359\eta_{moy}+279) \Delta\eta/\eta l+(145\eta_{moy}-60)]\times 10^{-4}$$

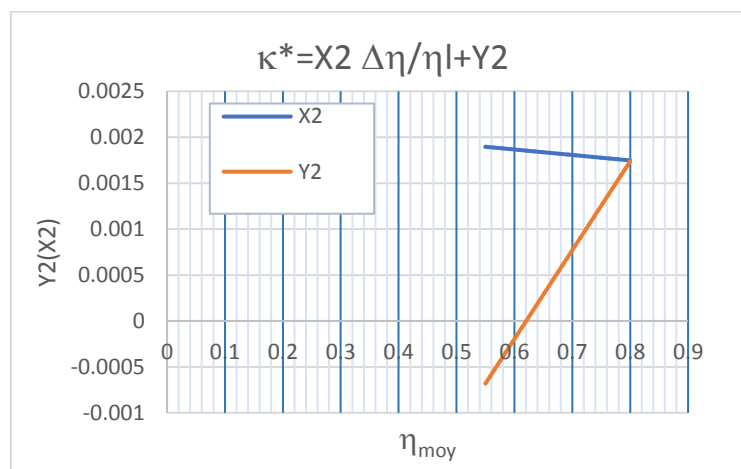


Figure 6. 16 : Courbes de dépendance des Y2 (X2) en fonction de  $\eta_{moy}$ .

$$X2=(-6\eta_{moy}+22)\times 10^{-4}$$

$$Y2=(97\eta_{moy}-60)\times 10^{-4}$$

$$\kappa^*=[(-6\eta_{moy}+22) \Delta\eta/\eta l+(97\eta_{moy}-60)]\times 10^{-4}$$

Les paramètres pour le matériau fictif sont définis par la détermination des paramètres  $\kappa^*$  (l'indice de gonflement modifié),  $\lambda^*$  (l'indice de compression modifié), le reste des paramètres sont les mêmes que du matériau existant.

Première étape :

Tableau 6. 3 : les paramètres de chargement cyclique pour tous les clusters du modèle SSM.

N°	qmax kN/m <sup>2</sup>	Pmax kN/m <sup>2</sup>	$\eta_{\max}$	qmin kN/m <sup>2</sup>	Pmin kN/m <sup>2</sup>	$\eta_{\min}$	qmoy kN/m <sup>2</sup>	Pmoy kN/m <sup>2</sup>	$\eta_{\text{moy}}$	$\sigma_3$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_1$ kN/m <sup>2</sup>
1	58.779	51.826	1.134	12.486	36.395	0.343	31.210	42.636	0.732	32.233	91.012
2	41.623	40.928	1.017	19.984	33.715	0.593	29.457	36.873	0.799	27.054	68.677
3	45.688	45.293	1.009	37.054	42.415	0.874	41.040	43.744	0.938	30.064	75.752
4	56.462	62.289	0.906	51.957	60.787	0.855	54.090	61.498	0.880	43.468	99.930
5	67.382	76.539	0.880	64.222	75.485	0.851	65.732	75.989	0.865	54.078	121.460
6	82.240	95.033	0.865	79.980	94.280	0.848	81.070	94.643	0.857	67.620	149.860
7	96.272	112.169	0.858	94.432	111.555	0.847	95.322	111.852	0.852	80.078	176.350
8	6.007	6.876	0.874	5.905	6.842	0.863	6.004	6.875	0.873	4.874	10.881
9	25.085	26.937	0.931	23.040	26.255	0.878	24.076	26.600	0.905	18.575	43.660
10	40.149	44.460	0.903	37.585	43.605	0.862	38.843	44.025	0.882	31.077	71.226
11	53.353	60.255	0.885	50.757	59.390	0.855	52.017	59.810	0.870	42.471	95.824
12	67.336	77.399	0.870	65.226	76.696	0.850	66.256	77.039	0.860	54.954	122.290
13	80.683	93.611	0.862	78.933	93.028	0.848	79.783	93.311	0.855	66.717	147.400
14	94.669	110.477	0.857	93.129	109.964	0.847	93.879	110.214	0.852	78.921	173.590
15	7.398	8.787	0.842	7.394	8.786	0.842	7.397	8.787	0.842	6.321	13.719
16	22.189	26.033	0.852	22.106	26.006	0.850	22.154	26.022	0.851	18.637	40.826
17	36.036	42.192	0.854	35.810	42.117	0.850	35.931	42.157	0.852	30.180	66.216

18	50.172	58.680	0.855	49.745	58.538	0.850	49.965	58.611	0.852	41.956	92.128
19	64.901	75.983	0.854	64.351	75.799	0.849	64.631	75.893	0.852	54.349	119.250
20	79.547	93.269	0.853	78.937	93.065	0.848	79.247	93.169	0.851	66.753	146.300
21	94.259	110.641	0.852	93.569	110.411	0.847	93.909	110.524	0.850	79.221	173.48
22	7.467	8.733	0.855	7.464	8.732	0.855	7.465	8.732	0.855	6.244	13.711
23	21.095	24.880	0.848	21.093	24.879	0.848	21.094	24.879	0.848	17.848	38.943
24	35.729	42.138	0.848	35.725	42.136	0.848	35.729	42.138	0.848	30.228	65.957
25	50.612	59.674	0.848	50.583	59.664	0.848	50.601	59.670	0.848	42.803	93.415
26	64.349	75.841	0.848	64.279	75.817	0.848	64.319	75.831	0.848	54.391	118.74
27	81.407	95.909	0.849	81.277	95.865	0.848	81.347	95.889	0.848	68.773	150.18
28	95.359	112.337	0.849	95.179	112.277	0.848	95.279	112.311	0.848	80.551	175.91

Deuxième étape :

Pour cette étape on calcule les paramètres du modèle SSM. Les résultats sont présentés dans le tableau 6.4

Tableau 6. 4 : les paramètres pour le modèle SSM.

N°	$\eta_{\text{moy}}$	$\eta_{\text{max}}$	$\eta_{\text{min}}$	$\Delta\eta$	$\eta_i$	$\lambda^*$	$\kappa^*$
1	0.732	1.134160	0.34307	0.791091	1.549	0.005442	0.00199293
2	0.799	1.016973	0.59273	0.424245	1.549	0.005386	0.00220577
3	0.938	1.008714	0.87360	0.135114	1.549	0.007130	0.00322028
4	0.880	0.906457	0.85474	0.051718	1.549	0.006663	0.00256438
5	0.865	0.880365	0.85079	0.029578	1.549	0.006515	0.00239979
6	0.857	0.865381	0.84832	0.017056	1.549	0.006422	0.00230437
7	0.852	0.858279	0.84650	0.011775	1.549	0.006370	0.00225628

8	0.873	0.873576	0.86301	0.010566	1.549	0.006672	0.00245855
9	0.905	0.931259	0.87755	0.053711	1.549	0.006998	0.00281336
10	0.882	0.903036	0.86194	0.041101	1.549	0.006726	0.00257939
11	0.870	0.885449	0.85464	0.030810	1.549	0.006577	0.00244638
12	0.860	0.869982	0.85045	0.019533	1.549	0.006466	0.00234041
13	0.855	0.861894	0.84849	0.013407	1.549	0.006407	0.00228520
14	0.852	0.856909	0.84690	0.010004	1.549	0.006367	0.00225019
15	0.842	0.841926	0.84160	0.000328	1.549	0.006239	0.00214324
16	0.851	0.852330	0.85005	0.002285	1.549	0.006374	0.00223756
17	0.852	0.854096	0.85026	0.003838	1.549	0.006385	0.00224844
18	0.852	0.855010	0.84979	0.005216	1.549	0.006385	0.00225162
19	0.852	0.854155	0.84897	0.005190	1.549	0.006373	0.00224313
20	0.851	0.852880	0.84819	0.004691	1.549	0.006359	0.00223257
21	0.850	0.851938	0.84746	0.004475	1.549	0.006346	0.00222357
22	0.855	0.855033	0.85479	0.000246	1.549	0.006429	0.00226918
23	0.848	0.847881	0.84782	0.000058	1.549	0.006327	0.00220108
24	0.848	0.847911	0.84784	0.000068	1.549	0.006328	0.00220166
25	0.848	0.848146	0.84780	0.000349	1.549	0.006329	0.00220297
26	0.848	0.848476	0.84781	0.000662	1.549	0.006331	0.00220504
27	0.848	0.848797	0.84782	0.000972	1.549	0.006333	0.00220690
28	0.848	0.848863	0.84771	0.001150	1.549	0.006333	0.00220713

Troisième étape :

Dans cette étape on calcul les déformations volumiques cumulé en utilisant le logiciel plaxis à l'aide de la loi de comportement SSM comme une déformation volumique d'un matériau fictif sous un chargement fictif équivalent au pseudo fluage cyclique au niveau de chaque région du sol.

Tableau 6. 5 : les déformations volumiques cumulées pour chaque cluster après  $10^5$  cycles.

N°	$\epsilon_v 10^2$ cycles	$\epsilon_v 10^3$ cycles	$\epsilon_v 10^4$ cycles	$\epsilon_v 10^5$ cycles
1	0.006565	0.006584	0.006780	0.008823
2	0.006454	0.006473	0.006663	0.008667
3	0.009001	0.009032	0.009378	0.013000
4	0.010567	0.010590	0.010900	0.014000
5	0.011793	0.011820	0.012000	0.015000
6	0.013130	0.013180	0.013450	0.016400
7	0.013565	0.013600	0.013870	0.016720
8	0.001598	0.001611	0.001780	0.003313
9	0.006363	0.006389	0.006696	0.009532
10	0.008736	0.008761	0.009060	0.012000
11	0.010284	0.010300	0.010580	0.013460
12	0.011562	0.011590	0.011870	0.014700
13	0.012561	0.012585	0.012860	0.015710
14	0.013462	0.013480	0.013780	0.016600
15	0.002054	0.002066	0.002370	0.003818
16	0.005803	0.005827	0.006095	0.008533
17	0.008108	0.008131	0.008400	0.011030

18	0.009916	0.009940	0.010210	0.012930
19	0.011353	0.011380	0.011650	0.014400
20	0.01246	0.012480	0.012780	0.015600
21	0.013437	0.013470	0.013750	0.016600
22	0.002075	0.002088	0.002268	0.003907
23	0.00558	0.005601	0.005858	0.008261
24	0.008069	0.008092	0.008355	0.010800
25	0.009918	0.009942	0.010220	0.012880
26	0.011278	0.011320	0.011580	0.014300
27	0.01256	0.012580	0.012860	0.015670
28	0.013485	0.013520	0.013800	0.016600

Tableau 6. 6 : Comparaison des modèles avec les résultats de centrifuge test Helm (2000).

N de cycles	Centrifuge test Helm(2000)	Approche empirique proposée Présente étude		Modèle SSM Présente étude		Modèle SSCM Dob et al (2016)		La loi de J.Lemaitre Amrane et al (2017)		Calcul numérique Modèle HCA Wichtmann (2005)	
	Déplacement en (cm)	Déplacement en (cm)	Erreur en (%)	Déplacement en (cm)	Erreur en (%)	Déplacement en (cm)	Erreur en (%)	Déplacement en (cm)	Erreur en (%)	Déplacement en (cm)	erreur en (%)
1	2.2	2.26	2.73	2.21	0.45	2.10	-4.55	2.21	0.45	2.77	25.91
100	3.13	5.15	64.54	7.08	126.20	4.40	40.58	2.73	-12.78	4.13	31.95
1000	3.42	5.77	68.71	7.13	108.48	5.70	66.67	3.48	1.75	4.70	37.43
10000	5.08	6.31	24.21	7.40	45.67	7.20	41.73	5.01	-1.38	5.49	8.07
1E+05	7.30	7.23	-0.96	10.01	37.05	10.00	36.99	7.53	3.15	6.80	-6.85

Du tableau 6.6 on remarque que l’erreur par rapport à l’essai de Helm est très proche des erreurs obtenues par Wichtmann (2005), modèle SSM, Dob Hanane (2016), Amrane Moussa (2017).

**Conclusion :**

L'étude du pseudo fluage cyclique est remplacée par une équivalence avec la réponse d'un échantillon constitué d'un matériau fictif en utilisant le modèle SSM, et en établissant une équivalence entre le temps et le nombre des cycles. Cette approche est validée par comparaison des simulations numérique à celles des courbes expérimentales.

Cette approche est appliquée pour déterminer le tassement d'une fondation filante sous un grand nombre de cycles. Les résultats sont comparés aux mesures expérimentales de Helm.

## **Conclusion générale**

### **Conclusion générale :**

Ce travail présente la modélisation du comportement cyclique des sables par un modèle numérique simple simulant le grand nombre de cycles comme Un pseudo fluage cyclique. Ce modèle est une amélioration de celui présenté par Messast et al en 2008. La déformation volumique cumulée après N cycles est exprimée en fonction du chemin cyclique moyen dans le plan p-q, ainsi que la déformation volumique irréversible après le premier cycle.

La comparaison des simulations numériques faites par cette formulation aux courbes expérimentaux de Thanopoulos et les résultats présentés par Messast et al, montre la fiabilité de cette formulation améliorée car les nouvelles courbes sont très proches à celles de Thanopoulos.

Les applications faites sur un sable lâche montre que l'intensité d'accumulation des déformations volumiques accroît avec le nombre de cycles et elle se stabilise à l'infini. Cette intensité augmente avec l'augmentation de l'amplitude des cycles et l'éloignement du niveau moyen des cycles de la ligne caractéristique, D'autre part on remarque que l'influence de la contrainte moyenne est plus faible.

L'application de cette formulation pour l'étude des tassements d'une semelle filante sous l'effet d'un grand nombre de cycles de charge-décharge dans le domaine de la contractance, montre la bonne adaptation de cette approche pour ce type de problème. Le tassement après 100000 cycles est très proche de celui enregistré dans l'essai expérimental de Helm.

Le dernier chapitre présente une autre réflexion consistant au traitement du pseudo fluage cyclique par une équivalence avec l'étude du comportement d'un matériau fictif (mou) par le modèle de comportement SSM. Dans cette partie les paramètres du matériau fictif sont déterminés par une analyse inverse après plusieurs essais de calcul, puis une équivalence est établie : un jour pour un cycle. Le massif de sol est discrétisé en plusieurs régions. Pour chaque région on calcul la déformation volumique après N cycles. L'applications de ces déformations volumiques sur ces régions du sol remplace le chargement cyclique. Les tassements calculés après 100000 cycles montrent que l'erreur par rapport aux mesures expérimentaux de Helm est acceptables.

A l'issue de cette étude les remarques importantes

## Conclusion générale

---

Suivantes méritent d'être soulignées :

- Cette étude a aussi fait ressortir certains manques sur la connaissance du comportement cyclique des sols en effet quelques questions restent encore en suspens : on aurait pu faire varier d'autres paramètres.

- L'influence combinée de plusieurs paramètres, qui n'a pas été étudiée ici, peut bien sur être encore plus importante.

## *Annexes*

### **Annexe A : présentation de Plaxis.**

#### **PLAXIS version 8 professionnelle pour Windows :**

PLAXIS V8 est un logiciel géotechnique aux éléments finis spécialement destiné à l'analyse en 2D des déformations et de la stabilité des ouvrages géotechniques. Les applications géotechniques nécessitent des lois de comportements avancées pour la simulation du comportement des sols et / ou des roches, non linéaire, dépendant du temps et anisotropie. De même, étant un matériau polyphasique, des procédures spéciales sont nécessaires pour prendre en compte les pressions interstitielles, que celles-ci soient ou non hydrostatiques. Bien que la modélisation du sol lui-même soit un problème important, beaucoup de projets géotechniques sol. PLAXIS est daté de fonctionnalité tout à fait remarquable pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes. Un résumé des fonctions essentielles est donné ci-dessous :

#### **Présentation de PLAXIS :**

##### **A.1 Généralités :**

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permette le passage de la réalité au modèle qui est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant il souhaiterait de ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers.

##### **A.2 Le code des éléments finis PLAXIS :**

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire, doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que les procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents

(méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites rend la mise en donnée aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné [BOU1,04].

### **A.3 Options par défaut et solutions approchées :**

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui est un des fers de lance l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

Les options par défaut commencent le maillage : l'opérateur peut bien entendre spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent, le détail des éléments, agencé de manière optimale des points d'un petit nombre de nœuds clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état  $K_0$  donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre  $K_0$  et l'autre caractéristique mécanique). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après

application de la gravité. L'option  $K_0$  est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans PLAXIS : pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanents ou transitoires, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine) si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initiaux et finals, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique : si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède, PLAXIS offre cette possibilité qui est souvent très appréciable.

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : l'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution...etc. s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel maîtrise. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différence finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

Le coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable des données, l'approche classique évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-critère de rupture est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observation en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats : des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect, c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

### A.4 Saisie des données :



**Définition graphique de la géométrie :** La définition des couches de sol, des ouvrages, des phases de construction, des chargements et des conditions aux limites s'appuient sur des procédures graphiques pratiques, ce qui permet une description précise de la coupe. Le maillage 2D est généré automatiquement à partir de ce modèle géométrique.



**Génération automatique du maillage :** PLAXIS offre une génération entièrement automatique de maillages non structurés d'éléments finis, avec des options pour raffiner le maillage, globalement ou localement. Le maillage peut contenir des milliers d'éléments.

**Éléments de degré élevé :** Des éléments triangulaires quadratiques à 6 nœuds et du 4<sup>ème</sup> ordre à 15 nœuds sont disponibles pour modéliser les déformations et les contraintes dans le sol.



**Coques :** Des éléments spécifiques de poutre sont utilisés pour modéliser la flexion des murs de soutènement, des revêtements de tunnel et les éléments élancés de structures. Ces éléments sont définis par leur rigidité de flexion, leur raideur normale et leur moment fléchissant ultime. Une rotule plastique est introduite dès que le moment ultime est atteint. Ces éléments peuvent être utilisés conjointement avec des éléments d'interface pour conduire des analyses réalistes de tous les ouvrages géotechniques.

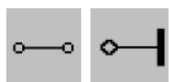


**Articulations et raideurs à la rotation :** Une articulation est une liaison entre éléments de poutre qui permet une rotation au point de jonction.

Les articulations peuvent être introduites pour créer des joints là où les rotations sont possibles. Il est également possible de définir une raideur à la rotation lorsque la liaison n'est pas une rotule ni un encastrement.



**Interfaces :** Ces éléments joints sont nécessaires pour les calculs impliquants l'interaction d'un ouvrage et du sol. Ils peuvent servir à modéliser la zone de matériau très fortement cisailé sous la base des fondations, contre les pieux, les géotextiles ou les murs de soutènement. Ils sont caractérisés par les valeurs de l'angle de frottement et de l'adhérence, qui ne sont pas nécessairement les mêmes que l'angle de frottement et la cohésion du sol encaissant.



**Ancrages** : Des éléments de ressort élastoplastique servent à représenter les ancrages et les butons. Ils sont définis par leur raideur normale et la valeur maximale de l'effort normal. Une option spéciale permet d'analyser les ancrages ou appuis précontraints.



**Géotextiles** : Les géotextiles ou les géo grilles sont souvent utilisés dans la pratique pour la construction de remblais ou de soutènement en sol renforcé. Ils peuvent être simulés dans PLAXIS par l'emploi d'éléments spéciaux de traction. Il est souvent commode d'associer ceux-ci avec des éléments d'interface pour modéliser l'interaction avec le sol encaissant.



**Tunnels** : PLAXIS offre une option qui facilite la création des tunnels circulaires ou non circulaires composés d'arcs successifs. Des éléments de poutre et d'interface peuvent être adjoints pour modéliser le revêtement du tunnel et l'interaction avec le sol encaissant. Des éléments iso paramétriques servent à définir les limites curvilignes au dans du maillage. Plusieurs options sont également disponibles pour analyser les déformations provoquées par la construction du tunnel.



**Conditions aux limites** : Les "fixités" sont des déplacements nuls imposés. Ces conditions peuvent être appliquées aux lignes comme aux points définissant la géométrie du modèle, dans les directions x ou y. d'autre part, il est possible de définir des déplacements imposés non nuls pour certaines frontières du modèle. Une option permet d'appliquer les conditions d'appui standard valables dans la majorité des cas.



**Chargements** : Deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties. Les forces ponctuelles peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie, les charges réparties sur n'importe quelle ligne de la géométrie, sans se limiter à la seule frontière extérieure. Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode "Construction par des étapes" et/ou par l'utilisation des multiplicateurs.

**Lois de comportement du sol :**



**Base de données des matériaux :** Les propriétés des matériaux sont regroupées dans une base de données du projet. Toutes les données figurants dans les bases de données de différents projets qui peuvent être partagées via une base de données globales.

**Modèle de mohr-coulomb :** Ce modèle non-linéaire simple et robuste n'utilise que des paramètres qui sont connus habituellement. Tous les facteurs de non-linéarités ne sont cependant pas couverts par ce modèle. Le modèle de mohr-coulomb permet d'estimer de manière réaliste la charge de rupture des fondations circulaires, des pieux courts, ...etc. il peut également servir à calculer un coefficient de sécurité par une approche de phi-c réduction.

**Modèle avancés de sol :** PLAXIS offre d'al modèles de comportement de sol : le Hardening Soil Model (modèle hyperbolique en élastoplasticité) pour les sols raides, comme les argiles sur consolidées et les sables, le Soft Soil Creep Model (modèle de type Cam-Clay) pour l'analyse du comportement des sols compressibles roches en comportement anis tropique : le Jointed Rock model.

**Modèles définis par l'utilisateur :** Dans PLAXIS 8, l'utilisateur a la possibilité de définir ses propres lois de comportement. Cette option, particulièrement utile en premier lieu pour les chercheurs, dans les universités et les instituts de recherche, peut également se révéler intéressante dans les milieux professionnels. Dans les années à venir, les modèles validés et documentés fournis par les utilisateurs seront mis à disposition sur internet.



**Régime d'écoulement permanent :** Des réseaux complexes de pressions interstitielles peuvent être générés par combinaison de lignes phréatiques et saisie directe de pressions. Les pressions interstitielles peuvent également être générées par un calcul d'écoulement permanent.



**Calcul du réseau d'écoulement :** Les distributions de pressions interstitielles complexes peuvent être générées à partir d'un calcul d'écoulement à deux dimensions. Des drains et des puits peuvent être modélisés grâce à des éléments spécifiques. Les potentiels aux limites du modèle sont définis comme des niveaux phréatiques.

**Suppressions interstitielles :** PLAXIS distingue les comportements drainés ou non drainés des sols, pour modéliser les sables perméables comme les argiles quasi-imperméables. Les suppressions interstitielles sont calculées lorsque des couches de sol non drainé sont soumises

à des chargements. Les conditions de chargement non drainé conditionnent souvent la stabilité des ouvrages géotechniques.



### **Fonctions de calcul :**

Le programme de calcul permet de conduire des analyses en déformation menées par un calcul plastique, un calcul de consolidation ou un calcul en Grandes déformations. Pour chaque projet, plusieurs phases de calcul peuvent être définies avant le lancement du calcul.

**Incrémentation automatique du pas de chargement :** Ce mode évite à l'utilisateur d'avoir choisir par lui-même les pas de chargement adaptés au calcul plastique incrémental, tout en garantissant une procédure de calcul fiable et efficace.

**Contrôles de la longueur d'arc :** Cette fonction permet un calcul correct des charges et des mécanismes de rupture. Dans les calculs à charge contrôlés, la procédure itérative échoue dès que la charge imposée dépasse la valeur de pic. Avec le contrôle de la longueur d'arc, la charge appliquée est automatiquement réduite pour pouvoir examiner le phénomène de pic ainsi que toute évolution éventuelle après ce pic.

**Construction par étapes :** Il est possible de simuler les phases de construction ou d'excavation, par activation/désactivation de groupes d'éléments, application de chargements ou changement des conditions hydrauliques. Cette procédure permet une estimation réaliste des contraintes et déplacements provoqués, par exemple par la construction d'un barrage en terre ou une excavation profonde.

**Consolidation :** La dissipation des surpressions interstitielles avec le temps peut être simulée par un calcul de consolidation. Une analyse de consolidation nécessite la définition des perméabilités de chacune des couches de sol. Des procédures d'incrémentation automatique du pas de temps rendent l'analyse performante et facile à utiliser. L'option « Construction par étapes » peut être combinée avec une analyse en consolidation.

**Analyses en variables de La granges actualisées :** Avec cette option, le maillage est actualisé en permanence durant le calcul. Dans certaines situations, une analyse classique en petites déformations peut révéler des modifications importantes de la géométrie. Dans ces situations, il est recommandé de procéder à un calcul plus précis par actualisation des variables de Lagrange. Cette option est disponible pour tous les types de calcul.

**Coefficients de sécurité :** Le coefficient de sécurité est généralement défini comme le rapport de la charge de rupture à la charge de service. Cette définition est adaptée aux fondations, mais non aux remblais ou aux ouvrages de soutènement en palplanches. Dans ces derniers cas il est plus approprié d'utiliser la définition du coefficient de sécurité de la mécanique des sols, c'est-à-dire le rapport entre l'équilibre. Dans PLAXIS, le coefficient de sécurité est calculé par une procédure de réduction de **C** et **Phi**.

**Gestionnaire de calculs :** Dans le gestionnaire de calculs, plusieurs projets peuvent être sélectionnés pour un calcul différé. Cette option permet une utilisation optimale de l'ordinateur en arrière-plan, et elle est utile dans le cas d'études paramétriques.

**Analyse des résultats :** Le post-processeur PLAXIS a des fonctions avancées pour restituer les résultats du calcul, sous forme de graphiques et tableaux. Ceux-ci peuvent être envoyés sur n'importe quelle imprimante ou copiés dans le presse-papiers de Windows pour être exportés vers un autre logiciel.

**Déformation :** La visualisation des déformations peut se faire sous la forme de maillage déformé, de déplacements ou déformations totaux ou incrémentaux. Tous les graphiques de déplacement ou de déformation peuvent être présentés avec flèches iso valeurs ou domaines iso valeurs.

**Contraintes :** La restitution des contraintes peut se faire en contraintes effectives, contraintes totales, pressions interstitielles et surpressions interstitielles. Ces contraintes peuvent être figurées en lignes iso valeurs comme en domaines iso valeurs.

**Efforts et déplacements dans les éléments de structures :** Des graphiques et tableaux fournissent directement les déplacements, efforts normaux, efforts tranchants.

**Modèle de sol avec écrouissage (hardeningsoil model) :** Le modèle HSM a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

- De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes œdométriques en contrainte-déformation ne sont pas des droites.
- De prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le module de cisaillement augmente : le module  $E_{50}$  n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité.
- De distinguer entre une charge et une décharge.
- De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hypergolique de Duncan-Chang car il reprend et améliore les formations hyperboliques des courbes effort-déformation.

a) Les paramètres du HSM :

Les paramètres du HSM sont représentés sur la FIG C.1 :

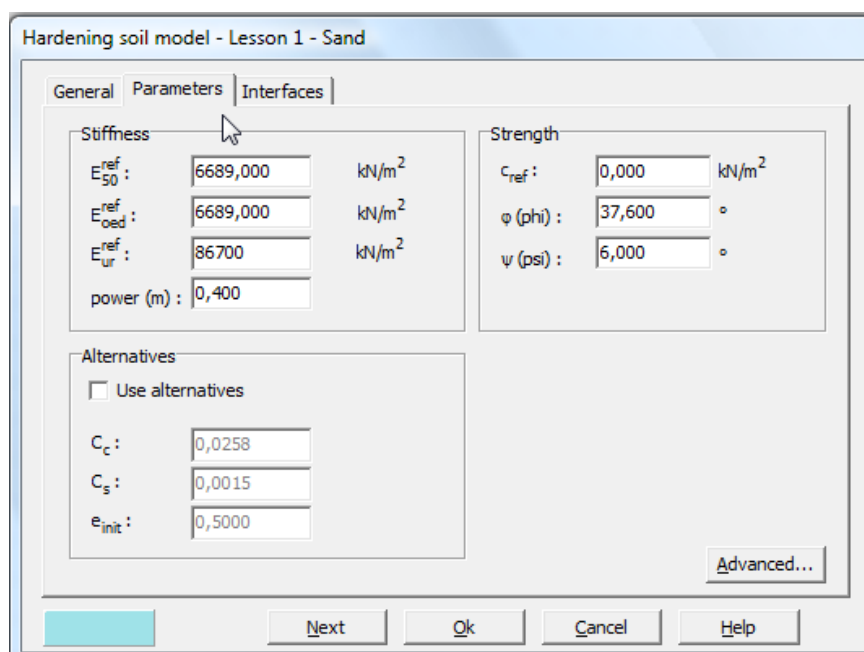


Figure A. 1 : Fenêtre des paramètres du Hardenne Soil Model.

Paramètres de Mohr-Coulomb :

$c$  : Cohésion (effective). [KM/m<sup>2</sup>]

$\varphi$  : Angle de frottement eff. [°]

$\psi$  : Angle de dilatance. [°]

Paramètres de rigidité :

$E_{50}^{ref}$  : Module sécant dans un essai triaxial. [KM/m<sup>2</sup>]

$E_{oed}^{ref}$  : Module tangent dans un essai oedométrique. [KM/m<sup>2</sup>]

$m$  : Puissance (environ 0,58 pour les sables). [-]

- Janbu (1963) rapporte des valeurs de l'autour de 0,5 pour les sables et les silts norvégiens.

## Bibliographies

- Von soos (1980) rapporte de diverses différentes valeurs dans la gamme  $1,5 < m < 1,0$ .

Paramètres avancés :

$E_{ur}^{ref}$  : module en décharge (par défaut  $E_{ur}^{ref} = 3 \text{ à } 4 E_{50}^{ref}$ ). [KM/m<sup>2</sup>]

$\nu_{ur}$  : Coefficient de poisson en charge décharge (par défaut  $\nu_{ur} = 0,2$ ).

$p^{ref}$  : contraintes de référence par défaut  $p^{ref} = 100$ ). [KM/m<sup>2</sup>]

$K_0^{NC}$  :  $K_0$ -consolidation (par défaut  $K_0^{NC} = 1 - \sin$ ). [-]

$C_{increment}$  : CF. modèle de Mohr-coulomb (par défaut  $C_{increment} = 0$ ). [KM/m<sup>2</sup>]

$Y_{ref}$  : unité de profondeur. [m]

$R_f$  : Coefficient à la rupture  $q/q_a$  par défaut  $R_f = 0,9$ ).

$\sigma_{tension}$  : Résistance à la traction (par défaut  $\sigma_{tension} = 0$ ). [KM/m<sup>2</sup>]

Les paramètres avancés sont représentés sur la FIG C.2:

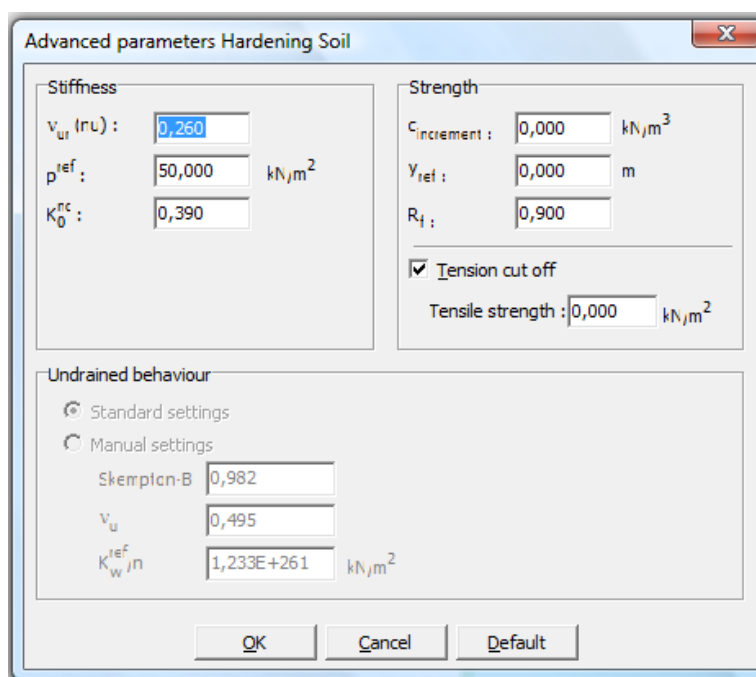


Figure A. 2 : Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model.

a) Courbes effort-déformation :

Une idée fondamentale pour la formulation du HSM est le rapport hyperbolique entre la contrainte verticale,  $\varepsilon_1$ , et l'effort deviatorique,  $q$ , dans le chargement à trois axes primaires. Ici les essais triaxiaux drainer standard tendent aux courbes de rendement qui peuvent être décrites par :

$$-\varepsilon = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1-q/q_a} \quad \text{Pour } q < q_f$$

Avec :  $q_f = (c \cot \varphi - \sigma_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$  et  $q = q_f / R_f$

$q_a$  : valeur asymptotique de la résistance au cisaillement le paramètre  $R_f$  est analogue à celui introduit par Duncan.

a) Les modules :

Le module sécant dans un essai triaxial est déterminé par la formule :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{\sigma_3'}{p^{ref}} \right)^m \quad \text{avec} \quad p^{ref} = 100 \text{ KN/m}^2.$$

Pour la décharge on prend :  $E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{\sigma_3'}{p^{ref}} \right)^m$ .

La FIG redonne ces définitions :

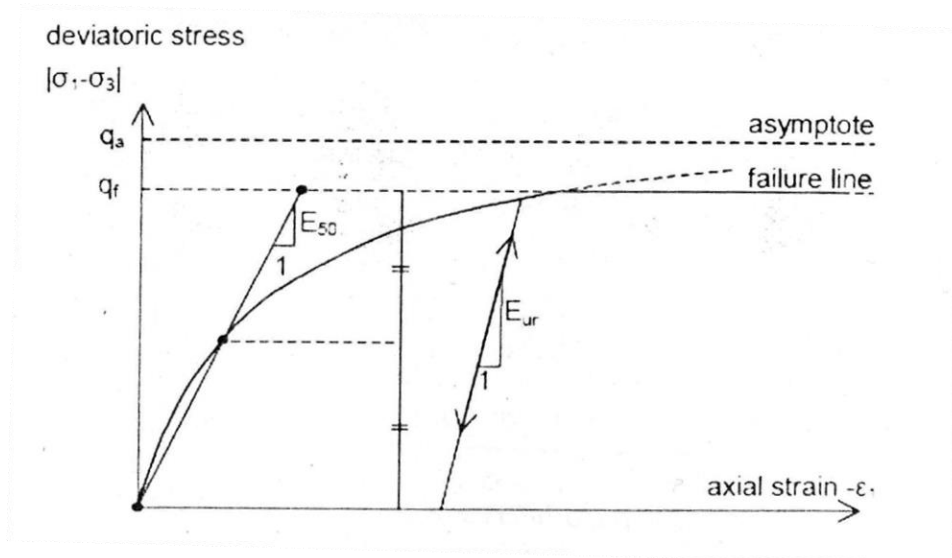


Figure A. 3 : Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation.

Le module oedométrique tangent est donné par :

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{\sigma_1'}{p^{ref}} \right)^m$$

La définition du module œdométrique tangent est donnée sur la FIG C.4 et celle de la dilatance (éventuellement) sur la FIG C.5.

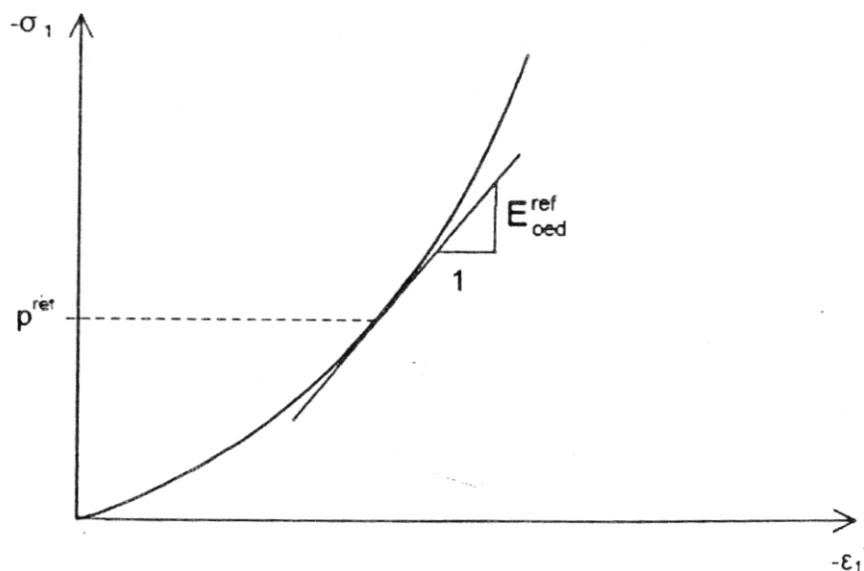


Figure A. 4 : Définition du module œdométrique tangent.

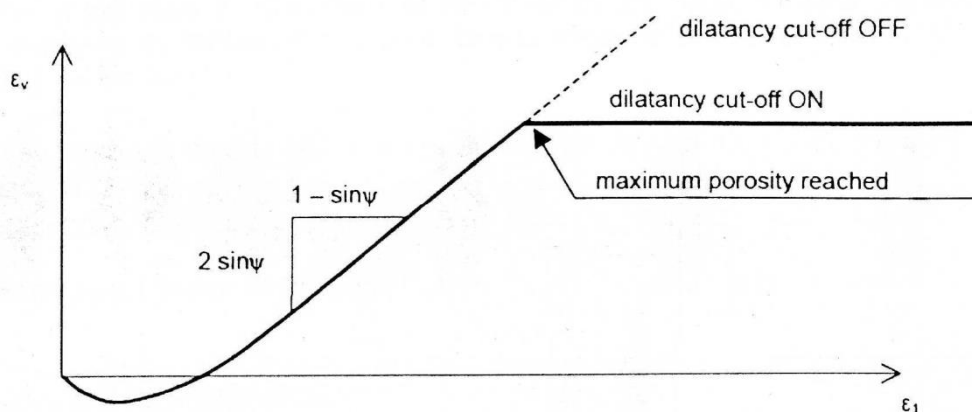


Figure A. 5 : Définition de l'angle de dilatance.

a) Surface de charge :

En fonction du paramètre d'écroutissage, on obtient alors dans le plan q-p la forme des surfaces de charge (FIG C.6).

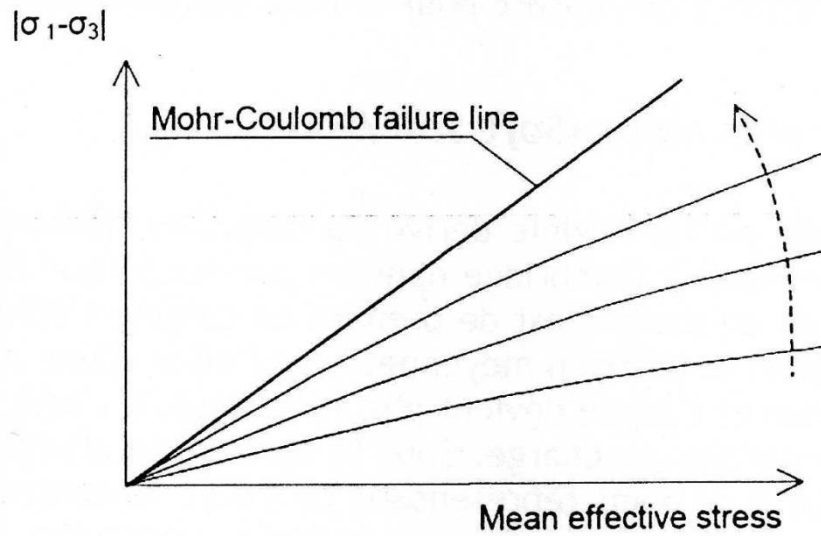


Figure A. 6 : Forme des surfaces de charge du HSM.

b) Surface de rupture :

La surface de rupture est présentée sur la FIG C.7 pour un sol non cohérent.

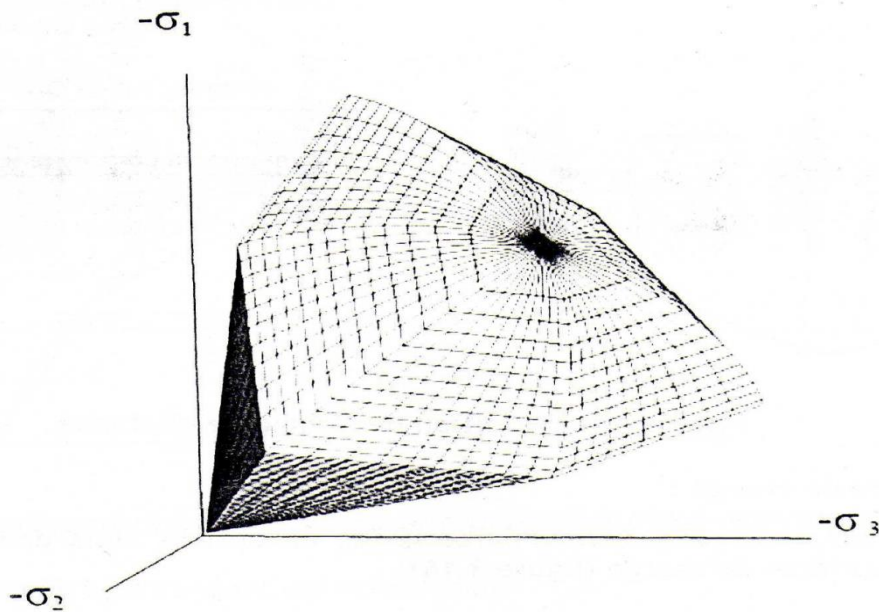


Figure A. 7 : Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent.

***Bibliographie***

### **Bibliographies:**

- Afifi, S. S. and Woods, R. D., (1971), Long-term pressure effects on shear modulus of soils, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 97(SM10), 1445-1460.
- Afifi, S. S. and Richart, F. E. Jr., (1973), Stress history effects on shear modulus of soils, *Soils and foundations*, 13(1), 77-95.
- Amrane, M., Messast, S., (2018), Modeling the Behavior of Geotechnical Constructions Under Cyclic Loading with a Numerical Approach Based on J. Lemaitre Model, *Indian Geotech J*, 48, 520-528. <https://doi.org/10.1007/s40098-017-0275-1>
- Amrane, M., (2018), Modélisation du Comportement des Ouvrages Géotechniques avec la Loi de J. Lemaitre, PHD thesis, University of Skikda, Algeria. <http://ftech.univskikda.dz/doc2/2018/THESE%20Amrane%20Moussa.pdf>
- Baxter, C. D. P., (1999), An experimental study on the aging of sands PHD thesis, Faculty of the Virginia polytechnic institute and State University.
- Bellayoune, A., Messast, S. & Boulon, M., (2021), Numerical Modeling of the Degradation of the Normal Stress Under Large Number of Shear cycles, *Civil and Environmental Engineering Reports*, 31(3), 118-133. <https://doi.org/10.2478/ceer-2021-0037>.
- Bellayoune, A. & Messast, S., (2021), Estimation of pile displacements anchored in sand after a large number of cycles, *Selected Scientific Papers-Journal of Civil Engineering*, 16(1), 35-44.
- Biarez, J., (1962), Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols et des matériaux pulvérulents, Thèse d'Etat I.M.G, GRENOBLE.
- Bouckovalas, G., Whitman, R. V. and Marr. W. A., (1984), Permanent displacement of sand with cyclic loading, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 110(11), 1606-1623.
- Castro, G. and Pouls, S. J., (1977), factors affection liquefaction and cyclic mobility, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103(GT6), 501-516.
- Chai, J. C. & Miura, N., (2002), Traffic-load-induced permanent deformation of road on soft subsoil, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 128(11), 907-916.

## Bibliographies

---

- Cai, Y., Chen, J., Cao, Z., Gu, C. & Wang, J., (2018), Influence of grain gradation on permanent strain of unbound granular materials under low confining pressure and high-cycle loading, *International Journal of Geomechanics*, 18(3), 04017156.
- Chang, C. S., and Whitman, R. V., (1988), Drained permanent deformation of sand due to cyclic loading, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 114(10), 1164-1180.
- Choi, C. and Arduino, P., (2004), Behavioral characteristics of gravelly soils under general cyclic loading conditions. In T. Triantafyllidis, editor, *cyclic behavior on soils and liquefaction phenomena*, proc of CBS04, 115-122.
- Diyaljee, V. A. and Raymind, G. P., (1982), Repetitive load deformation of cohesion less soil, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 108(GT10), 1215-1229.
- Dob, H., Messast, S., Boulon, M. & Flavigny, E., (2016), Treatment of the high number of cycles as a pseudo-cyclic creep by analogy with the soft soil creep model, *Geotechnical and Geological Engineering*, 34(6), 1985-1993.
- Dob, H., Messast, S., Mendjel, A., Boulon, M. & Flavigny, E., (2016), Behavior of sand after a high number of cycles application to shallow foundation, *International Journal of Civil Engineering*, 14(7), 459-465.
- Finn, W. D. L., Bransby, P. L. and Pickering, D. J., (1970), Effect of strain history on liquefaction of sand, *Journal of the soil mechanics and Foundations Division, ASCE*, 96(SM6), 1917-1934.
- Gidel, G., Horny, P., Chauvin, J. J., Breyse, D. & Denis, A., (2001), Nouvelle approche pour l'étude des déformations permanentes des graves non traitées à l'appareil triaxial à chargements répétés, *Bulletin de Liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, 233, 5-21.
- Goldscheider, M. and Gudehus, G., (1976), Einige bodenmechanische Probleme bei Küsten- und Offshore-Bauwerken, In *Vorträge zur Baugrundtagung 1976*, DGEC.
- Gotschol, A., (2002), Veränderlich elastisches und plastisches Verhalten nichtbindiger Böden und schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung, *Universität Gh Kassel*.
- Gotschol, A. and Kempfert, H. G., (2004), Zyklisch viskoelastisch-viskoplastischer Stoffansatz nichtbindiger Böden und schottert, *Bautechnik*, 81(4), 279-285.
- Gu, C., Wang, J., Cai, Y., Yang, Z. & Gao, Y., (2012), Undrained cyclic triaxial behavior of saturated clays under variable confining pressure, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 40, 118-128.

## Bibliographies

---

- Gudehus, G., Loukachev, I. and Pralle, N., (2001), Inelastic behaviour of grain skeletons with propagation of plane shears waves, In Kishino, editor, *Powders and Grains*, 125-128.
- Guo, L., Cai, Y., Jardine, R. J., Yang, Z. & Wang, J., (2018), Undrained behaviour of intact soft clay under cyclic paths that match vehicle loading conditions, *Canadian Geotechnical Journal*, 55(1), 90-106.
- Güttler, U., (1984), Beurteilung des Sreifigkeits und Nachverdichtungsrrhaltens von ungebundenen Mineralstoffen, *Schriftenreihe des Institits für Grundnau, Wasserwesen und Verkehrswesen*, Heft 8.
- Hain, S. J., (1980), Anapplication of cyclic triaxial testing to fild model test In *International Symposium on Soils under cyclic and transient loading*, 23-31.
- Hardin, B. O. and Black, W. L., (1966), Sand stiffness under various triaxial stresses, *Journal of the soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 92(SM2), 27-42.
- Hatanaka, M., Suzuki, Y., Kawasaki, T. and Endo, M., (1988), Cyclic undrained shear properties of high quality undisturbed Tokyo gravel, *Soils and Foundations*, 28(4), 57-68.
- Helm, J., Laue, J. & Triantafydillis, T., (2000), Untersuchungen an der RUB zur Verformungsentwicklung von Bödenunterzyklischen Beanspruchungen, *Bödenunter fast zyklischer Belastung: Erfahrungen und Forschungsergebnisse*, 109-133.
- Hettler, A., (1981), Verschiebungen starrer und elastischer Gründungskörper in Sand beimotoner und zyklischer Belastung, *Institut für Boden und Felsmechnik der Univesität Karlsruhe*, Heft 90.
- Hettler, A., (1984), Veschiebungen von lotrecht mittig belastetin Einzelfundamenten und horizontal belasteten pfählen in Sand unter Schwellast, *Der Bauingenieur*, 59, 351-355.
- Ishihara, K. and Okada, S., (1978), Effects of stress history on cyclic behavior of sands, *Soils and Foundations*, 18(4), 31-45.
- Ishihara, K. and Okada, S., (1982), Effect of large preshearing on cyclic behavior of sand, *Soils and Foundations*, 22(3), 109-125.
- Ishihara, K. and Yasuda, S., (1975), Sand liquefaction in hollow cylinder torsion under irregular excitation, *Soils and Foundations*, 15(1), 45-59.

## Bibliographies

---

- Kaggwa, W. S., Booker, J. R. and Carter, J. P., (1991), Residual strains in calcareous sand due to irregular cyclic loading, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 117(2), 201-218.
- Kim, T. H. & You, S. H., (2015), Settlement analysis considering sand mat induced initial settlement in soft ground improved by pbd, *International Journal of Civil Engineering*, 13(2), 146- 152.
- Ko, H. Y. and Scott, R. F., (1967), Deformation of sand in hydrostatic compression, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 93(SM3), 137-156.
- Ladd, R. S., (1974), Specimen preparation and liquefaction of sands, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 100(GT10), 1180-1184.
- Lentz, R. W. and Baladi, G. Y., (1980), Simplified procedure to characterize Permanent strain in sand subjected to cyclic loading, In *international* 89-95.
- Lotfizadeh, M. R. & Kamalian, M., (2016), Estimating bearing capacity of strip footings over two layered sandy soils using the characteristic lines method, *International Journal of Civil Engineering*, 14(2), 107-116.
- Luong, M. P., (1979), Les phénomènes cycliques dans les sables, journée de rhéologie 1979 E.N.T.P.E, Lyon.
- Luong, M. P., (1982), Mechanical aspects and therma: effects of cohesion less soils under cuclic and transient loading, In *Proc, IUTAM Conf, on Deformation and Failure of Granular materials, Delft*, 239-246.
- Marr, W. A. & Chrisitian, J. T., (1981), Permanent displacements due to cyclic wave loading, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 107(8), 1129-1149.
- Marr, W. A. and Christian, F. T., (1982), Permanent displacements due to cyclic wave loading, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 107 (GT8), 1129-1149.
- Messast, S., Boulon, M., Flavigny, E. and Labanieh, S., (2008), Modélisation constitutive du comportement cyclique des sables en condition drainée *Studia Geotechnica et Mechanica*, Vol.XXX , N°=1-2, 131 -137.
- Messast, S., Boulon, M., Flavigny, E. & Labanieh, S., (2007). Modélisation constitutive du comportement cyclique des sables en condition drainée, In *Congrès français de mécanique, AFM, Maison de la Mécanique, 39/41 rue Louis Blanc-92400 Courbevoie*.
- Min, G., Fukuda, D., Oh, S., Kim, G., Ko, Y., Liu, H., Chung, M., Cho, S., (2020), Three Dimensional Combined Finite-Discrete Element Modeling of Shear Fracture Process in

- Direct Shearing of Rough Concrete–Rock Joints. *Appl. Sci*, 10, 8033. <https://doi.org/10.3390/app10228033>
- Miner, M., Cumulative damage in fatigue, *Transactions of the American Society of Mechanical Engineering*, 67, 159-1945.
  - Mohamed, F. M., Vanapalli, S. K. & Saatcioglu, M., (2013), Generalized Schmertmann Equation for settlement estimation of shallow footings in saturated and unsaturated sands, *Geomechanics and Engineering*, 5(4), 343-362.
  - Moussa, A., Salah, M. & Rafik, D., (2020), Improvement of a Hypoplastic Model for Granular Materials Under High-Confining Pressures, *Geotechnical and Geological Engineering* 38, 3761-3771. <https://doi.org/10.1007/s10706-020-01256-y>
  - Mulilis, J. P., Chan, C. K. and Seed, H. B., (1975), The effects of method of sample preparation on the cyclic stress-strain behavior of sands, Technical Report EERC 75-18, Earthquake engineering Research Center, University of California, Berkeley.
  - Mulilis, J. P., Seed, H. B., Chan, C. K., Mitchell, J. K. and Arulanandan, K., (1977), Effects of sample preparation on sand liquefaction, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103(GT2), 91-108.
  - Nemat–Nasser, S. and Takahashi, K., (1984), Liquefaction and densification of sand, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 110(9), 1291-1306.
  - Niemunis, A. and Wichtmann, T., (2005), *Zuschrift zum Beitrag, Zyklisch visko elastisch viskomastischer Stoffansatz nichtbindiger Böden and Schotter von A, Gotschol and H.G. Kempfert, Bautechnik*, 82(1), 57-59.
  - Niemunis, A., Wichtmann, T. & Triantafyllidis, T., (2005), A high-cycle accumulation model for sand, *Computers and geotechnics*, 32(4), 245-263.
  - Oda, M., Kawamoto, K., Suzuki, K., Fujimori, H., and Sato, M., (2001), Microstructural interpretation on reliquefaction of saturated granular soils under cyclic loading, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 127(5), 416-423.
  - Papon, A., (2010), *Modélisation numérique du comportement des sols sous très grands nombres de cycles: homogénéisation temporelle et identification des paramètres (Doctoral dissertation)*, Ecole centrale de Nantes.
  - Porcino, D., Ciccio, G. and Ghionna, V. N., (2004), Laboratory investigation of the undrained cyclic behaviour of natural coarse sand from undisturbed and reconstituted samples, In T. Triantafyllidis, editor, *Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, Proc. of CBS04*, 187-192.

## Bibliographies

---

- Pradhan, T. B. S. and Tatsuoka, F. and Sato, Y., (1989), Experimental stress dilatancy relations of sand subjected to cyclic loading, *Soils and Foundations*, 29(1), 45-64.
- Pyke, R., seed, H. B., and Chan, C. K., (1975), Settlement of sands under multidirectional shaking, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 101(gt4), 379 – 398.
- Qian, J. G., Wang, Y. G., Yin, Z. Y. & Huang, M. S., (2016), Experimental identification of plastic shakedown behavior of saturated clay subjected to traffic loading with principal stress rotation, *Engineering Geology*, 214, 29-42.
- Qian, J., Zhou, R., Chen, S., Gu, X. & Huang, M., (2018). Influence of pavement roughness on dynamic stresses in saturated subsoil subjected to moving traffic loading, *International Journal of Geomechanics*, 18(4), 04018012
- Qian, J., Li, S., Gu, X. & Zhang, J., (2019), A unified model for estimating the permanent deformation of sand under a large number of cyclic loads, *Ocean Engineering*, 181, 293-302.
- Quian, X., Gray, D. H. and Woods, R. D., (1993), Voids and granulometry: effects on shear modulus of unsaturated sands, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 119(2), 295-314.
- Ren, X. W., Xu, Q., Teng, J., Zhao, N. & Lv, L., (2018), A novel model for the cumulative plastic strain of soft marine clay under long-term low cyclic loads, *Ocean Engineering*, 149, 194-204.
- Robinet, J. C., (1980), *Loi rhéologique en écriture incrémentale - Application aux sols et au béton-*, Thèse d'Etat, Grenoble.
- Sawicki, A. & Swidzinski, W., (1987), Compaction curve as one of basic characteristics of granular soils. In 4th colloque Franco-Polonais de mécanique des sols appliquée, 1, 103-115.
- Seed, H. B., Idriss, I. M., Makdisi, F. and Banerjee, N., (1975), Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses. Technical report EERC75-29, univ. of California, Berkeley, Calif.
- Seed, H. B. and Idriss, I. M., (1971), Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, 97(sm9), 1249-1273.

## Bibliographies

---

- Seed, R. B., Lee, S. R. and Jong, H. L., (1988), Penetration and liquefaction resistances, prior seismic history effects. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 114(6), 691-697.
- Seed, H. B., Mori, K. and Chan, C. K., (1977), Influence of seismic history on liquefaction of sands; *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 103(GT4); 257-270.
- Seed, H. B., (1979), Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 105(GT2), 201-255.
- Shamoto, Y., Sato, M. and Zhang, J. M., (1996), Simplified estimation of earthquake-induced settlements in saturated sand deposits, *Soils and Foundations*, 36(1), 39-50.
- Shariati, M., Hatami, H., Torabi, H. & Epakchi, H. R., (2012), Experimental and numerical investigations on the ratcheting characteristics of cylindrical shell under cyclic axial loading, *Structural Engineering and Mechanics*, 44(6), 753-762.
- Silver, M. L. and Seed, H. B., (1971), Volume changes in sands during cyclic loading, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 97(SM9), 1171-1182.
- Suiker, A. S. J., (1999), Static and cyclic loading experiments on non-cohesive granular materials, Technical Report 1-99-DUT-1, TU Delft.
- Suzuki, T. and Toki, S., (1984), Effects of preshearing on liquefaction characteristics of saturated sand subjected to cyclic loading, *Soils and Foundations*, 24(2), 16-28.
- Tatsuoka, F. and Ishihara, K., (1974), Drained deformation of sand under cyclic stresses reversing direction, *Soils and Foundations*, vol 14, N° 3.
- Tatsuoka, F., Maeda, S., Ochi, K. and Fufii, S., (1986), Prediction of cyclic undrained strength of sand subjected to irregular loadings, *Soils and Foundations*, 26(2), 73-89.
- Teachavoransinskun, S., Tatsuoka, F. and Lo Presti, D. C. T., (1994), Effects of cyclic prestraining on dilatancy characteristics and liquefaction of sand, In Shibuya, Mitachi, and Miura, editors, *Pre-failure deformation of geomaterials*, 75-80.
- Thanopoulos, L., (1981), Contribution à l'étude du comportement cyclique des milieux pulvérulents, L'institut National Polytechnique De Grenoble.
- Thanopoulos, I., (1981), Contribution à l'étude du comportement cyclique des milieux pulvérulents (Doctoral dissertation), Université Scientifique et médicale, L'institut National Polytechnique De Grenoble.

## Bibliographies

---

- Timmerman, D. H. and Wu, T. H., Behavior of dry sands under cyclic loading. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 95(SM4), 1097-1112, 1969.
- Tokimatsu, K. and Hosata, Y., (1986), Effects of sample disturbance on dynamic properties of sand, Soils and Foundations, 26(1), 53-64.
- Ullidtz, P., (1993), Mathematical model of pavement performance under moving wheel load, Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 1384, 94-99.
- Vilela, F., (1980), Comportement des sables sous chargements cycliques, Thèse de docteur -ingénieur- E.C.P.
- Vucetic, M., Lanzo, G. and Doroudian, M., (1998), Damping at small strains in cyclic simple shear test, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 124(7), 585-594.
  
- Wang, J., Cai, Y. & Yang, F., (2013), Effects of initial shear stress on cyclic behavior of saturated soft clay, Marine Georesources & Geotechnology, 31(1), 86-106.
- Wang, J., Guo, L., Cai, Y., Xu, C. & Gu, C., (2013), Strain and pore pressure development on soft marine clay in triaxial tests with a large number of cycles, Ocean Engineering, 74, 125-132.
- Wichtmann, T., (2005), Explicit accumulation model for non-cohesive soils under cyclic loading, Des Institutes Für Grundbau Und Bodenmechanik Der Ruhr-Universität Bochum.
- Wichtmann, T., (2005), Explicit accumulation model for non-cohesive soils under cyclic loading. Doctoral dissertation, Inst. Für Grundbau und Bodenmechanik).
- Wichtmann, T., Niemunis, A. & Triantafyllidis, T., (2005), Strain accumulation in sand due to cyclic loading: drained triaxial tests, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 25(12), 967-979.
- Wichtmann, T., Niemunis, A., Triantafyllidis, T. and Poblete, M., (2005), Correlation of cyclic preloading with the liquefaction resistance, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 25(12), 923-932.