

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

Faculté de Technologie

Département : Génie civil

Réf. : D012118006D



جامعة 20 أوت 1955 سكيكدة

كلية التكنولوجيا

قسم: الهندسة المدنية

المرجع: D012118006D

Thèse présentée en vue de l'obtention
Du diplôme de
Doctorat en Sciences
En Génie Civil
Option : Sol - Structure

Modélisation du Comportement des Ouvrages Géotechniques avec la Loi de J.Lemaitre

Présentée par :

AMRANE Moussa

Dirigé par : Pr. MESSAST Salah

Soutenue publiquement le : 14/03/2018

Devant le jury composé de :

Mr. BELACHIA Mouloud	Professeur	Président	Université Skikda.
Mr. MESSAST Salah	Professeur	Rapporteur	Université Skikda.
Mr. SBARTAI Badreddine	Professeur	Examineur	Université Annaba.
Mr. DEMAGH Rafik	MCA	Examineur	Université Batna.
Mr.MABROUKI Abdelhak	MCA	Examineur	Université Biskra.

Remerciements

En tout premier lieu, je remercie le bon Dieu, tout puissant, de m'avoir donné la force pour survivre, ainsi que Le courage pour dépasser toutes les difficultés.

*A l'issue de la rédaction de cette thèse, je tiens à remercier le Professeur **Salah MESSAST**, mon directeur de thèse, pour la confiance, la liberté et les encouragements qu'il m'a accordés pendant toutes ces années de réalisation de cette thèse. Je lui exprime ma profonde gratitude pour ses idées et critiques très constructives ainsi que ses orientations et sa disponibilité. Je voudrais également adresser mes vifs remerciements au Président du Jury Monsieur **Mouloud BELACHIA**, Professeur à l'Université de Skikda qui a accepté de juger ce travail.*

*Je tiens aussi à exprimer ma gratitude aux membres du jury Monsieur **Badreddine SBARTAI** Professeur à l'Université de Annaba, Monsieur **Abdelhak MABROUKI** Maitre de conférence à l'Université de Biskra et Monsieur **Rafik DEMAGH** Maitre de conférence à l'Université de Batna, pour leurs lectures critiques du manuscrit et pour leurs remarques très constructives qui ont, je suis sûre, enrichi la thèse de manière significative.*

Je souhaite exprimer ma reconnaissance à mes enseignants du département de génie civile de l'université de Skikda pour leurs encouragements et leurs conseils, ils ont grandement facilité mon travail.

*Je remercie vivement mes **Parents** et tous les membres de ma famille, sans qui je ne serais pas ce que je suis.*

Je voudrais exprimer ma reconnaissance envers mes amis et mes collègues qui m'ont apporté leurs supports moraux et intellectuels tout au long de ma démarche.

À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

Résumé

La loi de J.Lemaitre est une loi viscoplastique qui modélise le comportement différé des métaux. Son application pour le comportement des géomatériaux est encore à l'état expérimental. Elle a donné une grande satisfaction pour le comportement des roches viscoplastiques comme le Sel gemme et l'Argilite.

L'objectif de cette thèse consiste à tester et valider cette loi pour le comportement cyclique des sols en grand nombre de cycles.

Une modélisation du comportement des ouvrages géotechniques (fondations superficielles, pieu et ouvrage souterrain) est effectuée en utilisant l'approche numérique basée sur la loi de J.Lemaitre confirme la bonne adaptation du modèle proposé à ce type de problèmes.

Mots clés: J.Lemaitre, Viscoplasticité, Ouvrages Géotechniques, Modélisation, Chargement Cyclique, Plaxis, Déformation Volumique.

Abstract

J. Lemaitre's law is a viscoplastic law that models the deferred behavior of metals. Its application for the behavior of geomaterials is still in the experimental state. She gave great satisfaction for the behavior of viscoplastic rocks such as rock salt and argillite.

The objective of this thesis is to test and validate this law for the cyclic behavior of soils in a large number of cycles.

A modeling of the behavior of the geotechnical constructions (shallow foundation, pile and underground construction) is carried out using the numerical approach based on the law of J.Lemaitre confirms the good adaptation of the proposed model to this type of problems.

Keywords: J.Lemaitre, Viscoplasticity, Geotechnical Constructions, Modeling, Cyclic Loading, Plaxis, Volumetric Deformation.

ملخص

قانون J.LEMAITRE هو القانون الذي يهتم بدراسة لزوجة المعادن وتغيرها المرتبط بالزمن .
تطبيقه على سلوك المواد الجيولوجية لا يزال في الحالة التجريبية.
كما أعطى نتائج ايجابية فيما يخص سلوك الصخور اللزجة مثل الملح الصخري والأرجليت.
الهدف من هذه الرسالة هو اختبار هذا القانون و التحقق من صحته لسلوك دوري للتربة مع عدد كبير من الدورات.
يتم إجراء نمذجة لسلوك الإنشاءات الجيوتقنية (الأساس السطحي، الأساس العميق والبناء تحت الأرض) باستخدام النهج العددي استنادا إلى قانون J.Lemaitre يؤكد التكيف الجيد للنهج العددي المقترح لهذا النوع من المشاكل.

الكلمات المفتاحية: J.Lemaitre، Plaxis، اللدونة، الإنشاءات الجيوتقنية، النمذجة، تحميل دوري، التشوه الحجمي .

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS.....	I
RESUME.....	II
TABLE DES MATIERES.....	V
LISTE DES FIGURES.....	X
LISTE DES TABLEAUX.....	XIV
NOTATIONS ET ABRIVIATIONS.....	XVI
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES.....	5
I.1 INTRODUCTION.....	5
I.2 MODELES DE SOL.....	8
I.2.1 Mohr-Coulomb.....	8
I.2.2 Cam-Clay (modifié).....	10
I.2.3 Modèle Duncan - Chang (Hyperbolique).....	12
I.2.4 Modèle de sol avec écrouissage HSM (Hardening Soil Model.....	14
I.2.5 Modèle Hyperélastique.....	15
I.2.6 Modèle Hypoélastique.....	17
I.2.7 Modèle hypoplastique (HYPO).....	20
I.2.7.1 Équation constitutive.....	20
I.2.7.2 Déformation Intergranulaire (IGS).....	21
I.2.8 THÉORIE DE VISCOPLASTICITÉ.....	22
I.2.8.1 Approches empiriques et viscoélastiques.....	23
I.2.8.2 Approche viscoplastique.....	25
I.3 MODELISATION DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES.....	26
I.4. OUVRAGES TYPES.....	26
I.4.1.Fondations superficielles.....	26
I.4.2 Pieux.....	28

I.4.2.1 Introduction.....	28
I.4.2.2 Dimensionnement des pieux.....	29
I.4.2.3 Simulation numérique des pieux.....	30
I.4.2.4 Modélisation de l'interface sol-pieu.....	31
I.4.2.5 Simulation du comportement de sol.....	32
I.4.3 Murs de soutènement.....	33
I.4.4 Creusement d'ouvrages souterrains.....	35
I.5 CONCLUSION.....	36
CHAPITRE II : LOIS DE COMPORTEMENT VISQUEUX.....	39
II.1 INTRODUCTION.....	39
II.2. MODELES CONSTITUTIFS POUR LE COMPORTEMENT DES SOLS DEPENDANT DU TEMPS	40
II.2.1. Introduction.....	40
II.2.2 Modèles empiriques.....	41
II.2.2.1 Relations empiriques primaires.....	42
II.2.2.2 Modèles semi-empiriques secondaires.....	51
II.2.3 Modèles rhéologiques	47
II.2.3.1 Modèles analogiques	58
II.2.3.2 Théories de l'ingénierie du fluage	66
II.2.4 Théories générales	66
II.2.4.1. Modèle rhéologique de Lemaitre.....	67
II.2.4.1.1 Organigramme de calcul pour la loi viscoplastique de Lemaitre	70
II.3 CONCLUSION.....	70
CHAPITRE III FORMULATION D'UNE APPROCHE NUMERIQUE EXPLICITE A GRAND NOMBRE DE CYCLES.....	72
III.1 INTRODUCTION.....	72
III.2 CONTEXTE GÉNÉRAL.....	73
III.3 MODÈLES ACTUELS.....	76
III.3.1 Types de modèles d'accumulation.....	79
III.3.1.1 Sawicki.....	79
III.3.1.2 Suiker & De Borst.....	80
III.3.1.3 François et al.....	82
III.3.1.4 Niemunis et al.....	82

III.4 FORMULATION DE LA DEFORMATION IRREVERSIBLE.....	84
III.4.1 Caractéristiques des matériaux	85
III.4.2 Les principaux résultats.....	86
III.4.3 Formulation du modèle.....	88
III.5 ÉTUDE PARAMETRIQUE DU COMPORTEMENT CYCLIQUE DES SABLES.....	91
III.5.1 Influence du niveau moyen cyclique.....	91
III.5.2 Influence de la pression moyenne.....	93
III.5.3 Influence de l'amplitude cyclique.....	94
III.6 CONCLUSION.....	96
CHAPITRE IV APPLICATIONS SUR OUVRAGES GEOTECHNIQUES	98
IV.1 INTRODUCTION.....	98
IV.2 LA METHODE DES ELEMENTS FINIS EN GEOTECHNIQUE.....	98
IV.2.1 Introduction.....	98
IV.2.2 Concepts de base.....	99
IV.2.3 Présentation de la méthode des éléments finis.....	99
IV.2.4 Formulations de la Méthode des éléments finis.....	100
IV.3. PRESENTATION DU CODE ELEMENTS FINIS PLAXIS.....	102
IV.3.1 Introduction.....	102
IV.3.2 Le logiciel Plaxis.....	102
IV.4 LES MODELES DE COMPORTEMENT INTEGRES DANS PLAXIS.....	104
IV.4.1 Introduction.....	104
IV.4.2 Synthèse.....	105
IV.5 APPLICATION DE LA FORMULATION PROPOSEE SUR OUVRAGES GEOTECHNIQUES.....	105
IV.5.1 Une fondation superficielle.....	105
IV.5.1.1 Calcul des tassements après le 1 ^{er} cycle.....	107
IV.5.1.1.1 La géométrie du modèle.....	107
IV.5.1.1.2 Génération du maillage	107
IV.5.1.1.3 Procédure et résultats de calculs	108
IV.5.2 Calcul des tassements après 10 ⁵ cycles.....	108
IV.5.2.1 Procédure et résultats de calculs.....	108
1 ^{ère} étape.....	109
2 ^{ème} étape.....	110
3 ^{ème} étape.....	110
4 ^{ème} étape.....	111

IV.6 PIEU	113
IV.6.1 Introduction.....	113
IV.6.2 Modélisation numérique.....	114
IV.6.2.1 La géométrie.....	114
IV.6.2.2 Le maillage.....	114
IV.6.2.3 Procédure et résultats de calculs.....	115
IV.6.3 Calcul des tassements après 10^5 cycles.....	116
IV.6.3.1 Procédure et résultats de calculs	116
1 ^{ère} étape.....	116
2 ^{ème} étape.....	117
3 ^{ème} étape.....	118
4 ^{ème} étape.....	118
IV.7 UN TUNNEL	120
IV.7.1 Introduction.....	120
IV.7.2 Modélisation numérique.....	120
IV.7.2.1 La géométrie.....	120
IV.7.2.2 Le maillage.....	121
IV.7.2.3 Procédure et résultats de calculs.....	121
IV.7.3 Calcul des tassements après 10^5 cycles.....	123
IV.7.3.1 Procédure et résultats de calculs	123
1 ^{ère} étape.....	123
2 ^{ème} étape.....	124
3 ^{ème} étape.....	125
4 ^{ème} étape.....	126
IV.8 CONCLUSION	129
 CONCLUSION GENERALE	 131
 REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	 134

LISTE DES FIGURES

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I ELÉMENTS BIBLIOGRAPHIQUES

Figure I.1	Modèles de rupture (Chen, 1985).....	7
Figure I.2	Composants de base pour les modèles de matériaux. a) élasticité linéaire / non linéaire à ressort- réversible. (b) fluage à amortisseur linéaire / non linéaire. (c) résistance à patin-plastique. (d) assemblage élastique, viscoplastique. (Zienkiewicz, 1985).....	7
Figure I.3	hypothèse élastique parfaitement plastique du modèle de Mohr-Coulomb(Sien Kok et al., 2009).....	8
Figure I.4	La surface de charge de Mohr-Coulomb dans l'espace de contrainte principale ($c = 0$).....	10
Figure I.5	(a) Réponse du sol réel au contrainte hydrostatique; (b) Réponse du sol idéalisé au contrainte hydrostatique(Sien Kok et al., 2009).....	11
Figure I.6	Relation contrainte-déformation hyperbolique en charge primaire pour un essai triaxial drainé standard(Sien Kok et al., 2009).....	13
Figure I.7	Surface de charge totale du modèle HSM dans l'espace de contrainte principale pour un sol sans cohésion.....	14
Figure I.8	Courbes de contrainte-déformation en traction pour quatre types de matériaux polymères (Sien Kok et al., 2009).....	16
Figure I.9	Comportement contrainte-déformation non linéaire et réversible du modèle hypoélastique(Sien Kok et al., 2009).....	19
Figure 10	Diagramme contrainte-déformation pour (a) un modèle viscoélastique et (b) un modèle viscoplastique (Sien Kok et al., 2009).....	24

CHAPITRE II LOIS DE COMPORTEMENT VISQUEUX

Figure II.1	Courbes de fluage prédites par le modèle de Singh et Mitchell pour $m = 1, m < 1$ et $m > 1$: (a) déformation en fonction du temps et (b) déformation en fonction du logarithme du temps (Singh et Mitchell, 1968).....	45
Figure II.2	Comportement de la relaxation de contrainte pour différentes valeurs de la vitesse de déformation et représentation du modèle de Lacerda et Houston (1973).....	47
Figure II.3	Contrainte déviatorique par rapport au logarithme du temps pendant la relaxation de contrainte pour le modèle de relaxation de Prévost (1976).....	48
Figure II.4	Relation contrainte-déformation-vitesse de déformation pour l'approche du taux de déformation: (a) variation de la pression de préconsolidation avec la vitesse de déformation; (b) relation contrainte effective normalisée-déformation et (c) courbes contrainte-déformation obtenues à différentes vitesses de déformation.....	49
Figure II.5	Histoire géologique et compressibilité d'une argile jeune et âgée normalement consolidée après l'approche de Bjerrum (1967).....	53

Figure II.6	Détermination de la solution de la dépendance selon l'âge selon l'approche de Bjerrum (1967).....	54
Figure II.7	Définition de la ligne de temps instantanée, de la ligne de temps de référence, de la ligne de temps limite et des lignes de temps positives et négatives selon le modèle de Yin et Graham (1996).....	56
Figure II.8	Représentation schématique de modèles de matériaux élémentaires: (a) ressort élastique linéaire de Hooke, (b) dashpot visqueux newtonien et (c) patin de Saint-Venant.....	59
Figure II.9	Quelques modèles analogiques proposés pour la caractérisation du comportement dépendant du temps du sol.....	59
Figure II.10	Quelques modèles analogiques proposés pour la caractérisation du comportement dépendant du temps du sol.....	60
Figure II.11	Modèle CVISC (ITASCA, 2006).....	61
Figure II.12	Esquisse du modèle simplifié de Cividini et Gioda (1996).....	63
Figure II.13	Variation des paramètres viscoplastiques avec le 2ème invariant des déformations viscoplastiques déviatoriques pour le modèle de Sterpi et Gioda (2007)	65
Figure II.14	Modèle rhéologique représentant la loi viscoplastique de Lemaitre d'après Boidy(2002).....	69

CHAPITRE III FORMULATION D'UNE APPROCHE NUMERIQUE EXPLICITE A GRAND NOMBRE DE CYCLE

Figure III.1	Expérience de réflexion: boîte carrée remplie de sable soumis à une pression verticale uniforme.....	77
Figure III.2	Evolution de ϵ , ϵ^{amp} et ϵ^{acc} (graphe inférieur) pendant l'application de σ (graphe supérieur).....	78
Figure III.3	Courbe de compaction commune du modèle de Sawicki comparée aux observations issues des tests de laboratoire. Une relation fixe est supposée entre Φ , N et γ^{amp} pour chaque échantillon de sable (Lukkezen, 2016).....	81
Figure III.4	Les quatre régimes de contrainte du modèle de Suiker& de Borst, chacun définissant un comportement spécifique du sol (Lukkezen, 2016).....	81
Figure III.5	Concept de base du modèle HCA Niemunis et al. (2005).....	83
Figure III.6	Réponse des matériaux par le model de J.Lemaitre.....	84
Figure III.7	Evolution de la déformation dans un essai triaxial cyclique.....	84
Figure III.8	Tests avec différent niveau cyclique moyen η_{moyen} (Thanopoulos 1981)	86
Figure.III.9	courbes $(\epsilon_v - N, t)$ simulées et expérimentales (Thanopoulos, 1981).....	87
Figure III.10a	courbes des paramètres de J.Lemaitre en fonction de $\frac{\Delta\eta}{\eta_1}$	88
Figure III.10b	courbes de dépendance des A_i (B_i) en fonction de η_{moyen}	90
Figure III.11.a	La variation de η_{moy} avec $P_{moy} =$ constante.....	91

Figure III.11.b	Influence du niveau moyen cyclique sur l'évolution de la déformation volumique cumulée (Essai N°11).....	92
Figure III.11.c	Évolution de la déformation volumique cumulée en fonction de η_{moy} (Essai N°11).....	92
Figure III.12.a	Variation du chemin cyclique moyen avec $q_{moy} =$ constante et P_{moy} variable.....	93
Figure III.12.b	Influence de la contrainte moyenne sur l'évolution de la déformation cumulée (Essai N°11).....	93
Figure II.12.c	Évolution de la déformation volumique cumulée en fonction de P_{moy} (Essai N°11).....	94
Figure III.13.a	Le chemin cyclique avec différentes amplitudes.....	94
Figure III.13.b	Influence de l'amplitude cyclique sur l'évolution des déformations volumique cumulée (Essai N°11).....	95
Figure III.13.c	L'évolution de la déformation volumique cumulée en fonction de q_{amp} (Essai N°11).....	95

CHAPITRE IV APPLICATIONS SUR OUVRAGES GEOTECHNIQUES

Figure IV.1	les actions sur le domaine Ω	101
Figure IV.2	domaine Ω discrétisé.....	101
Figure IV.3	Géométrie du test centrifugeuse (prototype)	107
Figure IV.4	maillage du modèle.....	107
Figure IV.5	Tassement de la fondation avec un nombre différent de cycles.....	112
Figure IV.6	Résultats en comparaison avec le test centrifugeuse et du calcul FEM.....	113
Figure IV.7	Géométrie du modèle.....	114
Figure IV.8	Maillage par éléments finis.....	114
Figure IV.9	Tassement du pieu après un cycle de chargement.....	116
Figure IV.10	Tassement du pieu avec un nombre différent de cycles.....	119
Figure IV.11	tassement du pieu.....	119
Figure IV.12	Géométrie du modèle.....	121
Figure IV.13	Maillage par éléments finis.....	121
Figure IV.14	Tassement en surface de sol avec différents valeurs de cycles.....	126
Figure IV.15	Tassement clé de voute avec différents valeurs de cycles.....	127
Figure IV.16	Effort normal dans la paroi du tunnel avec différents valeurs de cycles.....	127
Figure IV.17	Moment fléchissant dans la paroi du tunnel avec différents valeurs de cycles.....	128
Figure IV.18	Tassement en clé de voute	128
Figure IV.19	Tassement en surface de sol.....	128
Figure IV.20	Effort normal dans la paroi.....	129
Figure IV.21	Moment fléchissant dans la paroi.....	129

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE III FORMULATION D'UNE APPROCHE NUMERIQUE EXPLICITE A GRAND NOMBRE DE CYCLES

Tableau III.1	Paramètres des essais cycliques en compression réalisés sur le sable fin de Plancoet, d'après (Thanopoulos I, 1981).....	85
Tableau III.2	Paramètres des essais cycliques en compression réalisés sur le sable fin de Plancoet, d'après Thanopoulos (1981) et les paramètres du modèles J.Lemaitre des essais simulés.....	86

CHAPITRE IV APPLICATIONS SUR OUVRAGES GEOTECHNIQUES

Tableau IV.1	Paramètres du modèle Hypoplastique avec paramètres d'entrée IGS.....	106
Tableau IV.2	Les paramètres cycliques pour chaque cluster.....	109
Tableau IV.3	Les paramètres du modèle de J.Lemaitre.....	110
Tableau IV.4	Les déformations volumiques après 105 cycles pour chaque cluster...	111
Tableau IV.5	Comparaison de la prédiction du modèle et des résultats de l'expérience avec différents nombres de cycles.....	112
Tableau IV.6	Propriétés matérielles de la couche de sable.....	115
Tableau IV.7	Propriétés matérielles du pieu en béton.....	115
Tableau IV.8	Les paramètres cycliques pour chaque cluster.....	117
Tableau IV.9	Les paramètres du modèle de J.Lemaitre.....	117
Tableau IV.10	Les déformations volumiques après 105 cycles pour chaque cluster.....	118
Tableau IV.11	Propriétés matérielles de la couche de sable.....	122
Tableau IV.12	Propriétés matérielles de la fondation en béton et du revêtement du tunnel	122
Tableau IV.13	Les paramètres cycliques pour chaque cluster.....	123
Tableau IV.14	Les paramètres du modèle de J.Lemaitre.....	124
Tableau IV.15	Les déformations volumiques après 105 cycles pour chaque cluster.....	125

NOTATIONS ET ABREVIATIONS

Notations Et Abréviations.

- $\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}$: Déformations dans les axes du repère cartésien (O, x, y, z)
- $\gamma_{xx}, \gamma_{yy}, \gamma_{zz}$: Distorsions dans les plans (xy), (xz) et (yz)
- γ : Déformation de cisaillement sur une facette donnée
- $\dot{\gamma}$: Vitesse de cisaillement sur une facette donnée
- ε_{axiale} : Déformation axiale en configuration monoaxiale
- $\dot{\varepsilon}_{axiale}$: Vitesse de déformation axiale en configuration monoaxiale
- ε_{vol} : Déformation volumique : $\varepsilon_{vol} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = tr(\varepsilon_{ij}) = \varepsilon_{ii}$
- ε_{ij}^d : Partie deviatorique du tenseur des déformations $\varepsilon_{ij}^d = \varepsilon_{ij} - \varepsilon_{vol} \delta_{ij}$
- $\dot{\varepsilon}_{ij}^d$: Partie deviatorique du tenseur des vitesses de déformation
- ε_{ij}^e : Tenseur des déformations élastiques
- $\dot{\varepsilon}_{ij}^e$: Partie élastique du tenseur des vitesses de déformation totale
- ε_{ij}^p : Tenseur des déformations plastiques
- ε_{ij}^{vp} : Tenseur des déformations viscoplastiques
- ε_{vp} : Déformation visqueuse cumulée (ou de fluage) correspond au second invariant du tenseur des déformations viscoplastiques
- $$\varepsilon_{vp} = \sqrt{\frac{2}{3} \varepsilon_{ij}^{vp} \cdot \varepsilon_{ij}^{vp}} = \sqrt{\frac{2}{3} tr(\varepsilon_{ij}^{vp})^2}$$
- $\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}$: Tenseur des vitesses de déformation viscoplastique
- $\dot{\varepsilon}_{vp}$: Vitesse de fluage ou second invariant du tenseur des vitesses de déformation viscoplastique :
- $$\dot{\varepsilon}_{vp} = \sqrt{\frac{2}{3} \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} \cdot \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}} = \sqrt{\frac{2}{3} tr(\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp})^2}$$
- ε_p : Déformation primaire
- ε_s : Déformation secondaire
- K0 : Coefficient de pression des terres au repos
- E : Module d'Young
- ν : Coefficient de Poisson

G	: Module de cisaillement : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$
E_{oed}	: Module œnométrique
K	: Module de compressibilité : $K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$
C	: Cohésion
φ	: Angle de frottement interne
ψ	: Angle de dilatance
E	: Indice des vides
n	: Porosité
γ_h	: Poids volumique humide
γ_s	: Poids volumique spécifique (des particules solides)
γ_d	: Poids volumique sec
γ_w	: Poids volumique de l'eau
γ	: Paramètre de viscosité
η	: Viscosité dynamique
η_M	: Viscosité dynamique du modèle de Maxwell
η_K	: Viscosité dynamique du modèle de Kelvin
GM	: Module de cisaillement du modèle de Maxwell
GK	: Module de cisaillement du modèle de Kelvin
KT	: Constante du critère de Tresca
KVM	: Constante du critère de Von Mises
C_s, C_p	: Constantes de compression
U	: Coefficient de consolidation
$\sigma'_v, \sigma'_{v,i}$: Contraintes verticales effectives
c_v	: Coefficient de consolidation vertical
$\sigma'_{\text{p.c.p.}}$: Pression de préconsolidation
ε_p	: Déformation primaire
$\dot{\varepsilon}_p$: Taux de déformation primaire
ε_s	: Déformation secondaire

$\dot{\epsilon}_s$: Taux de déformation secondaire
C	: Cohésion.
K	: Coefficient des poussées des terres.
k_0	: Coefficient des poussées des terres au repos.
γ_{unsat}	: Poids volumique du sol non saturé.
γ_{sat}	: Poids volumique du sol saturé.
e	: Indice des vides.
e_{max}	: Indice des vides maximal.
e_{min}	: Indice des vides minimal.
K_x	: La perméabilité suivant l'axe (x).
K_y	: La perméabilité suivant l'axe (y).
ϵ_v	: Déformation volumique.
ϵ_1	: Déformation axiale.
σ_3	: Contrainte mineur.
σ_1^{max}	: Contrainte majeur maximum.
σ_1^{moy}	: Contrainte majeur moyen.
σ_1^{min}	: Contrainte majeur minimum.
U	: Pression interstitielle.
Δu	: Variation de la pression interstitielle
P	: Contrainte moyenne.
q	: Déviateur.
q_{max}	: Déviateur de contrainte maximal.
q_{moy}	: Déviateur de contrainte moyen.
q_{min}	: Déviateur de contrainte minimal.
η_{max}	: Niveau maximum cyclique.
η_{min}	: Niveau minimum cyclique.
η_{moy}	: Niveau moyen cyclique.
η_l^c	: Seuil limite.
η_{car}^c	: Seuil caractéristique.
$\Delta \eta$: La différence entre le niveau maximum et niveau minimum cyclique.
φ	: Angle de frottement interne.
ψ	: Angle de dilatation.

m	: puissance.
E_{50}^{ref}	: Module sécant 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.
$\varepsilon_{V,N}^c$: La déformation volumique cumulée après N cycle.
ν_u	: Coefficient de poisson en charge décharge.
q_{ampl}	: Amplitude du déviateur.
p^{ref}	: Contraintes de référence.
λ^*	: Indice de compression.
κ^*	: Indice de gonflement.
μ^*	: Indice de fluage.
MEF	: Méthode des éléments finis.
HSM	: Modèle de sol avec écrouissage (HardeningSoil model).
MC	: Modèle de Mohr Coulomb.
SSM	: Soft Soil Model.
SSCM	: Soft Soil Creep Model.
HYPO	: Modèle Hypoplastique.

INTRODUCTION GENERALE

Les calculs de la pression du sol, de la déformation et du comportement au sol lorsqu'ils sont chargés avec le poids et les contraintes des bâtiments et des structures sont essentiels pour la conception technique et pour le dimensionnement des solutions de fondation et des structures de support. Les analyses de l'interaction entre le sol et la construction sont également importantes pour un dimensionnement optimal.

Les chargements répétés sont l'un des principaux facteurs de conception pour l'analyse de la fatigue de nombreuses structures civiles telles que les installations de transport, les installations industrielles et les fondations d'éoliennes. En vue que ces structures sont soumis à des millions de chargements cycliques au cours de leur vie, il est important de capturer toute modification des propriétés du sol qui pourrait avoir un impact sur le comportement de la structure en termes d'accumulation de déformation irréversible. Un déplacement considérable des structures peut être causé par l'accumulation de la déformation irréversible du sol due au chargement cyclique. Si le nombre de cycles est grand, même des amplitudes relativement petites peuvent mettre en péril la fonctionnalité à long terme des structures (en particulier si sa tolérance de déplacement est faible, par exemple pour un train de lévitation magnétique). Dans des conditions non drainées, au lieu de la densification habituelle, une pression interstitielle excessive est générée. Cela peut conduire à la liquéfaction du sol et éventuellement à une perte de stabilité globale. Par conséquent, le phénomène d'accumulation est d'une importance pratique.

Introduction générale.

Les modèles constitutifs élastoplastiques conventionnels ne peuvent prédire aucune accumulation si la boucle de déformation se trouve dans le régime élastique. Bien sûr, une accumulation involontaire peut apparaître en raison d'erreurs numériques ou d'une relation contrainte-déformation élastique médiocre et non conservatrice. Ces erreurs sont souvent assez importantes aussi dans les modèles élastoplastiques multisurfaces ou dans le modèle hypoplasique avec déformation intergranulaire (Niemunis 2003) si le nombre de cycles N dépasse plusieurs centaines.

Dans le contexte actuel, nous disons que les modèles constitutifs classiques sont des formulations implicites parce que l'accumulation de contraintes ou de déformations apparaît comme un sous-produit du calcul par petits incréments de déformation.

Cela résulte du fait que les boucles ne sont pas parfaitement fermées. Les stratégies implicites nécessitent beaucoup de temps de calcul et amplifient les erreurs systématiques. Par exemple, 100000 cycles avec 100 incréments par cycle augmentent les erreurs systématiques 10^7 fois! Cela nécessite un modèle constitutif de perfection inaccessible.

Le modèle proposé est basé sur une autre formulation explicite. Les modèles explicites sont similaires aux lois de fluage mais à la place du temps t le nombre N de cycles est utilisé. Nous considérons 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 J.Lemaitre. Les résultats des simulations numériques seront comparés aux travaux expérimentaux de Thanopoulos (1981).

A la fin on test la formulation proposée sur certains ouvrages géotechniques sous chargement cyclique.

Le présent document se divise en quatre chapitres.

Dans le premier chapitre, nous présentons les modèles constitutifs actuellement utilisés pour modéliser le comportement mécanique des sols. Dans une deuxième partie (modélisation), on décrit les nombreux travaux existant s'intéressent aux modélisations des ouvrages géotechniques à savoir fondations superficielles, pieu, mur de soutènement et creusement d'ouvrages souterrains.

Introduction générale.

Le deuxième chapitre vise à établir un état de connaissance sur les lois de comportement visqueux, nous présentons quelques exemples des lois constitutives, faisant intervenir l'effet de la vitesse de déformation, développées par différents chercheurs. Nous nous limitons aux modèles dits unifiés tenant compte des effets plastiques et visqueux couplés, ne faisant pas la distinction entre la déformation plastique et visqueuses.

Dans le troisième chapitre, une présentation du modèle pseudo-fluage et la comparaison des résultats numériques obtenus par la formulation proposée aux mesures expérimentales de Thanopoulos(1981), puis une étude paramétrique mettant en évidence l'influence du niveau moyen des cycles, la contrainte moyenne et l'amplitude des cycles sur l'évolution des déformations cycliques cumulées.

L'objectif du quatrième chapitre est de tester la formulation proposée sur des résultats expérimentaux obtenus lors d'essai sur une fondation superficielle sous chargement cyclique (essai centrifugeuse de Helmet al. (2000)) suivi d'une série d'applications sur ouvrages géotechniques.

Enfin, la thèse se termine par des conclusions et des perspectives.

CHAPITRE I

ELÉMENTS BIBLIOGRAPHIQUES

I.1 INTRODUCTION

I.2. MODELES DE SOL

I.3 MODELISATION DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES

I.4. OUVRAGES TYPES

I.5. CONCLUSION

CHAPITRE I

ELÉMENTS BIBLIOGRAPHIQUES

I.1 INTRODUCTION

Le sol est un matériau compliqué qui se comporte de manière non linéaire et montre souvent un comportement anisotrope et dépendant du temps lorsqu'il est soumis à des contraintes. Généralement, le sol se comporte différemment lors du chargement primaire, du déchargement et du rechargement. Il présente un comportement non linéaire bien au-dessous de la condition de rupture avec une rigidité dépendant de la contrainte. Le sol subit une déformation plastique comme il est inconsistant en dilatance. Le sol connaît également une faible raideur de la déformation à des contraintes très faibles et lors de l'inversion des contraintes. Ce comportement général n'était pas pris en compte dans le modèle simple, élastique et parfaitement plastique de Mohr-Coulomb, bien que le modèle offre des avantages qui en font une option favorable en tant que modèle de sol.

Brinkgreve (2005) a examiné plus en détail les cinq aspects fondamentaux du comportement du sol. Brièvement, le premier aspect discuté sur l'influence de l'eau sur le comportement du sol à partir des contraintes effectives et des pressions interstitielles. Le deuxième aspect est le facteur qui influe sur la rigidité du sol comme le niveau de contrainte, chemin de contrainte (chargement et déchargement), le niveau de déformation, la densité du sol, la perméabilité du sol, le coefficient de consolidation et la rigidité anisotropie du sol. Le troisième aspect a mis en évidence la déformation irréversible résultant du chargement. Le

quatrième aspect discuté sur la résistance du sol avec son facteur d'influence inclut la vitesse de chargement de l'échantillon testé, l'âge et la densité du sol, le comportement non drainé, le coefficient de consolidation et la résistance au cisaillement du sol (l'anisotropie de la rigidité). D'autres aspects du comportement du sol qui doivent être considérés comprennent également des facteurs tels que la compaction, la dilatance et la mémoire de la contrainte de préconsolidation.

En plus du comportement du sol, son rupture dans l'état de contrainte tridimensionnel est extrêmement compliquée. De nombreux critères ont été élaborés pour expliquer la condition de rupture d'un matériau dans un tel état de charge. Parmi ces modèles à trois-, quatre-et cinq-paramètres, le modèle de Mohr Coulomb est un modèle à deux paramètres avec un critère de rupture de cisaillement et peut également être un modèle à trois paramètres avec un critère de rupture de cisaillement avec une petite coupure de tension cut-off (Figure I.1).

Il existe une grande variété de modèles qui ont été recommandés ces dernières années pour représenter le comportement contrainte-déformation et la rupture des sols. Tous ces modèles inhibent certains avantages et certaines limitations qui dépendent largement de leur application. Alternativement, Chen (1985) a fourni trois critères de base pour l'évaluation du modèle. Le premier critère est l'évaluation théorique des modèles par rapport aux principes de base de la mécanique du milieu continu pour s'assurer de leur cohérence avec les exigences théoriques de continuité, de stabilité et d'unicité.

Deuxièmement, l'évaluation expérimentale des modèles en ce qui concerne leurs aptitudes à s'adapter des données expérimentales provenant d'un test de variété disponible et la facilité de détermination des paramètres de matériaux à partir de données d'essai standard.

Le critère final est l'évaluation numérique et computationnelle des modèles par rapport à l'installation dont ils peuvent être implémentés dans les calculs informatiques.

En général, le critère d'évaluation du modèle de sol doit toujours être un équilibre entre les exigences de la mécanique du milieu continu, les exigences de représentation réaliste du comportement du sol de l'aspect de laboratoire (aussi la commodité de la dérivation des paramètres) et la simplicité application informatique. La figure I.2 montre les composants de base pour les modèles de matériaux. C'est une représentation simple de quelques types basiques de modèles constitutifs de sol.

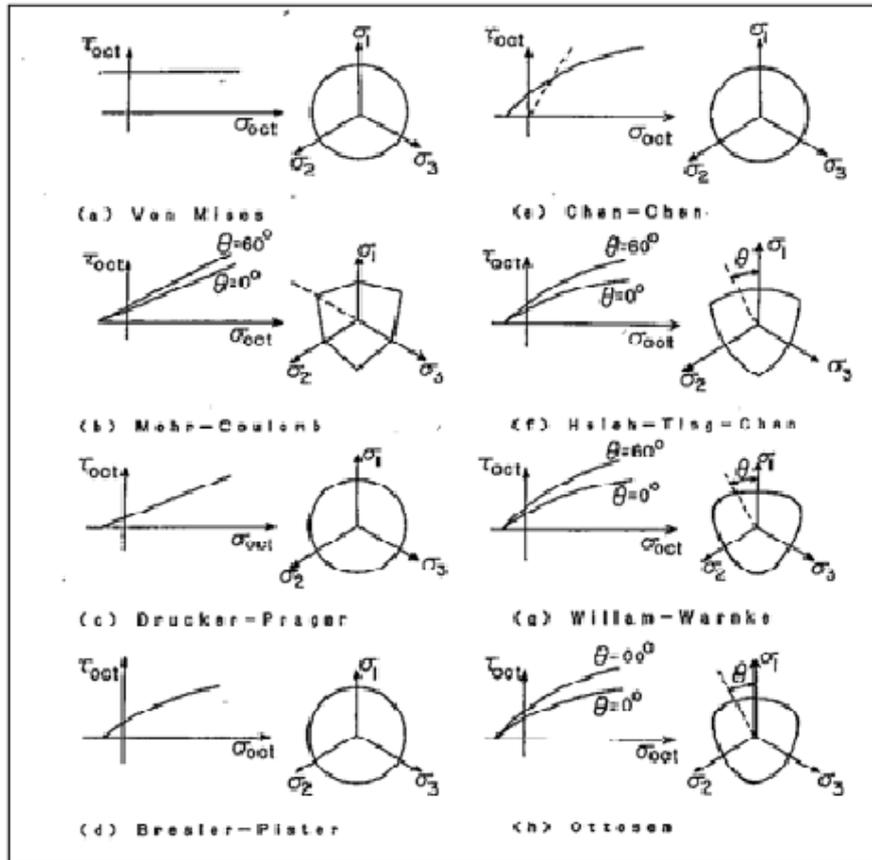


Figure I.1 Modèles de rupture (Chen, 1985).

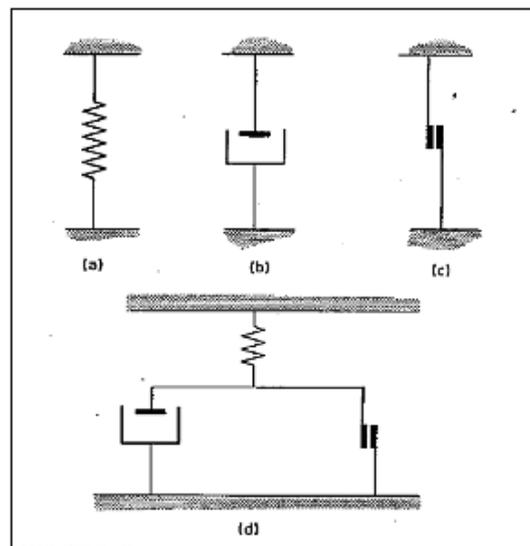


Figure I.2 Composants de base pour les modèles de matériaux. a) élasticité linéaire / non linéaire à ressort- réversible. (b) fluage à amortisseur linéaire / non linéaire. (c) résistance à patin-plastique. (d) assemblage élastique, viscoplastique. (Zienkiewicz, 1985).

Peu de modèles constitutifs basiques et pratiques du sol tels que la loi de Hooke, Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Duncan-Chang ou modèle Hyperbolique, Cam Clay (Modifié), Plaxis Soft Soil (Creep) et Plaxis HSM ont été discutés et résumés par Brinkgreve (2005) selon les avantages et les limites du modèle. L'application de chaque modèle a été mentionnée brièvement en plus de la sélection des paramètres du sol à partir de la corrélation et des essais en laboratoire pour l'application dans les modèles d'éléments finis.

Cette partie vise à fournir une comparaison plus brève entre les modèles de sol collaborés par divers chercheurs en plus de quelques autres modèles de sol qui n'ont pas été discutés par Brinkgreve(2005); par exemple. Modèle hyperélastique, modèle hypoélastique, modèle viscoélastique et modèle Viscoplastique

I.2. MODELES DE SOL

I.2.1 Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb illustré à la figure I.3 est un modèle élastique parfaitement-plastique qui est souvent utilisé pour modéliser le comportement du sol en général et sert de modèle de premier ordre. Dans un état de contrainte général, la contrainte-déformation du modèle se comporte linéairement dans la plage élastique, avec deux paramètres définissant la loi de Hooke (module de Young, E et coefficient de Poisson, ν). Il y a deux paramètres qui définissent les critères de rupture (angle de frottement, ϕ et cohésion, c) et aussi un paramètre pour décrire la règle d'écoulement (angle de dilatance, ψ qui provient de l'utilisation d'une règle d'écoulement non associée qui est utilisé pour modéliser un changement de volume irréversible réaliste dû au cisaillement).

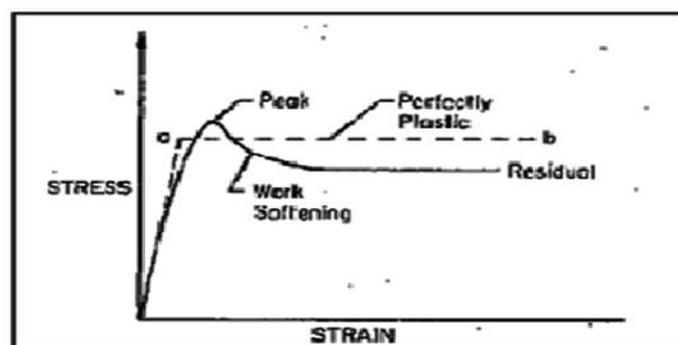


Figure I.3 Hypothèse élastique parfaitement plastique du modèle de Mohr-Coulomb (Sien Kok et al., 2009)

Dans le conventionnel de la théorie de plasticité, la règle d'écoulement est utilisée comme loi d'évolution pour les vitesses de déformation plastique. Si la fonction de potentiel plastique est la même que la fonction de charge, la règle d'écoulement est appelée la règle d'écoulement associée et si elle est différente, elle est appelée la règle d'écoulement non associée. En mécanique des sols, la règle d'écoulement associée a été utilisée pour modéliser le comportement dans la région où la dilatance négative est significative, par exemple le modèle de Cam Clay pour l'argile normalement consolidée.

Cependant, la règle d'écoulement non associée est fréquemment utilisée pour décrire le comportement des sables avec une dilatance négative et positive.

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle simple et applicable dans un espace à trois dimensions de contraintes (Fig. I.4) avec seulement deux paramètres de résistance pour décrire le comportement plastique. En ce qui concerne son comportement de résistance, ce modèle fonctionne mieux. Les chercheurs ont indiqué au moyen de vrais tests triaxiaux que les combinaisons de contraintes causant de rupture dans des échantillons de sol réels concordaient assez bien avec la forme hexagonale du contour de rupture (Goldscheider, 1984). Ce modèle est applicable pour analyser la stabilité des barrages, des pentes, des remblais et des fondations superficielles.

Bien que le comportement de rupture soit généralement bien capturé dans des conditions drainées, la trajectoire de contrainte effective qui est suivie dans les matériaux non drainés peut s'écarter de manière significative des observations. Il est préférable d'utiliser des paramètres de cisaillement non drainé dans une analyse non drainée, avec un angle de frottement égal à zéro (Sien Kok et al., 2009). Le comportement de rigidité (donc de déformation) avant d'atteindre le cisaillement local est mal modélisé. Pour une plasticité parfaite, le modèle n'inclut pas l'écrouissage ou l'effet d'adoucissement du sol.

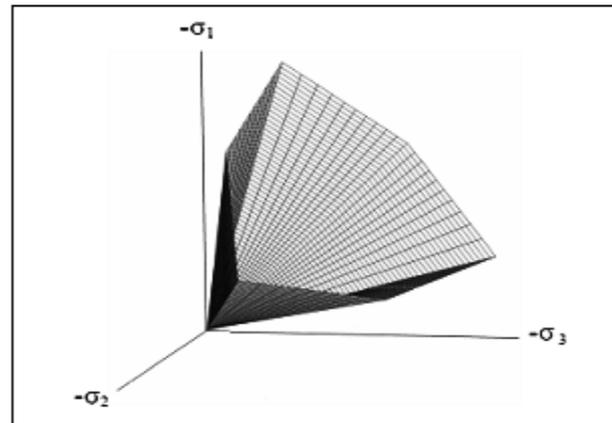


Figure I.4 La surface de charge de Mohr-Coulomb dans l'espace de contrainte principale, $c = 0$ (Brinkgreve et al., 1997)

La simplification du modèle de Mohr-Coulomb où la forme hexagonale du cône de rupture a été remplacée par un simple cône était connue sous le nom de modèle Drucker-Prager (Drucker & Prager, 1952). Généralement, elle partage les mêmes avantages et limites avec le modèle de Mohr-Coulomb mais le dernier modèle a été préféré sur ce modèle.

I.2.2 Cam-Clay (modifié)

Bien avant que la contrainte maximale ne soit atteinte, des déformations irréversibles sont apparues comme en témoigne le fait que le rechargement laisse une contrainte résiduelle. Les sols peuvent être considérés comme des matériaux écrouis puisque le début de la plastification n'est pas synonyme de contrainte maximale. Quelques chercheurs ont étudié la possibilité de modéliser le sol avec écrouissage, ce qui constitue l'un des principaux axes du groupe de mécanique des sols de l'Université de Cambridge depuis trente ans (Roscoe, 1970). Roscoe et al. (1963) ont utilisé la théorie de la plasticité par écrouissage pour formuler un modèle complet de contrainte-déformation pour l'argile normalement consolidée ou légèrement sur-consolidée dans un essai triaxial connu sous le nom de modèle Cam-clay (Schofield et Wroth, 1968). Burland (1965) a suggéré une version modifiée du modèle Cam-clay et ce modèle a ensuite été étendu à un état de contrainte tridimensionnelle général par Roscoe et Burland (1968).

Le Cam-Clay modifiée est un modèle élastoplastique avec écrouissage où le comportement non linéaire est modélisé au moyen de la plasticité avec écrouissage. Le modèle est basé sur la théorie de l'état critique et l'hypothèse de base qu'il existe une relation logarithmique entre la contrainte effective moyenne, p' et l'indice de vide, e . Les lignes de

compression et de recompression vierges sont linéaires dans l'espace $e-\ln p'$, ce qui est plus réaliste pour les argiles consolidées près de la normale. (figure I.5). Seul le comportement élastique linéaire est modélisé avant la rupture et peut donner des valeurs déraisonnables de v dues aux lignes de compression log-linéaires.

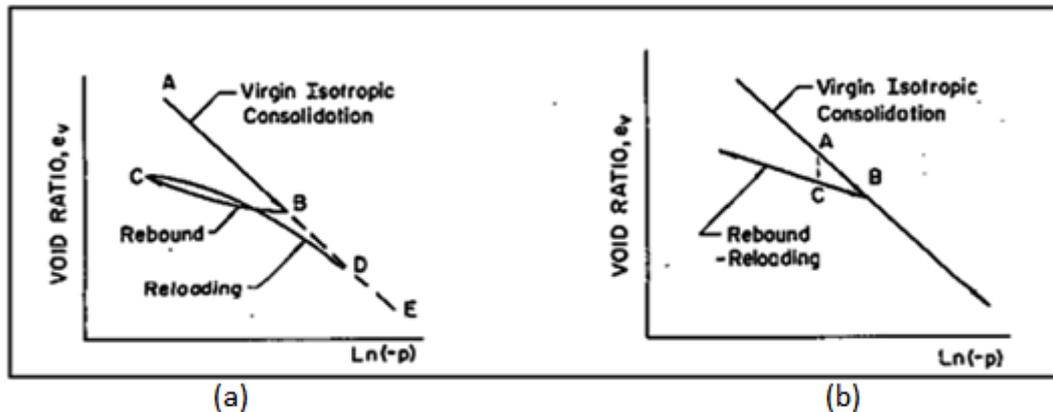


Figure I.5: (a) Réponse du sol réel au contrainte hydrostatique;
(b) Réponse du sol idéalisé au contrainte hydrostatique (Sien Kok et al., 2009).

Ce modèle est plus approprié pour décrire la déformation que la rupture en particulier pour les sols mous normalement consolidés. Le modèle fonctionne également mieux dans des applications impliquant des conditions de chargement telles que le remblai ou la fondation.

Il implique quatre paramètres, à savoir l'indice de compression logarithmique isotrope, λ , l'indice de gonflement, κ , le coefficient de Poisson pour le déchargement et le rechargement, ν_{ur} , la constante de frottement, M , la contrainte de pré-consolidation, p_c et l'indice de vide initial, e . La résistance au cisaillement peut ne peut être modélisé qu'en utilisant la constante de frottement effective. Dans le cas de la charge déviatorique primaire non drainée des sols mous, le modèle prédit une résistance au cisaillement non drainée plus réaliste par rapport au modèle de Mohr-Coulomb.

En plus d'obtenir un meilleur accord entre le comportement du sol prédit et observé, un grand nombre de modifications ont été proposées aux modèles Cam-Clay standard au cours des deux dernières décennies. Malgré quelques succès dans la modification du Cam-clay standard dans les années 1980, Yu (1995, 1998) a identifié les limites de ce modèle. Les surfaces de charge adoptées dans de nombreux modèles d'états critiques surestiment significativement les contraintes de rupture du «côté sec». Ces modèles supposaient une

l'écoulement associée a donc été incapable de prédire une caractéristique importante du comportement observée couramment dans les essais non drainés sur le sable meuble et les argiles normalement consolidées, et c'est un pic dans la contrainte déviatorique avant l'approche de l'état critique.

L'état critique avait beaucoup moins de succès pour la modélisation des matériaux granulaires en raison de son incapacité à prédire l'adoucissement et la dilatance observés des sables denses et de la réponse non drainée des sables très lâches. Les limites ci-dessus ont été confirmées par Gens et Potts (1988) où il est également noté que les matériaux modélisés par les modèles d'états critiques semblaient être principalement limités aux argiles saturés et silts, et les argiles surconsolidées rigides ne semblaient pas généralement modélisées avec les formulations d'état critique.

I.2.3 Modèle Duncan-Chang (Hyperbolique)

Comme on le sait, le sol se comporte fortement non linéaire. En dehors des modèles élastiques-plastiques étudiés, le modèle de Duncan-Chang est un modèle incrémental non linéaire dépendant de la contrainte, également connu sous le nom de modèle hyperbolique (Duncan et Chang, 1970).

Ce modèle est basé sur la courbe contrainte-déformation dans un essai de compression triaxiale drainée de l'argile et du sable qui peut être approché par une hyperbole avec un haut degré de précision (Kondner, 1936) comme le montre la figure I.6. Il est également basé sur l'idée d'Ohde (1939) que la rigidité du sol peut être formulée en tant que paramètre dépendant de la contrainte en utilisant une formulation de loi de puissance. Son critère de rupture est basé sur les deux paramètres de résistance de Mohr Coulomb. Plus important encore, ce modèle décrit les trois caractéristiques du sol, à savoir non-linéarité, comportement dépendant de la contrainte et comportement inélastique du sol cohésif et non cohésif.

A un niveau de contrainte de confinement donné, on distingue une rigidité de chargement primaire (dépendant de la contrainte), E_t et une rigidité (constante) de déchargement et de rechargement, E_{ur} . Le chargement est défini par la condition $d(\sigma_1/\sigma_3) > 0$. Dans cette condition, la déformation plastique se produit tant que le point de contrainte est sur la surface de charge. Pour que l'écoulement plastique continue, l'état de contrainte doit rester sur la surface de charge. Si non, l'état de contrainte doit tomber en

dessous de la valeur de charge; dans ce cas, aucune autre déformation plastique ne se produit et toutes les déformations incrémentielles sont élastiques. Ceci par la condition $d(\sigma_1/\sigma_3) < 0$ est appelé «déchargement». Le paramètre E_{50} sera décrit dans le modèle HSM (Hardening Soil Model).

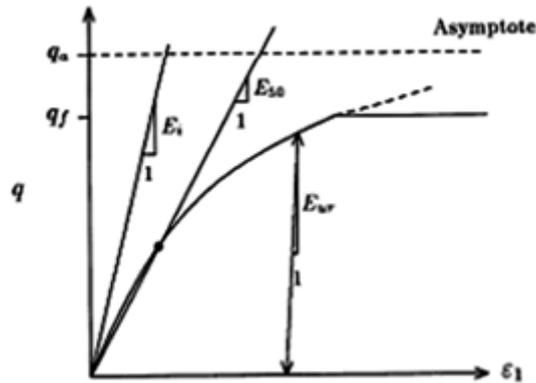


Figure I.6 Relation contrainte-déformation hyperbolique en charge primaire pour un essai triaxial drainé standard (Sien Kok et al., 2009).

Le modèle de Duncan-Chang est largement utilisé car ses paramètres de sol peuvent être facilement obtenus directement à partir du test triaxial standard. C'est une amélioration simple mais évidente du modèle de Mohr-Coulomb.

À cet égard, ce modèle est préféré au modèle de Mohr-Coulomb. La rupture lui-même est décrit au moyen du critère de rupture de Mohr-Coulomb, mais ceci n'est pas correctement formulé dans le cadre de plasticité. En conséquence, la dilatance ne peut pas être décrite (Sien Kok et al., 2009). Ce modèle capture le comportement du sol d'une manière très traitable sur la base de seulement deux paramètres de rigidité comme il est très apprécié pour la modélisation pratique. Les principales incohérences de ce type de modèle sont que, contrairement au modèle de type élasto-plastique, un modèle purement hypo-élastique ne peut pas systématiquement distinguer entre le chargement et le déchargement. En outre, le modèle ne convient pas pour les calculs d'effondrement dans une gamme entièrement plastique. Une stabilité numérique potentielle peut se produire lorsque l'on se rapproche d'une rupture par cisaillement. Par conséquent, une solution ad hoc doit être appliquée lorsque le modèle est implémenté dans un espace de contraintes tridimensionnel. Néanmoins, le modèle de Duncan-Chang a été cité par Brinkgreve (2005) comme le modèle de premier ordre amélioré pour l'application d'ingénierie géotechnique en général.

I.2.4 Modèle de sol avec écouissage HSM (Hardening Soil Model)

Le modèle Hardening Soil (Brinkgreve & Vermeer, 1997, Schanz, 1998) est un véritable modèle de second ordre pour les sols en général (sols mous et sols plus durs), pour tout type d'application (Brinkgreve, 2005). Le modèle implique un durcissement par friction pour modéliser la contrainte de cisaillement plastique dans le chargement déviatorique, et le durcissement du cap pour modéliser la déformation volumique plastique dans la compression primaire. La distinction peut être faite entre deux types principaux de durcissement, à savoir le durcissement par cisaillement et le durcissement par compression. Le durcissement par cisaillement est utilisé pour modéliser les déformations irréversibles dues au chargement déviatorique primaire. Le durcissement par compression est utilisé pour modéliser des déformations plastiques irréversibles en raison de la compression primaire du chargement de l'oedomètre et du chargement isotrope. Les deux types de durcissement sont contenus dans le présent modèle. La surface de charge du modèle dans un espace tridimensionnel est représentée sur la figure I.7 ci-dessous. La rupture est définie au moyen du critère de rupture de Mohr-Coulomb. En raison des deux types de durcissement, le modèle est également précis pour les problèmes impliquant une réduction de la contrainte effective moyenne et en même temps la mobilisation de la résistance au cisaillement. De telles situations se produisent lors de fouilles (problèmes de murs de soutènement) et de projets de construction de tunnels.

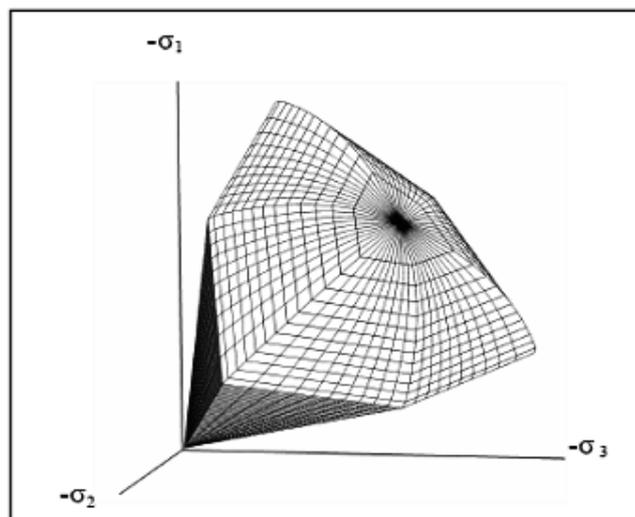


Figure I.7 Surface de charge totale du modèle HSM dans l'espace de contraintes principales pour un sol sans cohésion (Brinkgreve et al., 1997).

En ce qui concerne son comportement de rigidité, le modèle implique une formulation de loi de puissance pour la rigidité dépendant du niveau de la contrainte, similaire à celle utilisée dans le modèle de Duncan-Chang. En fait, le modèle montre une correspondance avec le modèle de Duncan-Chang concernant sa réponse contrainte-déformation hyperbolique lors de la simulation d'un test triaxial drainé standard (Fig. I.6). Puisque le modèle de durcissement du sol est basé sur l'écroutissement plutôt que sur l'élasticité non linéaire, il surmonte les limites et les incohérences du modèle de Duncan-Chang en ce qui concerne la dilatance et la charge neutre. En plus de cela, ce modèle inclut également la dilatance du sol et la surface de cap.

Quelques caractéristiques de base du modèle sont: rigidité dépendante de la contrainte selon une loi de puissance (m), déformation plastique due au chargement déviatorique primaire (E_{50}^{ref}), déformation plastique due à la compression primaire (E_{oed}^{ref}), paramètres d'entrée de déchargement / rechargement élastique (E_{ur}^{ref} , ν_{ur}) et le critère de rupture selon le modèle de Mohr-Coulomb (c , ϕ et ψ).

Dans le chargement non drainé, le modèle montre bien une réduction de la contrainte effective moyenne, comme observé pour les sols mous, alors qu'il peut également montrer l'augmentation de la contrainte effective moyenne pour les types de sols plus durs (sols dilatants). Ce modèle peut être utilisé pour prédire avec précision le déplacement et la rupture pour les types généraux de sols dans diverses applications géotechniques.

Le modèle n'inclut pas le comportement dépendant du temps (fluage). Ses capacités pour les applications dynamiques sont limitées.

I.2.5 Modèle Hyperélastique

Modèle hyperélastique ou modèle vert pour un corps élastique où l'état actuel de la contrainte dépend uniquement de l'état actuel de la déformation; c'est-à-dire que la contrainte est une fonction de la déformation courante et non une fonction de l'historique de la déformation. Les matériaux qui satisfont à cette exigence fondamentale d'un corps élastique sont appelés matériaux élastiques de Cauchy. Un matériau élastique de Cauchy est caractérisé comme un matériau qui ne dépend pas de l'histoire du processus de déformation. La contrainte calculée pour un matériau élastique de Cauchy est indépendante de l'histoire de

déformation, cependant le travail fait par le corps et les forces de traction, peut dépendre de l'histoire de la déformation ou de la trajectoire de la charge. En d'autres termes, un matériau élastique de Cauchy présente une dissipation d'énergie violant les propriétés de dissipation d'énergie des matériaux élastiques.

Pour les corps élastiques, il existe un état non chargé appelé état naturel et lorsque des forces externes sont appliquées, le corps se déforme et atteint un état d'énergie différent. Lorsque les forces externes sont retirées, le corps retrouve son état naturel et il n'y a pas de dissipation d'énergie pendant le processus de déformation. Les matériaux pour lesquels le travail effectué est indépendant de la trajectoire de la charge sont dits hyperélastiques (ou dans la littérature souvent appelés matériaux Vert-élastique). Par conséquent, les matériaux hyperélastiques sont des matériaux élastiques, qui sont caractérisés par existence d'une fonction d'énergie de déformation qui est le potentiel pour la contrainte ou la fonction d'énergie complémentaire qui est le potentiel ou la déformation.

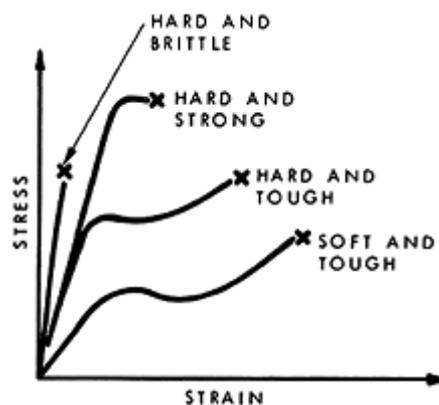


Figure 1.8 Courbes de contrainte-déformation en traction pour quatre types de matériaux polymères (Sien Koket al., 2009).

Afin de déduire les fonctions d'énergie de déformation, on suppose, sauf indication contraire, que le matériau est isotrope et à volume constant (déformation isotrope). En outre, les matériaux hyperélastiques doivent être presque ou purs incompressibles. Les fonctions les plus courantes de l'énergie de déformation sont le modèle Mooney-Rivlin, le modèle Neo-Hookean, le modèle Ogden (Ogden, 1972), le modèle Yeoh (Yeoh, 1993), Arruda-Boyce (Arruda et Boyce, 1993), Gent (Gent, 1996) et le modèle de Blatz-Ko (Blatz et Ko, 1962). En termes de mécanique du solide, l'application principale de la théorie est de modéliser le comportement caoutchouteux d'un matériau polymère et des mousses polymères qui peuvent

être soumises à un grand changement de forme réversible (Fig. I.8). Généralement, il convient aux matériaux qui répondent élastiquement lorsqu'il est soumis à de très grandes contraintes.

Ce type de formulation peut être assez précis pour le béton et la roche en chargement proportionnel. Il satisfait aux exigences théoriques rigoureuses de continuité, de stabilité, d'unicité et de considération énergétique de la mécanique du milieu continu. Cependant, ce type de modèle ne permet pas d'identifier le comportement inélastique de la déformation du béton et de la roche, un défaut qui devient apparent lorsque les matériaux subissent un déchargement. L'objection principale au modèle hyperélastique est qu'il contient souvent trop de paramètres matériels. Par exemple, un modèle isotrope de troisième ordre nécessite neuf constantes; tandis que 14 constantes sont nécessaires pour un modèle hyperélastique isotrope de cinquième ordre. Un grand nombre de tests est généralement requis pour déterminer ces constantes, ce qui limite l'utilité pratique des modèles (Chen, 1985).

I.2.6 Modèle Hypoélastique

L'hypoélasticité est utilisée pour modéliser des matériaux qui présentent un comportement contrainte – déformation non linéaire, mais réversible, même à de faibles déformations. Son application la plus commune est dans la soi-disant «théorie de la déformation de la plasticité», qui est une approximation grossière du comportement chargé au-delà de la limite élastique. Semblable à l'hyperélasticité, la déformation dans le matériau dépend uniquement de la contrainte qui lui est appliquée, elle ne dépend pas de la vitesse de chargement ou de l'historique de chargement. La contrainte est une fonction non linéaire de la déformation, même lorsque les déformations sont faibles, comme le montre la figure I.9 ci-dessous.

Truesdell (1955a, 1955b) a proposé une théorie de la vitesse basée sur les formulations de Cauchy pour de tels matériaux. D'après la théorie de Truesdell, des lois de contrainte-déformation incrémentales peuvent être développées. On peut montrer que les modèles élastiques non linéaires peuvent être considérés comme des formes spéciales du modèle hyperélastique hybride. Certaines des formulations de l'idéalisation élastique linéaire par morceaux ont été proposées comme modèles hyperélastiques hybrides. La plupart des modèles de plasticité sont des formes incrémentales similaires à celles des modèles

hypoélastiques. Ces modèles doivent être modifiés de façon appropriée pour représenter le comportement du matériau dû au déchargement. Les formulations de Cauchy sont plus générales et complexes que modèles verts.

Newmark (1960) a été le premier à attirer l'attention des chercheurs en mécanique des sols sur l'utilisation de modèles d'ordre supérieur pour représenter le comportement du sol. Coon et Evans (1971) ont proposé un modèle hypoélastique pour le comportement de déformation des sols sans cohésion. Plus tard, Corotis et al. (1974) ont développé un autre modèle hypoélastique capable de décrire le comportement contrainte-déformation non linéaire des sols chargés le long de diverses trajectoires axisymétriques.

Chen (1985) a discuté que le comportement indépendant du chemin impliqué dans le type sécant antérieur de la formulation contrainte-déformation peut être amélioré par la formulation hypoélastique dans laquelle les tenseurs de contrainte et de déformation incrémentaux sont reliés linéairement par des modules de réponse tangentielle variables qui sont des fonctions de l'état de contrainte ou de déformation. Dans le cas le plus simple des modèles hypoélastiques, les relations de contrainte-déformation incrémentales sont formulées directement comme de simples extensions du modèle élastique linéaire isotrope avec les constantes élastiques remplacées par des modules tangentiels variables considérés comme des fonctions des invariants de contrainte et / ou de déformation.

Les modèles de ce type sont attrayants d'un point de vue à la fois calculatoire et pratique. Ils sont bien adaptés à la mise en œuvre de codes informatiques par éléments finis. Les paramètres de matériaux impliqués dans les modèles peuvent être facilement déterminés à partir d'essais de laboratoire standard en utilisant des procédures bien définies, et beaucoup de ces paramètres ont une large base de données. Cependant, l'application de ce type de modèles hypoélastiques devrait être limitée aux situations de chargement qui ne diffèrent pas fondamentalement des essais expérimentaux à partir desquels les constantes du matériau ont été déterminées ou ajustées.

Ainsi, les modèles isotropes ne devraient pas être utilisés dans des cas tels que des trajets des chargements cycliques.

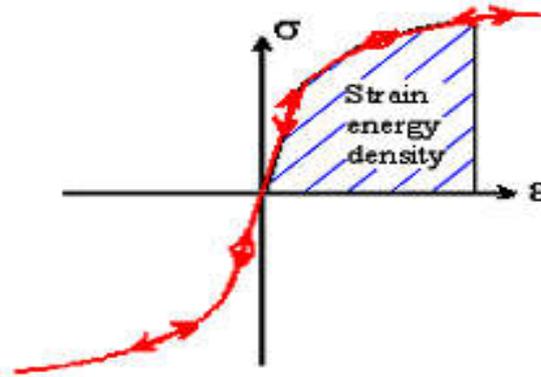


Figure I.9 Comportement contrainte-déformation non linéaire et réversible du modèle hypoélastique (Sien Kok et al., 2009)

Chen (1985) a également ajouté les deux commentaires suivants sur les problèmes associés à la modélisation hypoélastique. Le premier problème est que, dans la gamme non linéaire, les modèles hypoélastiques présentent une anisotropie induite par la contrainte. Cette anisotropie implique que les axes principaux de contrainte et de déformation sont différents, en introduisant un effet de couplage entre les contraintes normales et les contraintes de cisaillement. En conséquence, un total de 21 modules de matériaux pour les conditions triaxiales générales doit être défini pour chaque point de la trajectoire de chargement du matériau. C'est une tâche difficile pour une application pratique.

Le deuxième problème est que dans la condition de contrainte uniaxiale, la définition du chargement et du déchargement n'est pas claire. Cependant, dans des conditions de contrainte multiaxiale, la formulation hypoélastique ne fournit aucun critère clair pour le chargement ou le déchargement. Ainsi, un chargement en cisaillement peut s'accompagner d'un déchargement dans certains des composants de contrainte normaux. Par conséquent, des hypothèses sont nécessaires pour définir le critère de chargement-déchargement. De plus, la matrice de rigidité tangente du matériau pour un modèle hypoélastique est généralement non symétrique, ce qui entraîne une augmentation considérable du temps de stockage et de calcul. À la suite de cela, l'unicité de la solution des problèmes de valeur limite ne peut généralement pas être assurée.

I.2.7 Modèle hypoplastique (HYPO)

Le modèle hypoplastique (HYPO) développé par Kolymbas(1985), décrit le comportement contrainte-déformation des matériaux granulaires en terme de taux. Il est développé à partir du taux de contrainte, exprimé en fonction du tenseur de contrainte et de la vitesse de déformation. Plus tard, d'autres chercheurs ont ajouté l'indice des vides comme variable d'état supplémentaire (Gudehus(1996), Bauer (1996), Herle Ivo (2008), Berenguer (2014),...). La simplicité de ce modèle constitue un grand avantage ainsi que son aptitude d'exprimer la déformation inélastique sans utiliser de notions supplémentaires telles que la surface de charge ou le potentiel plastique (Kolymbas (1999), Lanier (2004), Anaraki (2008), Masin (2010), Masin (2015), Engin (2014)). Plus tard, le concept de la déformation intergranulaire est introduit par Niemunis et Herle(1997) permettant de rendre compte de petite déformation.

Cette étude se limite à la loi constitutive de Von Wolffersdorff(1996) avec prise en compte de la déformation intergranulaire (IGS).

I.2.7.1 Équation constitutive

La forme générale du modèle hypoplastique est exprimée par l'équation I.1:

$$\dot{T} = F(T, e, D) \quad (I.1)$$

\dot{T} : Étant le taux de contrainte.

T : Étant la contrainte de Cauchy.

e : Étant l'indice de vide.

D : Étant le tenseur de déformation.

L'équation constitutive modifiée par Von Wolffersdorff est exprimée par l'équation I.2:

$$\dot{T} = f_b f_e \frac{1}{tr(\hat{T}^2)} \{F^2 D + a^2 tr(\hat{T} D) \hat{T} + f_a a F(\hat{T} + \hat{T}^*) \|D\|\} \quad (I.2)$$

Où:

$$a = \frac{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi_c)}{2\sqrt{2} \sin \varphi_c} \quad (I.3)$$

Le facteur F est une fonction de \hat{T}^*

$$F = \sqrt{\frac{1}{8} \tan^2 \Psi + \frac{2 - \tan^2 \Psi}{2 + 2 \tan \Psi \cos 3\theta}} - \frac{1}{2\sqrt{2} \tan \Psi} \quad (I.4)$$

$$\tan \Psi = \sqrt{3} \|\hat{T}^*\|; \cos 3\theta = -\sqrt{6} \frac{\text{tr}(\hat{T}^{*3})}{[\text{tr}(\hat{T}^{*2})]^{\frac{3}{2}}} \quad (I.5)$$

Avec : $\hat{T}^* = \hat{T} - \frac{1}{3}I$ est la partie déviatorique du rapport du tenseur de contrainte \hat{T} .

I est le tenseur unité, $\hat{T} = \frac{T}{\text{tr}T}$ et $p_s = -\text{tr} \frac{T}{3}$

$$f_b = \left(\frac{e_i}{e_c}\right)^\beta \frac{h_s}{n} \frac{1+e_i}{e_i} \left(\frac{-\text{tr}T}{h_s}\right)^{1-n} \left[3 + a^2 - a\sqrt{3} \left(\frac{e_{i0}-e_{d0}}{e_{c0}-e_{d0}}\right)^\alpha\right]^{-1} \quad (I.6)$$

$$f_d = \left(\frac{e-e_d}{e_c-e_d}\right)^\alpha \quad (I.7)$$

$$f_e = \left(\frac{e_c}{e}\right)^\beta \quad (I.8)$$

Le modèle hypoplastique de Von Wolffersdorff comprend huit paramètres.

Les paramètres du modèle HYPO sont :

φ_c : Angle de frottement critique.

e_{d0} ; e_{i0} ; e_{c0} : Indice de vide minimum, maximum et critique pour une pression nulle.

h_s : Dureté granulaire.

n : Exposant lié à la sensibilité du squelette granulaire aux changements de pression.

α : Exposant décrit la transition entre le pic et la contrainte critique.

β : Exposant représente la variation de la rigidité à la densité courante.

1.2.7.2 Déformation Intergranulaire (IGS)

Le modèle d'origine hypoplastique (Gudehus(1996), Bauer(1996), Von Wolffersdorff(1996)) a un défaut dans la zone des petits cycles de contrainte comme une accumulation excessive de déformation se produit et donc les déplacements sont surestimés (Niemunis & Herle(1997)). Selon les mesures expérimentales (Atkinson (1990), Puzrin (1998)), la rigidité du sol à un état donné défini par la contrainte et l'indice des vides dépend fortement de l'histoire de la déformation et de la direction de la vitesse de déformation.

Afin d'améliorer la performance du modèle hypoplastique dans la gamme de petits cycles de charge, Niemunis et Herle(1997) ont introduit une nouvelle variable d'état appelée déformation intergranulaire, h .

Cette variable d'état tensorielle est censée tenir compte de la déformation de la couche d'interface intergranulaire et le réarrangement des particules lors de l'application de petites déformations.

Il exige 05 paramètres qui contrôlent le comportement du sol sous faibles déformations:

Rmax : Définit le seuil de la rigidité constante ;

βr et **χ** : Contrôlent le taux de la dégradation du module de cisaillement initial G_0 ;

mR : Contrôle la valeur constante de G_0 ;

mT : Contrôle la valeur de G au-delà des contraintes neutres.

I.2.8 THÉORIE DE VISCOPLASTICITÉ

L'effet du temps sur le processus de chargement est une caractéristique importante des sols, en particulier dans les sols argileux. En général, il existe deux types de comportement dépendant du temps. L'un est dû à l'interaction de l'eau libre des pores et du squelette du sol et s'appelle la consolidation des sols à faible perméabilité.

L'autre est apporté par les caractéristiques visqueuses inhérentes du squelette du sol. Dans cette théorie, Oka (1999) discute de la modélisation constitutive du comportement dépendant du temps en raison de la nature visqueuse des matériaux, appelée fluage, relaxation, sensibilité au taux et compression secondaire, ainsi que des approches communes de la théorie de la viscoplasticité. Les propriétés visqueuses résultent de la structure microscopique des sols comme l'argile. Les sols argileux sont composés de petites particules d'argile avec un système d'ions-eau actif élevé entre eux, principalement piégés dans les micro-pores.

Un modèle très intéressant et élégant de la nature microscopique du comportement visqueux a été développé par Christensen & Wu (1965), Murayama & Shibata (1964), Ter-Stepanian (1975) et Mitchell (1976) en utilisant la théorie des processus de vitesse, et cette approche a été bien passée en revue par Sekiguchi (1985). Il est bien connu qu'il existe trois approches de la modélisation macroscopique du comportement dépendant du temps en utilisant l'approche empirique, l'approche viscoélastique et l'approche viscoplastique.

I.2.8.1 Approches empiriques et viscoélastiques

La viscoélasticité consiste en un composant élastique et un composant visqueux où la viscosité est une vitesse de déformation dépendante du temps. Généralement, il a les caractéristiques suivantes comme l'hystérésis, contrainte de relaxation et fluage. Les matériaux purement élastiques ne dissipent pas l'énergie (chaleur) lorsqu'une charge est appliquée, puis éliminée. Mais une substance viscoélastique perd de l'énergie lorsqu'une charge est appliquée, puis retirée. L'hystérésis est observée dans la courbe contrainte-déformation, la surface de la boucle étant égale à l'énergie perdue pendant le cycle de chargement. Les deux autres caractéristiques principales associées aux matériaux viscoélastiques sont la relaxation des contraintes et le fluage. La relaxation des contraintes se réfère au comportement de la contrainte atteignant un pic puis diminuant ou se relaxant avec le temps sous un niveau de déformation fixe.

Le fluage est en quelque sorte l'inverse de la relaxation des contraintes et fait référence à la caractéristique générale de matériaux viscoélastiques à subir une déformation accrue sous contrainte constante, jusqu'à atteindre un niveau de contrainte asymptotique. Tous les matériaux présentant une hystérésis, un fluage ou une relaxation des contraintes peuvent être considérés comme des matériaux viscoélastiques. En comparaison, les matériaux élastiques ne présentent pas de dissipation d'énergie ou d'hystérésis car leur courbe de chargement et de déchargement est la même. En effet, le fait que toute l'énergie due à la déformation est stockée est une caractéristique des matériaux élastiques. De plus, sous contrainte fixe, les matériaux élastiques atteindront une déformation fixe et resteront à ce niveau. Sous une déformation fixe, les matériaux élastiques atteindront une contrainte fixe et resteront à ce niveau sans relaxation, comme indiqué sur la figure I.10a ci-dessous.

D'abord, le comportement visqueux ou dépendant du temps a été modélisé par une relation empirique basée sur des résultats expérimentaux observés dans un test de fluage et un test de relaxation. La relation explicite entre la déformation et le logarithme du temps pendant lequel le fluage se produit est couramment utilisée. Garlanger (1972) a proposé un modèle de compression en incluant une compression secondaire. Cette relation dépend explicitement du temps. Par conséquent, ce n'est pas une relation constitutive objective mais une solution de la relation constitutive adéquate. La relation constitutive qui contient explicitement le temps ne devrait être utilisée que pour décrire les phénomènes intrinsèquement dépendants du temps tels que l'atténuation de la radioactivité. La relation constitutive devrait généralement être décrite par des équations différentielles.

L'introduction explicite du temps viole le principe de l'objectivité dans la mécanique du milieu continu (Eringen, 1962). Par conséquent, ce type de relation empirique est strictement limité à la frontière spécifique et aux conditions de chargement (Singh et Mitchell, 1968). De plus, ce type de relation est souvent unidimensionnel et ne s'applique pas aux conditions générales de chargement.

La méthode la plus populaire de modélisation du comportement dépendant du temps des matériaux est basée sur l'approche viscoélastique. Cette approche a été largement appliquée à de nombreux matériaux tels que métaux, polymères, sols, bétons, roches, ...etc. Dans le modèle viscoélastique linéaire, le modèle Maxwell, le modèle Voigt et le modèle à trois paramètres avec un élément Voigt et un ressort élastique, appelé le modèle de Voigt à ressort linéaire, sont représentatifs.

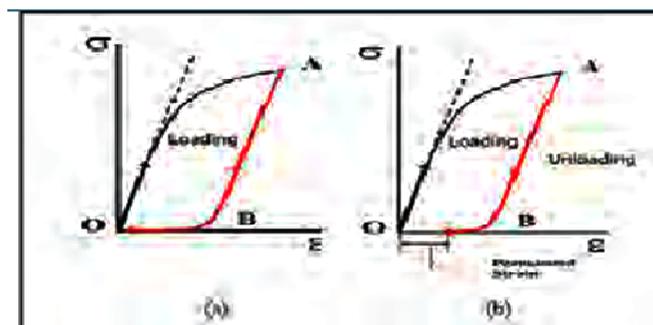


Figure 10 Diagramme contrainte-déformation pour (a) un modèle viscoélastique et (b) un modèle viscoplastique (Sien Kok et al., 2009).

I.2.8.2 Approche viscoplastique

La théorie de la viscoplasticité est une extension relativement simple du modèle viscoélastique où une déformation permanente est observée (Figure I.10b) dans ce modèle. Différents modèles élasto-viscoplastiques ont été proposés pour décrire le comportement rhéologique de l'argile. Murayama & Shibata (1964) ont proposé un modèle de rhéologie basé sur la théorie des processus de taux, la principale étude dans ce domaine. Adachi & Okano (1974) ont proposé un modèle constitutif élasto-viscoplastique qui étend l'énergie de l'état critique (Roscoe et al, 1963).

Pour ce modèle, la théorie élasto-viscoplastique de Perzyna (1963) a été introduite pour décrire le comportement sensible de l'argile normalement consolidée. Cette théorie a été reconsidérée et généralisée par Oka (1981) et Adachi & Oka (1982), où il est supposé que l'argile normalement consolidée n'atteint jamais l'état d'équilibre statique même à la fin de la consolidation primaire, et la déformation viscoplastique est considérée comme un paramètre d'écroutissage. La théorie de Perzyna est appelée le modèle de surcharge. L'hypothèse clé de ce modèle est que les effets visqueux ne deviennent prononcés qu'après la déformation du matériau, et que les effets visqueux ne sont pas essentiels dans le domaine élastique.

Sekiguchi (1977) a proposé un modèle élasto-viscoplastique pour l'argile normalement consolidée basée sur une surface d'écoulement non stationnaire. Un potentiel viscoplastique a été introduit afin que ce modèle puisse décrire universellement le comportement sensible de l'argile, comme la rupture par fluage. Le modèle de Sekiguchi est classé comme un modèle de surface d'écoulement non stationnaire en raison de la réponse fonctionnelle comprend les variables d'état et le temps.

De plus, pour ce type de modèle, il n'est pas communément appliqué aux modèles d'états critiques et certains chercheurs pensent qu'il donne des résultats extrêmement médiocres pour d'autres modèles de sols parfaitement plastiques que très simples.

I.3 MODELISATION DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES

La conception et le dimensionnement d'un ouvrage en géotechnique s'appuie sur une succession de modélisations qui comprend la modélisation géométrique de l'ouvrage, la modélisation mécanique des efforts et du comportement, la modélisation mathématique, la modélisation numérique, en liaison avec la modélisation des actions et la "modélisation" de la sécurité. Le recours de plus en plus fréquent à des logiciels de calcul dans ce domaine conduit le géotechnicien désireux d'en acquérir une maîtrise suffisante à une prise de conscience accrue du rôle joué par ces modélisations et des divers choix qu'elles impliquent à tous les niveaux, afin d'en évaluer la pertinence pour le problème étudié, du point de vue des résultats recherchés, compte tenu des données réellement disponibles.

I.4. OUVRAGES TYPES

I.4.1. Fondations superficielles

On désigne par fondation la partie enterrée d'un ouvrage, conçu pour transmettre au sol les charges provenant de la superstructure. Probablement les fondations superficielles sont les ouvrages géotechniques les plus simples à dimensionner, elles permettent la transmission des efforts (charges concentrées de la structure en pression appliquée au sol) induits par un ouvrage au sol, qu'il soit sol meuble ou roche. Les types communs des fondations superficielles selon la géométrie sont carrée, circulaire, linéaire ou encore un radier. Une fondation est généralement considérée superficielle si sa profondeur est inférieure à sa largeur (Ex. Peck et al, 1974 ; Day, 2006).

Lors du dimensionnement des fondations superficielles, deux aspects sont à vérifier (Hejazi, 2010): la pression appliquée au sol ne doit pas excéder sa capacité portante et le tassement induit par l'application du chargement ne doit pas être excessif. Les méthodes conventionnelles de dimensionnement considèrent soit la capacité portante soit les déformations. Sur ces approches, on ne peut pas établir la courbe complète de chargement-déplacement de la fondation. Il n'est possible que de prédire la charge limite et la pente initiale de la courbe de chargement (Das, 2009).

La capacité portante d'un sol est la contrainte que peut reprendre le sol avant rupture par cisaillement, son calcul se base sur l'analyse limite combinée avec des corrélations empiriques.

Néanmoins, le tassement de la fondation est couramment estimé à l'aide de la théorie de l'élasticité linéaire. Dans la littérature, plusieurs approches sont disponibles et la différence entre ces méthodes réside essentiellement dans les raideurs prises en compte (Helwany, 2007) : Certains auteurs supposent que le sol est élastique linéaire. D'autres obtiennent la raideur à partir d'essais oedométriques. Ces approches permettent une prédiction raisonnable du tassement moyen de la fondation mais elles ne permettent pas d'évaluer précisément les tassements différentiels, les tassements sous charges combinées ou encore d'estimer les mouvements du sol près de la fondation. Ceci n'est pas surprenant car la raideur de la fondation est généralement ignorée et on suppose que la pression appliquée au sol est uniforme.

Les solutions analytiques ne sont applicables que pour le cas d'une fondation dans un seul type de sol de résistance constante ou variable avec la profondeur. A cet effet, on fait recours aux méthodes numériques qui peuvent traiter une géométrie complexe de la fondation dans un sol hétérogène et peuvent tenir compte d'une combinaison de charges. Sous ces conditions, il est nécessaire d'utiliser un modèle élastique non-linéaire pour représenter le sol. Ce type de modèles nécessite d'incorporer des paramètres supplémentaires, ces paramètres n'ont pas le même degré d'importance lors de la construction d'un modèle numérique (Benz et al, 2003). Leur importance est plutôt liée au problème à simuler et à la phase considérée dans l'ensemble de l'histoire des sollicitations.

Si on s'intéresse à l'étude du comportement (en termes de déformation) de la fondation, il convient d'utiliser un modèle élastique non linéaire prenant en compte les petites déformations (Hejazi, 2010). Lorsque c'est l'évaluation de la capacité portante de la fondation qui est visé, on fait appel au modèle de comportement capable de représenter de manière précise la résistance du sol.

La modélisation d'une fondation chargée verticalement est idéalisée en déformations planes dans le cas des fondations linéaires. Une fondation circulaire est simulée en axi-symétrie mais la modélisation d'une fondation rectangulaire reste un problème tridimensionnel (Potts et Zdravkovic, 2001).

A partir d'une analyse numérique et sa confrontation aux essais in situ, on arrive à évaluer raisonnablement les tassements des fondations ainsi que leur capacité portante. A titre d'exemple, Lee et Salgado (2002), Briaud (2007) et Lee et al. (2005) ont proposé une procédure basée sur les essais (CPT). Des méthodes analytiques alternatives aux méthodes expérimentales sont actuellement proposées (à titre d'exemple, Klar et Osman, 2008 utilisent une méthode énergétique pour reproduire les tassements non linéaires des fondations).

I.4.2 Pieux

I.4.2.1 Introduction

Lorsque les charges apportées par un ouvrage sont élevée et que les couches superficielles sont très compressibles (vases, tourbes, argiles moles..) on envisage des fondations profondes (pieux) ou semi profondes (puits) afin d'atteindre des couches résistante en profondeur. Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol, d'autre part les efforts de cisaillement latéraux peuvent être mobilisés autour de la fondation, ce qui fournit un soutien supplémentaire à la résistance aux charges et limiter les déplacements à des valeurs très faibles (Burland et al, 1977).

La forme la plus commune des fondations profondes est le pieu. Il peut être préfabriqué et ensuite enfoncé dans le sol ou, être foré et coulé in situ. Au niveau des procédés de mise en œuvre, les pieux battus peuvent être en acier, en bois ou en béton armé et ont différentes formes de section transversale (circulaire, rectangulaire, en forme de H, etc.) Cependant, les pieux forés sont généralement fabriqués en béton armé. Les pieux battus à section pleine ont tendance à déplacer une large quantité du sol causée par le processus du battage. Les pieux forés et coulés en place ne mobilisent pas le sol environnant (Helwany, 2007).

La capacité portante d'un pieu dépend de différents facteurs:

- Les caractéristiques du pieu tel que sa longueur, sa section transversale et sa forme ;
- Les caractéristiques du sol et son comportement à court et à long terme ;
- La méthode d'installation du pieu.

I.4.2.2 Dimensionnement des pieux

Lors de dimensionnement des pieux deux méthodes analytiques sont largement utilisées (Gunaratne, 2006): Pour calculer la capacité portante d'un pieu dans un terrain cohésif, on utilise la méthode α . Cette méthode est adaptée pour le calcul à court terme. Les contraintes de cisaillement à l'interface sont proportionnelles à la résistance non drainée du sol et la résistance en pointe est calculée en tenant compte les caractéristiques non drainées. Il existe une autre méthode (méthode β) basée sur l'analyse des contraintes effectives pour calculer la capacité portante d'un pieu dans un terrain cohésif ou non. Cette méthode est adaptée pour le calcul de la capacité portante à court et à long terme. Comme il y a une ressemblance entre un essai CPT et un pieu au niveau du concept de transfert de charge et dans les procédures d'installation, les paramètres des deux méthodes analytiques sont généralement issus d'essais CPT in situ (El-Sakhawy et al, 2008 ; Lee et al, 2003 ; Salgado 2008 ; Lehane et al, 2007). Toutefois, la méthode expérimentale la plus répandue est le pressiomètre (Hejazi, 2010).

Parfois, les pieux sont utilisés en groupes. L'espacement entre deux centres de pieux dans un groupe est supérieur à deux fois le diamètre du pieu. Un radier en béton armé reliant les têtes des pieux est utilisé pour transmettre la charge de la structure aux pieux.

Deux mécanismes de rupture sont possibles :

- Rupture d'un pieu isolé ;
- Rupture en bloc.

Pour la conception des groupes de pieux il existe de nombreux paramètres qui interviennent, à savoir la section transversale (pleine ou juste un tube) et la longueur du pieu, la manière dont ils sont installés, l'espacement entre les pieux dans le groupe et la nature de la connexion entre les pieux et le radier.

Le calcul du tassement du groupe de pieux est délicat, car beaucoup de facteurs interviennent : la magnitude de la charge transmise, la forme du pieu et ses dimensions, la forme du groupe, l'espacement entre les pieux, les caractéristiques de l'interaction sol-structure à l'interface, la raideur et la résistance du sol et la raideur du pieu. Le tassement des groupes de pieux sous charges d'exploitation ne dépasse les 10 mm que rarement (Helwany, 2007 ; Fleming et al, 2009). Il existe plusieurs méthodes dans la littérature pour estimer le tassement d'un groupe de pieux. Elles peuvent être classées suivant des méthodes empiriques, semi-empiriques, analytiques et numériques. Cependant, pour une estimation rapide du tassement d'un pieu foré on utilise généralement une valeur entre 0,003 et 0,01 fois le diamètre et pour un pieu battu, le tassement est entre 0,008 et 0,012 fois le diamètre (Tomlinson et Woodward, 2008).

I.4.2.3 Simulation numérique des pieux

Lorsque la section transversale du pieu est circulaire et le pieu est installé verticalement dans un terrain d'une lithologie et d'une nappe phréatique horizontales, la géométrie à analyser peut être simplifiée en axi-symétrie. Si le chargement appliqué au pieu est composé d'un seul composant (vertical), une analyse axisymétrique est suffisante. Toutefois, si le pieu ou le chargement appliqué est incliné et / ou un moment de chargement est appliqué au pieu, une analyse tridimensionnelle est nécessaire (Mestat, 1997). Le calcul de la charge limite peut être mis en œuvre numériquement à l'aide d'un maillage relativement sophistiqué. Toutefois, une analyse semi-analytique élastique non linéaire est nécessaire pour calculer le tassement du pieu (Salgado et al, 2007). Même dans le cas le plus simple d'un pieu sollicité axialement, le chargement apporte des modifications importantes d'un cisaillement simple le long de la plupart du pieu à une forte compression près de sa pointe. En outre, si le pieu est battu, l'installation du pieu elle-même est un problème de grandes déformations avec ses propres défis.

Une modélisation tridimensionnelle entraîne toujours un effort important pour réaliser le maillage et des temps de calcul relativement longs. Ainsi, le maillage autour de l'interface entre le sol et un pieu de section circulaire peut nécessiter de nombreux éléments pour décrire correctement la courbure réelle de la section et donc conduire rapidement à des nombres d'éléments et de nœuds importants, même pour les moyens informatiques actuels. Ces raisons poussent souvent les ingénieurs à simplifier, parfois à l'extrême, le maillage des

pieux et du massif de sol, notamment dans les régions situées près de l'interface (Mestat, 1997). Cette économie sur la finesse du maillage se fait au détriment de la précision sur les résultats, et notamment sur celle concernant le champ de contraintes. Pour éviter de telles modélisations grossières, la section d'un pieu est fréquemment remplacée par une section polygonale pleine équivalente. Cette approximation est utilisée pour la commodité qu'elle procure dans la réalisation des maillages tridimensionnels. Des études paramétriques ont ainsi montré qu'il est possible de représenter une section circulaire par une section octogonale associée à un maillage particulier au niveau de l'interface, tout en conservant une précision satisfaisante. En axi-symétrie, Wehnert et Vermeer (2004) démontrent que l'utilisation des éléments d'interface efface la dépendance du maillage.

I.4.2.4 Modélisation de l'interface sol-pieu

L'un des problèmes sérieux lors de la simulation d'un pieu soumis à chargement vertical est la modélisation de l'interface entre le pieu et le sol. En effet, des problèmes peuvent survenir si les éléments représentant les sols sont trop grossiers et des éléments d'interface ne sont pas utilisés (Helwany, 2007). Pour surmonter ce problème, il est important d'utiliser des éléments solides minces pour modéliser le sol à la proximité du pieu et/ou des éléments d'interface. Toutefois, lors de la modélisation des pieux, une attention très particulière doit être portée sur l'attribution des propriétés des éléments d'interface (Potts et Zdravkovic, 2001). Comme les points d'intégration des éléments d'interface sont situés sur l'interface sol-pieu, la prévision de la capacité portante vis-à-vis du cisaillement est susceptible d'être plus précise que celle obtenue à partir de l'analyse sans éléments d'interface.

Pour démontrer l'importance des éléments d'interface lors de la modélisation numérique d'un pieu isolé, Potts et Zdravkovic (2001) ont analysé un modèle en axisymétrie sous conditions drainées et non drainées. Ils ont interprété trois cas sous conditions non drainées. Les trois cas se différencient par la rigidité des éléments de l'interface. Dans un premier temps, les valeurs de la rigidité ont été prises égales à la raideur du sol et les deux autres valeurs ont été prises plus grandes que cette valeur. Les auteurs trouvent que le comportement « chargement-déplacement » est entièrement dominé par les caractéristiques de l'interface. Comme il est difficile de mesurer la rigidité de l'interface, ils concluent qu'il

est raisonnable d'utiliser des valeurs élevées. Toutefois, l'utilisation d'une rigidité trop importante peut conduire à des divergences numériques.

Potts et Zdravkovic (2001), ont d'ailleurs effectué deux analyses supplémentaires (sans éléments d'interface et avec le modèle MC pour le sol) pour évaluer la réponse des pieux sous conditions drainées. La seule différence entre ces deux analyses réside dans l'angle de la dilatance de sol qui est nul dans une analyse et égale à l'angle de frottement (25°) dans l'autre. Dans la deuxième analyse, ni la résistance latérale, ni la résistance en pointe ne semblent converger vers une valeur limite, à l'inverse du premier calcul où la résistance latérale atteint une valeur limite. Cependant la résistance en pointe continue d'augmenter et atteint une valeur limite seulement lorsque le déplacement est très important (environ 2 m). L'échec de la deuxième analyse (celle de 25° pour l'angle de la dilatance) à prévoir une limitation du chargement est une conséquence de la dilatance plastique continue adoptée dans le modèle MC. Le problème n'est pas propre à ce modèle, mais se produit avec n'importe quel modèle associé à une dilatation plastique indéfinie sans atteindre un état caractéristique critique. Comme dans le cas non drainé, le comportement de l'interface domine le comportement du modèle et les résultats des deux analyses deviennent beaucoup plus proches. Les auteurs concluent ensuite que si le comportement et donc les propriétés de l'interface dominant la mobilisation du cisaillement latéral du pieu, ils n'ont qu'un faible impact sur la résistance en pointe.

I.4.2.5 Simulation du comportement de sol

Un autre enjeu rencontré lors de la modélisation des pieux est le modèle de comportement retenu pour représenter le sol. En effet, le champ de déplacements dans le sol généré par un chargement axial en tête du pieu est relativement simple avec une décroissance progressive lorsque la distance à partir de la tête du pieu augmente. Au fur et à mesure que la charge du pieu augmente, une localisation intensive de déformations aura lieu près de la surface latérale, à la limite, une bande de cisaillement d'une forme cylindrique se forme autour du pieu. Cet aspect ne peut pas être représenté en utilisant l'élasticité linéaire. L'utilisation de l'élasticité non linéaire ne suffira pas non plus à tenir compte de tous les aspects liés à ce phénomène. Aussi longtemps que le développement de la bande de cisaillement peut être correctement modélisé, une analyse complète de la mobilisation de la

résistance latérale de petites aux grandes déformations est possible. Un chargement latéral en tête du pieu produit un champ de déplacements complètement différent de celui engendré par une charge axiale. Dans ce cas, les pieux sont susceptibles de se briser ou se flamber avant qu'une importante localisation de déformations ait lieu. En outre, le fonctionnement et les états limites associés à la déflexion latérale du pieu seront probablement atteints avant la rupture. Ainsi, un modèle élastique non linéaire est d'une utilité pratique lors de l'analyse d'un pieu chargé latéralement.

I.4.3 Murs de soutènement

La structure de soutènement a pour but de contenir une masse de terre afin d'éviter les éboulements sur les routes ou les chemins, d'éviter les glissements de terrain ou de créer des surfaces planes dans des terrains en pente. Le système comprend généralement un mur associé ou non à d'autres membres structurels tels que les dallages et des appuis (ancrage ou butons).

Dans la plupart des situations, le sol travaille à la fois en poussée et en butée. Le mur et ses supports en fournissent un mécanisme de transfert. Les forces opposées par le mur et ses supports ainsi que les mouvements induits par la construction doivent être évalués. En outre, l'estimation de l'étendue des mouvements est aussi nécessaire à court terme qu'à long terme, ceci, est en raison de l'influence de la construction sur les projets déjà existants (bâtiments, tunnels, fondations, etc.) à proximité de l'ouvrage. Les dommages potentiels qui pourraient avoir lieu doivent être évalués et reliés à la méthode de construction retenue. Traditionnellement, les ouvrages de soutènement sont dimensionnés en utilisant des méthodes d'analyse simplifiées ou encore des approches empiriques (Hejazi, 2010). Les méthodes simplifiées sont développées pour les murs encastrés ou encastrés avec un seul appui. Les murs à multi-appuis sont étudiés suivant des approches empiriques telles que celles proposées par Peck (1969). Ce type de méthodes ne met pas à la disposition du concepteur de l'ouvrage toutes les informations souhaitées en particulier, il ne permet pas d'avoir une idée sur l'interaction avec les structures adjacentes.

Potts et Zdravkovic (2001) classent les ouvrages de soutènement (Selon le degré de l'interaction sol-structure) en trois catégories :

- Murs poids en béton ou en maçonnerie, murs cantilevers en béton armé : ils sont suffisamment rigides et l'interaction sol-structure est relativement simple. Pour la

stabilité de l'ensemble, les forces en arrière du mur sont équilibrées par les contraintes normales et celles de cisaillement en pointe et les mouvements du sol sous le mur sont généralement très faibles ;

- Murs en terre armée : ils fonctionnent en général comme un large mur poids mais la stabilité intérieure est le résultat d'une complexe interaction entre le sol et les armatures.
- Ecrans de soutènement encastrés : s'utilisent avec ou sans appuis lorsque les mouvements du sol sont importants et / ou l'espace dédié à la construction est limité.

Pour assurer la stabilité, l'écran est ancré dans une couche résistante sous le niveau de l'excavation, de plus, les appuis participent pleinement à la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage. La flexibilité de l'écran varie dans une large gamme et cela à un effet considérable sur la répartition de la pression des terres. Les écrans souples ont souvent des moments fléchissant plus petits mais cela conduit à des déformations plus importantes notamment lorsque l'écran n'est pas associé à des appuis. La complexité de l'interaction sol-structure augmente avec l'augmentation du nombre d'appuis.

Les méthodes numériques ont donné lieu à des progrès considérables dans l'analyse et la conception des murs de soutènement au cours des dix dernières années en particulier l'étude du comportement sous sollicitations de service et des mécanismes d'interaction sol structure.

Pour l'analyse d'un mur de soutènement, une analyse bidimensionnelle (en déformations planes) est le plus souvent menée, ce qui permet de simplifier le problème et réduire le nombre d'éléments du maillage. Toutefois, une telle analyse nécessite une symétrie complète autour de la ligne centrale de l'excavation pour qu'elle soit véritablement représentative. Cette symétrie comprend la géométrie, le phasage de construction, les propriétés du sol et les conditions initiales. Les détails de toutes les connexions entre les éléments structurels doivent être examinés afin de s'assurer qu'ils sont adéquatement modélisés. Le système de support à butons, offre une résistance passive intrinsèque aux mouvements à l'inverse du système de support associé aux ancrages qui s'appuient sur les contraintes mobilisées et stabilisent l'ensemble de l'ouvrage. La variation des conditions initiales (conditions de drainage par exemple) entraîne une réduction d'efficacité de ce dernier système. D'ailleurs, il faut que l'analyse numérique tienne compte de la méthode de phasage

des travaux temporaires, permanents et du temps nécessaire pour réaliser ces phases. La réalisation de ce type d'ouvrages nécessite de nombreuses séquences de construction et cela signifie que le sol est soumis à différents chemins de sollicitation. Certaines zones pouvant se plastifier à certaines phases de l'exécution et pas forcément à la fin du chantier.

La modélisation des éléments structurels se base souvent sur l'élasticité linéaire où les contraintes de traction sont généralement admises. Dans de nombreuses situations une telle idéalisation est parfaitement appropriée. Toutefois, lors de la simulation du comportement du sol, il est très important de prendre en compte les points suivants:

- Dans la majorité écrasante des cas simples, il est évident que l'analyse élastique linéaire isotrope ou non est tout à fait inappropriée et parfois déroutante. Dans ce type d'analyses, il n'y a pas de restrictions sur les contraintes en traction qui peuvent se développer dans le sol ni sur les valeurs de la poussée et la butée du sol ;
- L'utilisation des modèles élastique-linéaires parfaitement-plastiques tels que le modèle de MC, permettent de limiter les contraintes de traction. Néanmoins, ce type de modèles donne généralement une pauvre prédiction de la distribution et de la valeur des mouvements du sol à la proximité immédiate de la structure ;
- L'utilisation des modèles élastiques non linéaires parfaitement plastiques conduit généralement à une meilleure prédiction de mouvements autour de l'ouvrage de soutènement analysé.

I.4.4 Creusement d'ouvrages souterrains

L'interaction entre les structures existantes et les ouvrages souterrains est un phénomène complexe où le comportement du massif environnant représente l'un des aspects important à prendre en compte lors de la simulation numérique du creusement d'un tunnel. En conséquence, un modèle réaliste pour le sol est un élément essentiel afin de prévoir les magnitudes et la distribution des déformations à proximité du tunnel creusé.

Lors de la simulation numérique du creusement sous charges de service le modèle de comportement fréquemment utilisé se base souvent sur l'élasticité linéaire couplée avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb (plasticité parfaite). Cependant l'utilisation de ce type de modèle lors de la simulation des sols surconsolidés, conduit à des cuvettes de tassement moins profondes et plus larges que celles observées expérimentalement (Bolton et

al., 1994 ; Addenbrooke et al., 1997 ; Oettl et al., 1998 ; Masin et Herle, 2005). Afin de prendre en compte certains des aspects fondamentaux du comportement des sols environnants tel que la dilatance avant rupture, la variation du module de rigidité en fonction de l'état de contrainte, un module en déchargement différent de celui en chargement, il est nécessaire de considérer au moins un modèle élastoplastique avec écrouissage isotrope.

Pour améliorer la prédiction des mouvements de l'argile surconsolidée de Londres lors du creusement des tunnels, Bohac et al. (2002) ; Masin et Herle (2005) et Addenbrooke et al. (1997), ont étudié l'influence de l'utilisation des différentes lois de comportement à différents niveaux de complexité y compris le radoucissement, la non linéarité avant rupture ou encore l'anisotropie sur les déformations autour des tunnels creusés. Ils ont conclu qu'il est primordial de prendre en compte la non linéarité du terrain dans les simulations numériques.

I.5 CONCLUSION

Différents modèles, tels que Mohr-Coulomb, Duncan-Chang, HSM(Hardening Soil Model), modèle hyperélastique, hypoélastique, hypoplastique, viscoélastique et viscoplastique ont été discutés plus tôt. Avec la technologie informatique avancée, l'incorporation de ces modèles dans la modélisation par éléments finis peut être facilement réalisée. Bien que les ordinateurs soient capables de produire des résultats numériques précis, cela ne signifie pas que les résultats basés sur un problème spécifique montreront aussi ce niveau de précision. Dans la modélisation, il est important de choisir un modèle constitutif du sol qui est la «bonne» réponse au problème pris en considération. Même avec les «bons» modèles, il convient de souligner qu'il existe des approximations à l'intérieur de ce niveau de précision. Par exemple, approximation dans la méthode des éléments finis, approximation dans les hypothèses sur la réponse constitutive du sol et description détaillée du modèle numérique et de ses conditions aux limites.

Les ingénieurs géotechniciens ont souvent du mal à choisir le modèle de sol le plus approprié applicable dans leur modélisation numérique. Par conséquent, il devrait y avoir une compréhension approfondie des concepts, des avantages, des limites et des résultats de chaque modèle pour chaque problème en cours de modélisation.

Les ingénieurs devraient également utiliser un modèle constitutif qui fournit un ajustement raisonnable aux données obtenues à partir de la gamme de tests de laboratoire. Il est important d'effectuer diverses comparaisons de mesures de calcul ainsi que des expériences supplémentaires à grande échelle pour déterminer le degré de réalisme dans les modèles afin de les ajuster et de les affiner pour chaque type d'application de modélisation différente.

CHAPITRE II

LOIS DE COMPORTEMENT VISQUEUX

II.1. INTRODUCTION.

**II.2. MODELES CONSTITUTIFS POUR LE COMPORTEMENT
DES SOLS DEPENDANT DU TEMPS.**

II.3. CONCLUSION.

CHAPITRE II

LOIS DE COMPORTEMENT VISQUEUX

II.1. INTRODUCTION

Un objectif majeur de la recherche sur le comportement dépendant du temps des sols est de permettre le développement de modèles constitutifs à utiliser dans la solution de problèmes géotechniques, qui nécessitent la détermination des déformations, des déplacements, la résistance et la stabilité changent avec le temps, afin d'obtenir des solutions réalistes.

Un grand nombre de modèles constitutifs ont été proposés. Différentes approches ont été utilisées pour capturer les différents phénomènes dépendants du temps (fluage, relaxation des contraintes, dépendance des taux et effets cumulés): modèles empiriques basés sur l'ajustement des données expérimentales, modèles rhéologiques, modèles généraux de concept contrainte-déformation-temps, et théories avancées de viscoplasticité. En raison de la complexité des phénomènes dépendants du temps, il n'est pas surprenant qu'un modèle suffisamment général peut décrire tous les aspects de la dépendance temporelle en référence à tous les problèmes géotechniques n'est pas encore disponible.

II.2. MODELES CONSTITUTIFS POUR LE COMPORTEMENT DES SOLS DEPENDANT DU TEMPS

II.2.1. INTRODUCTION

L'objectif principal de ce chapitre est de présenter une revue qui catégorise et décrit les caractéristiques de base des modèles existants ainsi que leurs avantages et leurs limites. Les différents modèles sont classés dans une tentative de clarifier la confusion qui se produit dans la littérature.

Dans ce chapitre, la dépendance temporelle est supposée liée uniquement aux propriétés rhéologiques du squelette solide des sols, tels le fluage, la relaxation des contraintes, la dépendance des vitesses de déformations et les effets accumulés.

Dans ce chapitre, les modèles constitutifs sont classés comme suit:

- **Modèles empiriques.** Ils sont obtenus en ajustant les données expérimentales du fluage, de la relaxation des contraintes ou des tests de vitesse de déformation constante. Les relations constitutives sont généralement données par des solutions de forme fermée ou des équations différentielles. Ils sont limités à des cas spécifiques, conditions de limites et de chargement.

La relation donnée par ces modèles peut être utilisée comme base pour la formulation de modèles constitutifs plus avancés et complets.

Ils peuvent être subdivisés en: - Modèles empiriques primaires

- Modèles semi-empiriques secondaires.

- **Modèles rhéologiques.** Ces modèles sont proposés en référence aux conditions uniaxiales et ils sont donnés par des solutions sous forme fermée ou équations différentielles. Ils permettent de comprendre, d'une manière assez simple, le comportement dépendant du temps des sols. Ils constituent souvent le point de départ conceptuel du développement de modèles constitutifs plus complexes.

Ils peuvent être subdivisés en: - Modèles analogiques

- Théories d'ingénierie de fluage.

- **Théories générales.** Ces théories sont généralement en trois dimensions et représentent les aspects les plus avancés de la modélisation numérique. La caractéristique principale est qu'ils ne sont pas limités à des cas spécifiques, mais peuvent décrire tous les chemins de contrainte possibles et les conditions aux limites.

Ces modèles peuvent être facilement mis en œuvre dans divers codes d'analyse numérique, en tant qu'élément fini ou codes de différences finies.

Ils peuvent être subdivisés en: - La théorie de viscoplasticité en surcontrainte de Perzyna. - Théorie de la surface d'écoulement non stationnaire.

Dans ce chapitre, l'accent est mis sur la description de la structure globale des trois groupes de modèles constitutifs.

II.2.2 MODELES EMPIRIQUES

Les modèles empiriques sont des relations constitutives empiriques, analytiques ou forme différentielle, obtenues en ajustant les données expérimentales du test de laboratoire, tels que le fluage, la relaxation des contraintes et les tests de vitesse de déformation constante. Ils peuvent être appliqués uniquement à des problèmes de limites spécifiques et de conditions de chargement (par ex. un spécifique pour le fluage et un autre pour la relaxation) et fréquemment ils impliquent temps naturel. Ces modèles reflètent le comportement réel des sols et peuvent être utilisés comme la base fondamentale pour développer des modèles constitutifs plus sophistiqués.

Ils fournissent des solutions pratiques aux problèmes d'ingénierie où la frontière et les conditions de chargement ne sont pas trop éloignées des conditions expérimentales.

Le modèle empirique peut être catégorisé en deux groupes:

- **Relations empiriques primaires:** Ils sont représentés par des expressions analytiques obtenues en adaptant les résultats expérimentaux des tests de laboratoire à des équations mathématiques simples. Ils décrivent avec précision le comportement des sols pendant les essais, mais sont strictement limités au phénomène actuel (c.-à-d. que la relation de fluage ne peut pas décrire la relaxation des contraintes et vice versa).

- **Modèles semi-empiriques secondaires :** Ils sont obtenus en combinant un ou plus d'un modèle primaire, afin d'obtenir une théorie générale. Ils peuvent être utilisés en tant que relation contrainte-déformation-temps ou contrainte-déformation-vitesse de déformation qui cède à des solutions de fluage ainsi qu'à la relaxation.

II.2.2.1 Relations empiriques primaires

Les modèles empiriques décrits dans cette section sont: (1) la loi semi-logarithmique pour fluage, (2) modèle de fluage de Singh et Mitchell, (3) modèle de relaxation de Lacerda et Houston, (4) le modèle de Prévost et (5) l'approche du vitesse de déformation.

La loi semi-logarithmique pour le fluage

Cette loi est l'une des premières relations proposées pour décrire le comportement des sols dépendant du temps. Elle est basée sur les résultats obtenus à partir de la compression secondaire des tests oedométriques standard.

Si la déformation verticale ou l'indice de vide est tracée par rapport au logarithme du temps, la phase de compression secondaire peut être approximativement décrite avec la ligne de résistance, définie par le coefficient de compression secondaire C_{α} (Figure II.7).

Ce coefficient peut être décrit de différentes manières:

$$C_{\alpha e} = \frac{\Delta e}{\Delta \log(t)} \quad (\text{II.1})$$

En référence à l'indice de vide e , ou:

$$C_{\alpha e} = \frac{\Delta \varepsilon_z}{\Delta \log(t)} = \frac{\Delta e}{(1+e_i) \cdot \Delta \log(t)} = \frac{C_{\alpha e}}{1+e_i} \quad (\text{II.2})$$

En référence à la déformation verticale ε_z ; l'indice des vides initial e_i et le temps t .

Dans la forme la plus simple, le coefficient de compression secondaire C_{α} est supposé être constant pour un sol spécifique. Ceci est une simplification excessive du fluage confiné volumétrique. Plusieurs études sur les facteurs influençant C_{α} ont montré que la contrainte effective verticale σ'_z , la pression de préconsolidation $\sigma_{z,pc}$, le temps t et d'autres facteurs affectent le coefficient de compression secondaire.

Dans le cadre de la loi semi-logarithmique, deux hypothèses sont faites sur le coefficient de compression secondaire: (1) le concept de constante C_{α} et (2) le concept de constante C_{α}/C_c .

Concept de constante C_α L'hypothèse la plus simple est que le coefficient de compression secondaire C_α est constant pour un sol donné. Les déformations verticales peuvent être évaluées comme:

$$\epsilon_z = C_{\alpha\epsilon} \cdot \log\left(1 + \frac{t}{t_0}\right) \quad (\text{II.3})$$

Où t_0 est un temps de référence.

L'une des principales difficultés à utiliser l'équation (II.3) est de décider quand la déformation de fluage commence, c'est-à-dire, la détermination de l'instant de référence t_0 .

La loi semi-logarithmique est capable de décrire le comportement de seulement fluage primaire, parce que l'équation (II.3) prédit une réduction continue et progressive de la vitesse de compression.

L'hypothèse de constante C_α est en général trop simpliste pour un sol, mais est une bonne approximation dans la plage de contrainte normalement consolidée.

Concept de constante C_α/C_c : le rapport entre le deuxième coefficient de compression C_α et l'indice de compression C_c est approximativement linéaire sur toute la gamme de contraintes appliquées.

L'indice de compression est défini comme:

$$C_{ce} = \frac{\Delta e}{\Delta \log(\sigma'_z)} \quad (\text{II.4})$$

En référence à l'indice de vide, ou:

$$C_{ce} = \frac{\Delta \epsilon}{\Delta \log(\sigma'_z)} = \frac{C_{ce}}{1 + e_i} \quad (\text{II.5})$$

En référence à la déformation verticale.

Mesri et Godlewski (1977) ont constaté que C_α dépend de la contrainte effective σ'_z et sur la pression de préconsolidation $\sigma'_{z,pc}$. Il a été montré que les deux C_α et C_c augmentent à mesure que la contrainte effective se rapproche de la pression de préconsolidation, puis atteint un maximum, reste presque constante. Tout au long de ces changements de contrainte effective, le rapport C_α/C_c reste raisonnablement constant.

En combinant l'équation (II.3) avec l'hypothèse de constante C_α/C_c , la déformation verticale peut s'écrire comme:

$$\epsilon_z = \frac{1}{m'} \cdot C_{c\epsilon} \cdot \log\left(1 + \frac{t}{t_0}\right) \quad m' = \frac{C_{\alpha\epsilon}}{C_{ce}} = \frac{C_{\alpha e}}{C_{ce}} \quad (\text{II.6})$$

Où m' est le coefficient qui définit la relation entre C_α et C_c .

L'avancée principale de l'équation (II.6), comparée à l'équation (II.3), est que l'effet de la contrainte verticale σ'_z est pris en compte par le coefficient C_c .

Concept par Yin Le principal problème de la loi semi-logarithmique est que les déformations tendent à l'infini lorsque le temps tend vers l'infini. Ce comportement est irréaliste et a tendance à surestimer le comportement à long terme des sols. Pour cette raison, Yin (1999) a proposé une nouvelle formulation de la loi semi-logarithmique, dans laquelle le coefficient de compression secondaire C_α évolue avec le temps. L'expression mathématique de cette loi est:

$$\varepsilon_z = \frac{\psi}{v} \ln \left(1 + \frac{t}{t_0} \right) \quad (\text{II.7})$$

Où ψ/v est défini par:

$$\frac{\psi}{v} = \frac{\psi_0}{1 + \left(\frac{\psi_0}{\varepsilon_\infty} \right) \ln \left(1 + \frac{t}{t_0} \right)} \quad (\text{II.8})$$

Où $v=1+e$ est le volume spécifique, t_0 est le temps de référence, ψ_0 un paramètre de modèle et ε_∞ la déformation de fluage lorsque le temps tend vers l'infini.

L'équation (II.7) correspond à la loi logarithmique traditionnelle (II.3) lorsque le rapport ψ/v est constant. Dans le cas général, le rapport ψ/v diminue avec le temps.

Observations: La loi semi-logarithmique du fluage, et ses trois modifications, peuvent décrire le comportement dépendant du temps des sols dans des conditions aux limites de l'oedomètre et des conditions de charges verticales constantes. Le principal problème de cette loi empirique est de définir l'instant de référence t_0 ou, en d'autres termes, le temps qui définit l'apparition des déformations de fluage.

Modèle de fluage de Singh et Mitchell

S'il n'y a pas de preuve de la phase tertiaire au cours d'un processus de fluage, l'évolution des vitesses de déformation différés avec le temps peut être décrit en première approximation avec une ligne droite dans un diagramme de $\log(\dot{\varepsilon}) - \log(t)$. La pente de cette ligne de déformation est définie par le paramètre m donné par Singh et Mitchell (1968):

$$m = \frac{\Delta \log(\dot{\varepsilon})}{\Delta \log(t)} \quad (\text{II.9})$$

Sur la base de cette observation, Singh et Mitchell (1968) ont proposé une équation phénoménologique simple à trois paramètres qui peut être utilisée pour décrire la relation vitesse de déformation des sols argileux soumis à une contrainte constante:

$$\dot{\epsilon} = A \cdot e^{\bar{\alpha} \cdot \bar{q}} \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^m \quad (\text{II.10})$$

Où : $\bar{\alpha} = \alpha \cdot q_{max}$ et $\bar{q} = q/q_{max}$. Le paramètre A reflète la composition du sol, la structure et l'historique des contraintes; le paramètre α indique l'effet d'intensité de contrainte sur la vitesse de fluage et le paramètre m contrôle la vitesse à laquelle la vitesse de déformation diminue avec le temps.

En intégrant l'équation (II.10), une relation générale entre le temps et la déformation axiale peut être obtenue. Cette intégration donne deux solutions, une pour m égale à 1 et une pour m différente de 1. Quand m = 1 l'intégration donne une solution où la déformation axiale varie linéairement avec le logarithme du temps. Dans le cas plus général où m \neq 1, il existe une relation non linéaire entre la déformation axiale et le logarithme du temps. Le fluage axial est décrit par une fonction de puissance. Lorsque le temps tend à l'infini, les déformations tendent vers une valeur constante si m > 1, ou tendent vers l'infini si m < 1.

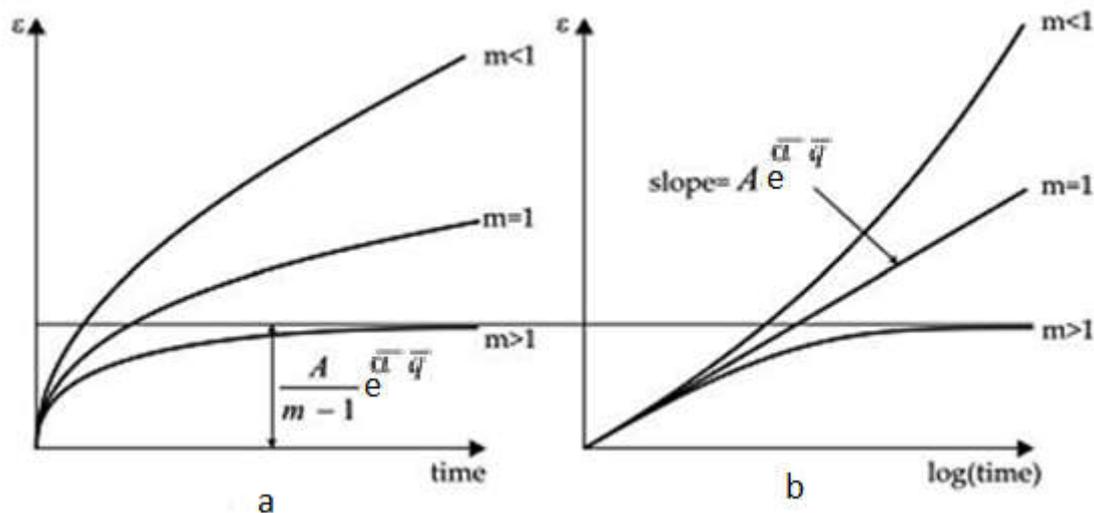


Figure II.1 Courbes de fluage prédites par le modèle de Singh et Mitchell pour $m = 1, m < 1$ et $m > 1$: (a) déformation en fonction du temps et (b) déformation en fonction du logarithme du temps (Singh et Mitchell, 1968).

Observations Le modèle de Singh et Mitchell est capable de représenter assez bien le développement de déformations différées lors des essais de fluage, aussi bien dans le cas d'une déformation tendant vers une valeur asymptotique que dans le cas d'une déformation à l'infini, pour le temps qui tend vers l'infini. Ce comportement différent est régi par la valeur du paramètre m : si $m > 1$, le fluage s'estompe, si $m < 1$, le fluage ne s'estompe pas. Le principal inconvénient de ce modèle est de se limiter uniquement à des conditions de chargement oedométriques et constantes et de ne représenter correctement que la première phase de chargement (pas de fluage secondaire ou tertiaire).

Modèle de relaxation de Lacerda et de Houston

L'objectif principal du modèle de relaxation de Lacerda et Houston (Lacerda et Houston, 1973) est de décrire le comportement dépendant du temps de l'argile pendant les tests de relaxation, au moyen de relations constitutives dont les paramètres peuvent être obtenus par des tests de fluage standard. Afin de décrire la relation entre la relaxation des contraintes et les paramètres de fluage, les trois paramètres de Singh et Mitchell (1968) donnés dans l'équation (II.10) ont été supposés.

La diminution de la contrainte déviatorique q avec le logarithme du temps peut être approximée par une ligne droite, à l'exception de la première phase de test où la tendance est fortement non linéaire.

Afin d'approcher ce comportement, une relation linéaire entre la contrainte déviatorique q et le logarithme du temps, après une période initiale t_0 , a été supposée:

$$\begin{cases} \frac{q}{q_0} = 1 & \text{pour } t \leq t_0 \\ \frac{q}{q_0} = 1 - s \cdot \log\left(\frac{t}{t_0}\right) & \text{pour } t > t_0 \end{cases} \quad (\text{II.11})$$

Où t_0 est le temps initial au début de la relaxation des contraintes, qui dépend du type de sol et de vitesse de déformation, et s est la pente de la courbe de relaxation dans le diagramme $q/q_0 - \log(t)$. La figure II.2 illustre les hypothèses du modèle.

La pente s est liée aux paramètres $\bar{\alpha}$ et m de l'équation (II.10) de la façon suivante:

$$s = \frac{\psi}{\bar{q}_0} \quad \text{où} \quad \psi = \frac{2.3 \cdot (1-m)}{\bar{\alpha}} \quad (\text{II.12})$$

Il convient de noter que l'équation (II.12) est établie pour $m < 1$, ce qui correspond au cas du fluage sans évanouissement. Les équations (II.11) et (II.12) sont obtenues en inversant l'équation (II.10) pour le fluage, comme indiqué par Lacerda et Houston (1973).

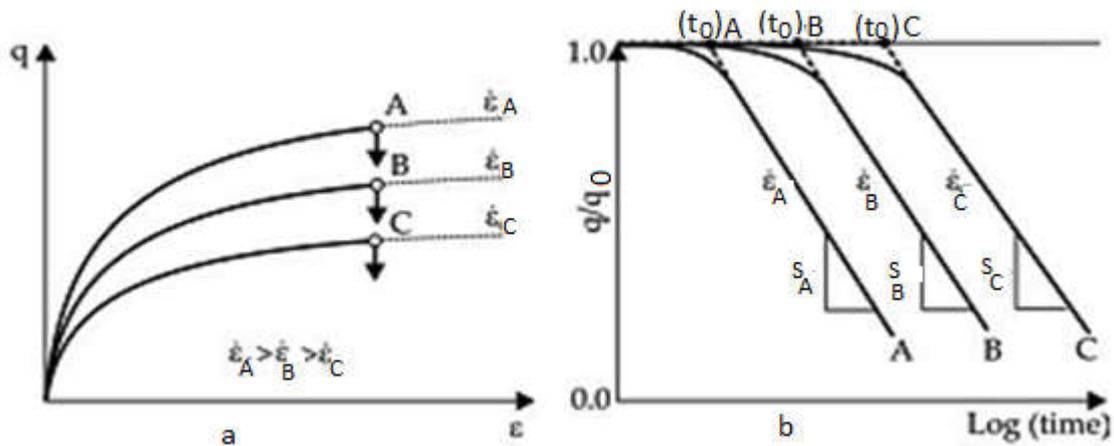


Figure II.2 Comportement de la relaxation de contrainte pour différentes valeurs de la vitesse de déformation et représentation du modèle de Lacerda et Houston (1973)

Observations : Ce modèle est limité aux conditions unidimensionnelles, car il est directement dérivé du modèle unidimensionnel de Singh et Mitchell.

L'expression (II.11) prédit une relaxation de contrainte sans évanouissement, c'est-à-dire, pendant un test de relaxation, la contrainte déviatorique diminue jusqu'à zéro. Ce comportement n'est pas correct, comme l'ont rapporté divers auteurs qui ont observé expérimentalement que la contrainte déviatorique ne diminue pas jusqu'à zéro mais atteint une valeur relaxée finale.

Modèle de relaxation de Prevost

Prevost (1976) a proposé une relation constitutive pour décrire le comportement des argiles saturées dans des conditions de test de relaxation triaxiale non drainée.

Dans le cas où l'état de contrainte initiale avant la relaxation est atteint par cisaillement à taux de déformation constant, la relation proposée est:

$$q(\varepsilon_{1,0}, t) = q(\varepsilon_{1,0}, t_0) - [q(\varepsilon_{1,0}, t_0) - q(\varepsilon_{1,0}, 0)] \cdot \tanh \left[b \cdot \ln \left(\frac{t}{t_0} \right) \right] \quad (\text{II.13})$$

Où $q(\varepsilon_{1,0}, t)$ est la contrainte déviatorique agissant à une déformation axiale fixe $\varepsilon_{1,0}$ et le temps $t > t_0$; $q(\varepsilon_{1,0}, t_0)$ est la contrainte déviatorique agissant au début de la relaxation de la contrainte et atteint en cisillant l'échantillon avec une vitesse de déformation constante $\dot{\varepsilon}_1$ à un instant t_0 , c'est-à-dire $\varepsilon_{1,0} = \dot{\varepsilon}_1 \cdot t_0$; $q(\varepsilon_{1,0}, 0)$ est la contrainte déviatorique à une déformation $\varepsilon_{1,0}$, dans un test de compression "statique" ($\dot{\varepsilon}_1$ proche de zéro); b est un

paramètre constitutif et t_0 est le temps à lequel la relaxation commence. La tendance de la contrainte de déviateur donnée par l'équation (II.13) est illustrée à la figure II.3.

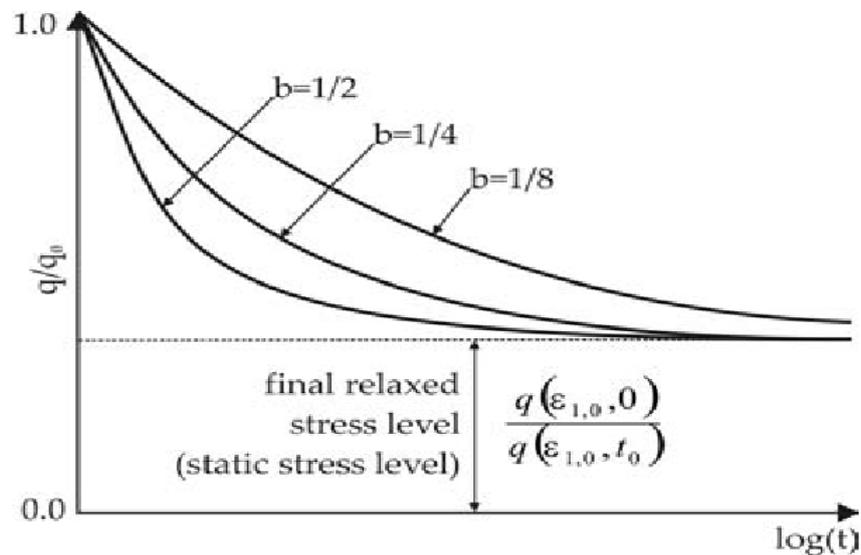


Figure II.3 Contrainte déviatorique par rapport au logarithme du temps pendant la relaxation de contrainte pour le modèle de relaxation de Prévost (1976)

Observations Contrairement au modèle de Lacerda et Houston, qui considère une relation linéaire, le modèle de Prévost décrit une relation non linéaire dans le diagramme q - $\log(t)$. Une autre différence importante est que le modèle de Prévost considère l'état relâché final de la contrainte déviatorique (ou état de contrainte statique) lorsque le temps tend vers l'infini, contrairement au modèle de Lacerda et Houston qui suppose que la contrainte déviatorique n'atteint jamais un état relâché final mais diminue jusqu'à zéro. L'état relâché final est défini par $q(\varepsilon_{1,0}, 0) / q(\varepsilon_{1,0}, t_0)$, et il s'agit donc d'un paramètre d'entrée du modèle. Le principal inconvénient du modèle est qu'il est limité au cas unidimensionnel et ne peut être étendu avec succès à un cas tridimensionnel général.

Approche de la vitesse de déformation

L'hypothèse principale dans l'approche de la vitesse de déformation (Leroueil et al., 1985) est l'existence d'une relation unique entre l'état actuel de la contrainte effective σ'_z et déformation ε_z pour une vitesse de déformation constante donnée $\dot{\varepsilon}_z$. Il est suggéré que la relation $(\sigma'_z, \varepsilon_z, \dot{\varepsilon}_z)$ peut être complètement décrite par deux équations, l'une donnant la variation de la contrainte de préconsolidation avec la vitesse de déformation:

$$\sigma'_{z,pc} = f(\dot{\varepsilon}_z) \quad (\text{II.14})$$

et l'autre présentant la relation contrainte effective -déformation normalisée à la contrainte de préconsolidation:

$$\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{z,pc}} = g(\varepsilon_z) \quad (\text{II.15})$$

L'équation (II.14) et l'équation (II.15) sont présentées sur la figure II.4. La courbe contrainte-déformation normalisée représente la réponse du sol au chargement tandis que la courbe qui décrit la variation de la contrainte de préconsolidation avec la vitesse de déformation représente l'aptitude de l'argile à fluier.

Une fois que les deux relations sont connues pour le sol donné, toute relation entre la contrainte et la vitesse de déformation pour le sol peut facilement être reconstruite.

En combinant les équations (II.14) et (II.15), il est possible d'obtenir une forme générale de n'importe quelle solution:

$$\dot{\varepsilon}_z = f^{-1} \left(\frac{\sigma'_z}{g(\varepsilon_z)} \right) \quad (\text{II.16})$$

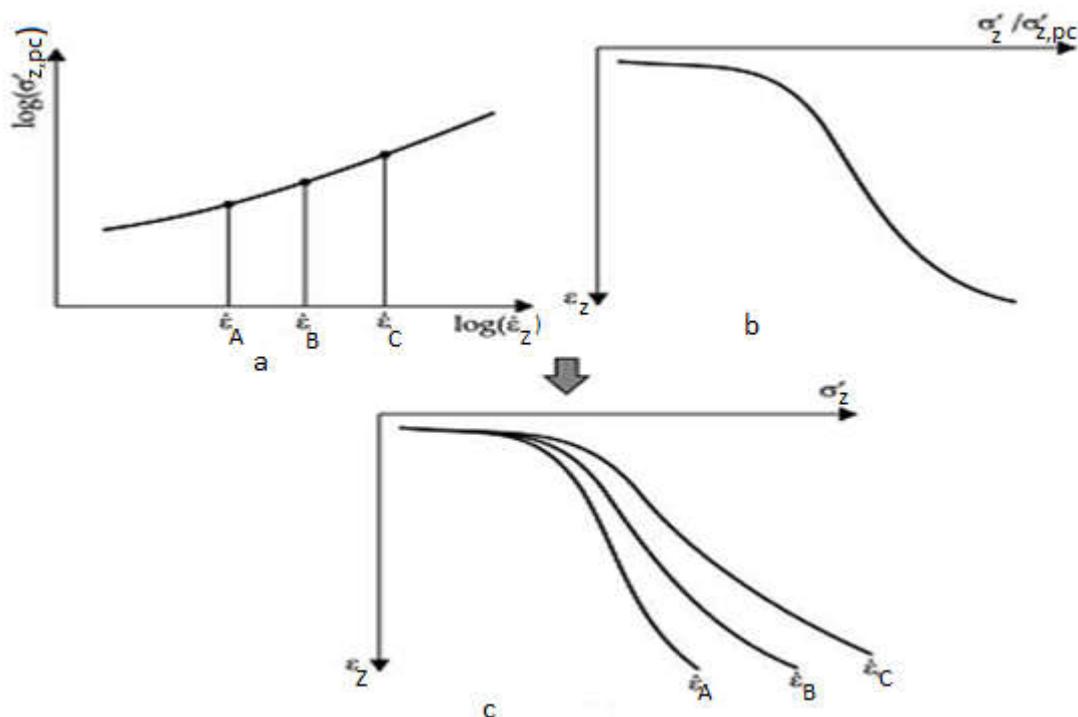


Figure II.4 Relation contrainte-déformation-vitesse de déformation pour l'approche de la vitesse de déformation: (a) variation de la pression de préconsolidation avec la vitesse de déformation; (b) relation contrainte effective normalisée-déformation et (c) courbes contrainte-déformation obtenues à différentes vitesses de déformation

Observations Ce modèle permet de décrire à la fois le fluage et la relaxation dans les tests unidimensionnels. Il est important de noter que les relations ci-dessus doivent être écrites en décomposant la déformation totale dans une partie élastique et dans une partie viscoplastique afin de décrire correctement un test de relaxation des contraintes.

Une limitation de ce modèle est que le concept est développé principalement à partir d'observations dans la gamme normalement consolidée, ce qui donne de mauvaises prédictions dans la gamme fortement consolidée où les déformations élastiques sont relativement significatives.

Observations sur les relations empiriques primaires

La relation empirique primaire est influencée par la compréhension classique des phénomènes dépendants du temps et, en particulier, du "principe de correspondance" qui indique que tous les différents aspects de la dépendance temporelle, comme le fluage, la relaxation des contraintes, la dépendance des vitesses et les effets accumulés, sont considérés comme dus au même mécanisme fondamental. Un phénomène peut donc être dérivé par l'observation d'un autre phénomène et vice versa. Selon ce principe dans la relation empirique primaire, il n'y a pas de modèle autonome pour la relaxation, mais tous les modèles de relaxation sont dérivés du modèle proposé pour le fluage.

La distinction fondamentale entre les modèles primaires est de savoir s'ils sont temporels ou écouissable. Les modèles de durcissement du temps sont caractérisés par une relation dans laquelle le temps entre directement en paramètre de durcissement:

$$\varepsilon^c = f(\sigma) \cdot g(t) \quad \text{où :} \quad \dot{\varepsilon}^c = f(\sigma) \cdot g(t) \quad (\text{II.17})$$

Où ε^c et $\dot{\varepsilon}^c$ sont respectivement la déformation de fluage et la vitesse de déformation. Par exemple, le modèle de Singh et Mitchell peut être catégorisé comme un modèle à écouissage du temps.

D'autre part, la relation fonctionnelle pour un modèle de durcissement peut être écrite comme:

$$\dot{\varepsilon}^c = f(\sigma) \cdot g(\varepsilon^c) \quad (\text{II.18})$$

L'approche de la vitesse de déformation est un exemple clair d'un modèle à écouissage.

II.2.2.2 Modèles semi-empiriques secondaires

L'approche de Kavazanjian et Mitchell

Kavazanjian et Mitchell (1977) ont proposé une des premières tentatives de développement d'un modèle constitutif multiaxial de contrainte-déformation-temps.

L'hypothèse principale de ce modèle est de diviser la contrainte totale en une partie instantanée et une partie retardée. Les déformations retardées peuvent être traitées séparément dans un composant volumétrique et dans un composant déviatorique.

La composante volumétrique retardée ε_p peut être évaluée en utilisant la loi semilogarithmique pour le fluage discutée à la section II.2.2.1. Par conséquent, il est possible d'écrire:

$$\dot{\varepsilon}_p = \frac{C_{\alpha\varepsilon}}{\ln(10)} \cdot \frac{1}{t} \quad (\text{II.19})$$

Où $C_{\alpha\varepsilon}$ est le coefficient de compression secondaire par rapport à la déformation verticale.

La composante déviatorique ε_q de la déformation différée peut être calculée en utilisant le modèle de Singh et Mitchell présenté à la section II.2.2.1. Si la vitesse de déformation axiale des équations (II.10) est prise comme vitesse de déformation le long du premier axe principal ε_1 , l'équation (II.10) peut s'écrire comme suit:

$$\dot{\varepsilon}_1 = A \cdot e^{\bar{\alpha} \cdot \bar{q}} \cdot \left(\frac{t}{t_0}\right)^m \quad (\text{II.20})$$

La vitesse de déformation déviatorique $\dot{\varepsilon}_q$ peut être calculée indirectement à partir de la déformation axiale dans des conditions triaxiales:

$$\dot{\varepsilon}_q = \dot{\varepsilon}_1 - \frac{\dot{\varepsilon}_p}{3} \quad (\text{II.21})$$

Où $\dot{\varepsilon}_p$ et $\dot{\varepsilon}_1$ sont donnés par l'équation (II.19) et l'équation (II.20) respectivement

L'approche de Tavena

Tavenas et al. (1978) ont supposé séparer les déformations retardées en une volumétrique ε_p et une ε_q déviatorique, ce qui peut être décrit en utilisant la relation de Singh et Mitchell:

$$\dot{\varepsilon}_p = B \cdot f(\sigma'_{ij}) \cdot \left(\frac{t}{t_0}\right)^m \quad (\text{II.22})$$

$$\dot{\varepsilon}_q = A \cdot g(\sigma'_{ij}) \cdot \left(\frac{t}{t_0}\right)^m \quad (\text{II.23})$$

Où $f(\sigma'_{ij})$ et $g(\sigma'_{ij})$ sont fonction de l'état effectif de contrainte σ'_{ij} , A et B sont les propriétés du sol et m est un paramètre constitutif qui régit la vitesse à laquelle la vitesse de déformation diminue. Il est important de remarquer que le paramètre m est supposé décrire à la fois la déformation différentielle volumique et déviatorique, ce qui n'est probablement pas le modèle général.

Sur la base de la forme des courbes de niveau pour une vitesse de déformation égale, Tavenas et al.(1978) suggèrent que les fonctions de contrainte $f(\sigma'_{ij})$ et $g(\sigma'_{ij})$ doivent être exprimées en termes de surface limite, surface de charge.

Le rapport entre les vitesses de fluage volumétrique et déviatorique pourrait être exprimé en fonction de l'état de contrainte effective actuel σ'_{ij} seulement (Sekiguchi,1985):

$$\frac{\dot{\varepsilon}_p}{\dot{\varepsilon}_q} = \frac{f(\sigma'_{ij})}{g(\sigma'_{ij})} = h(\sigma'_{ij}) \quad (\text{II.24})$$

Dans lequel $h(\sigma'_{ij})$ est une fonction matérielle.

L'approche de Bjerrum

Bjerrum a présenté un concept pour l'analyse du tassement des argiles normalement et légèrement sur-consolidées qui inclut la loi logarithmique.

La théorie de Bergum est basée sur les observations des tests de compression d'oedomètre qui indiquent qu'il n'y a pas une seule courbe de compression contrainte-déformation dans le diagramme $e-\log(\sigma'_z)$, mais une famille de courbes parallèles, correspondent à une durée différente de la charge appliquée (Figure II.5). Une caractéristique importante est que la valeur de la pression de préconsolidation $\sigma'_{z,pc}$ dépend de la ligne temporelle considérée. Les différentes lignes temporelles représentent une série de relations d'équilibre après différentes périodes de chargement soutenu.

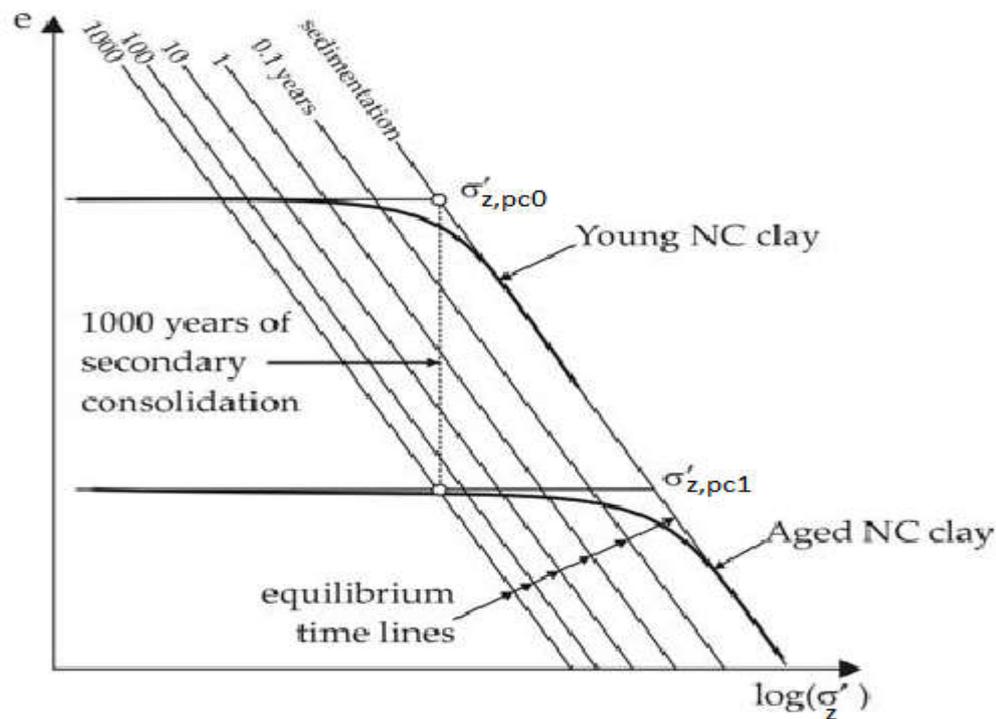


Figure II.5 Histoire géologique et compressibilité d'une argile jeune et âgée normalement consolidée après l'approche de Bjerrum (1967)

Dans la figure II.5, les courbes de compression oedométriques pour une argile «jeune» et «vieille» normalement consolidée sont représentées. La jeune argile NC présente une pression de préconsolidation $\sigma'_{z,pc0}$ égale à la contrainte active verticale effective $\sigma'_{z,0}$. Si la charge verticale est laissée agir sur la jeune argile NC pendant plusieurs années, l'argile se comprime sous une contrainte effective constante avec le temps (fluage) qui est appelée compression retardée ou compression secondaire. Ensuite, l'argile NC vieillie suit la courbe inférieure et la pression de préconsolidation mesurée a augmenté à $\sigma'_{z,pc1}$. Cela signifie que la réduction de l'indice de vide qui se produit pendant la compression secondaire conduit à une structure d'argile plus stable et donc à une pression de préconsolidation plus élevée.

Garlanger (1972) a modélisé l'approche proposée par Bjerrum, en termes d'indices de recompression, de compression et de compression secondaire bien connus C_{re} , C_{ce} et C_{ae} respectivement, en référence à une fonction logarithmique. L'hypothèse principale est de diviser la variation de l'indice de vide en une partie élastique (exposant e), une partie élastoplastique (ep) et une partie de fluage retardée (c).

$$e = e_0 - e^e - e^{ep} - e^c$$

$$e = e_0 - C_{re} \log \frac{\sigma'_{z,pc}}{\sigma'_{z,0}} - C_{ce} \log \frac{\sigma'_z}{\sigma'_{z,pc}} - C_{\alpha e} \log \frac{t_0+t}{t} \tag{II.25}$$

Où e est l'indice de vide, e_0 l'indice de vide initial, $\sigma'_{z,pc}$ la pression de préconsolidation verticale, $\sigma'_{z,0}$ la contrainte verticale initiale in situ, σ'_z le courant contrainte effective verticale, t le temps et t_0 le temps de référence.

La valeur de la pression de préconsolidation verticale peut être calculée à l'aide de l'équation (II.25) illustrée à la figure II.6. La condition initiale est une jeune argile NC, avec un indice de vide initial e_0 , un temps initial t_0 et un état initial de contrainte $\sigma'_{z,0}$ égal à la pression de préconsolidation $\sigma'_{z,pc0}$. La condition finale est une argile NC vieillie, avec un indice de vide e_t , un temps t , et une pression de préconsolidation $\sigma'_{z,pct}$. La relation de dépendance d'âge est donnée par:

$$\frac{\sigma'_{z,pct}}{\sigma'_{z,pc0}} = \left(\frac{t}{t_0}\right)^{\frac{C_{\alpha e}}{C_{ce}-C_{re}}} \tag{II.26}$$

Le rapport $C_{\alpha e}/(C_{ce} - C_{re})$ est similaire au paramètre m' si l'indice de recompression C_{re} est négligé.

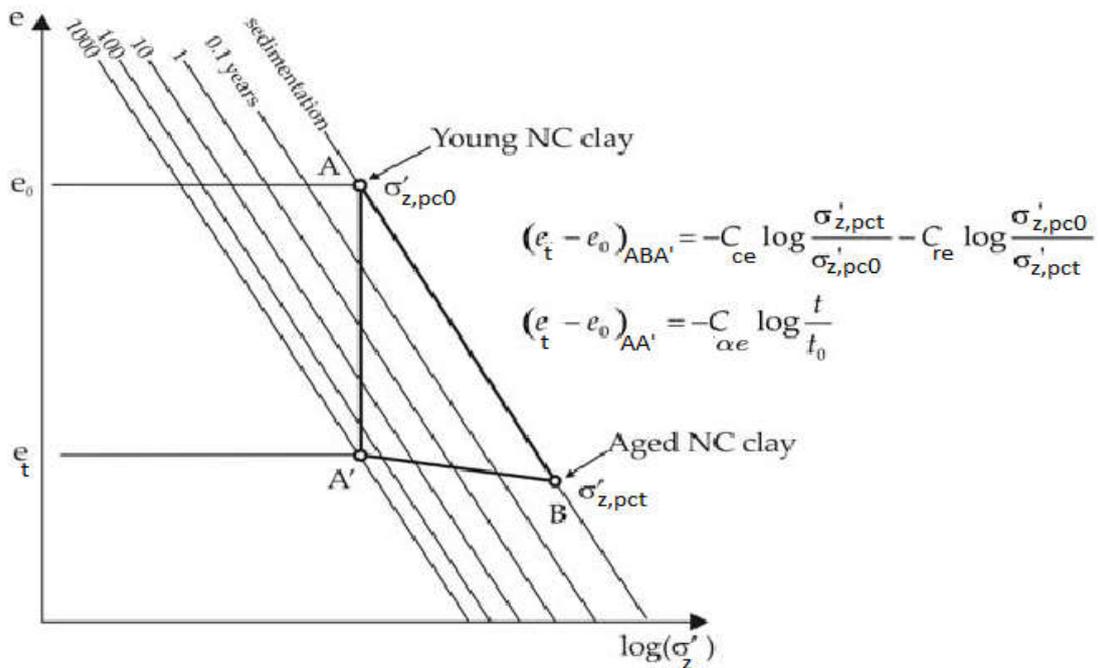


Figure II.6 Détermination de la solution de la dépendance selon l'âge selon l'approche de Bjerrum (1967)

Le modèle de Yin et Graham

Yin et Graham (1996) ont proposé une série de modèles unidimensionnels, basés sur l'approche de Bjerrum, décrite ci-dessus, et sur l'approche de la vitesse de déformation, décrite dans la section précédente. Ces modèles permettent de décrire le comportement dépendant du temps des argiles NC et OC dans différentes conditions de test: tests de relaxation, tests de déformation constante et essais de déformation constante.

Le modèle de Yin et Graham est basé sur les concepts de: (1) temps équivalent, (2) ligne de temps, (3) ligne de temps de référence, (4) ligne de temps instantanée et (5) ligne de temps limite. Ceux-ci sont illustrés à la figure II.7.

- Ligne de temps et de temps équivalente. Yin et Graham (1996) définissent les lignes de temps comme des lignes ayant le même temps équivalent t_e . Le temps équivalent t_e est défini comme le temps nécessaire pour s'écarter de la ligne de temps de référence, pour laquelle $t_e = 0$, à la valeur courante de la déformation verticale ε_z et de la contrainte effective verticale σ'_z . Dans un test oedométrique classique, dans la gamme normalement consolidée, le temps équivalent est égal à la durée de chaque incrément de charge, mais dans la gamme sur-consolidée, il peut différer considérablement.

Le temps équivalent est lié à une vitesse de déformation au fluage unique, avec la valeur minimale associée aux taux de déformation les plus importants. Les lignes de temps équivalentes en dessous de la ligne de temps de référence sont dans la plage positive, tandis que les lignes au-dessus de la ligne de référence sont dans la plage négative.

- Ligne de temps de référence: est définie comme la ligne de temps équivalente à laquelle le temps équivalent t_e est égal à zéro.
- Ligne de temps instantanée: cette ligne définit la réponse de chargement instantanée du sol. Les contraintes sont supposées être purement élastiques.
- Ligne de temps limite: cette ligne définit la limite dans l'espace $\varepsilon_z - \sigma'_z$, au-dessus de laquelle le comportement est indépendant du temps. Il peut être obtenu avec un temps équivalent tendant à l'infini ou, de même, avec une vitesse de déformation verticale tendant vers zéro.

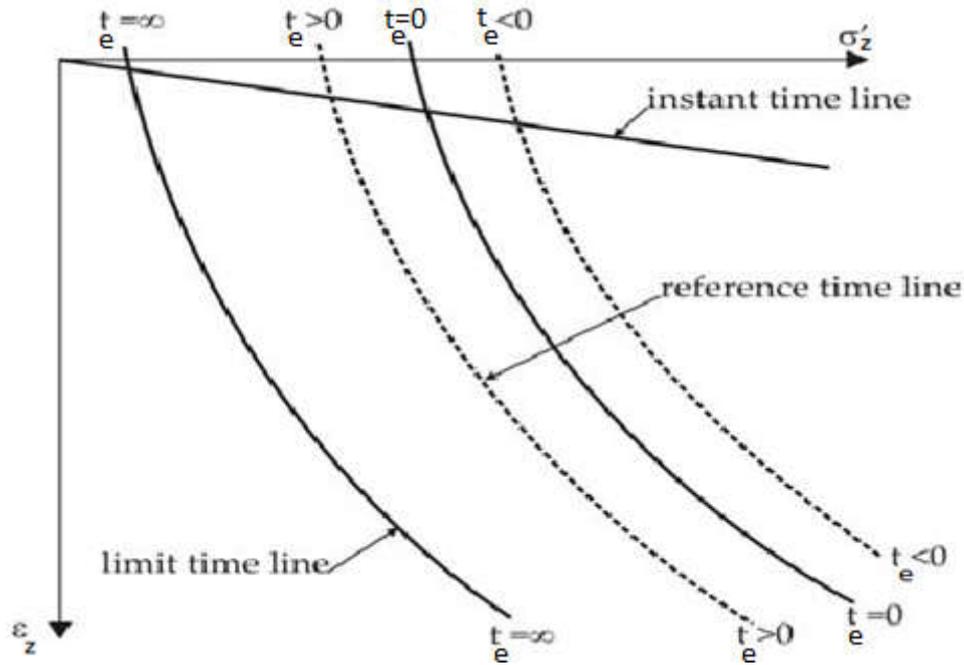


Figure II.7 Définition de la ligne de temps instantanée, de la ligne de temps de référence, de la ligne de temps limite et des lignes de temps positives et négatives selon le modèle de Yin et Graham (1996)

Yin et Graham ont proposé deux types de modèles élastiques visco-élastiques généraux, un formulé au moyen de la fonction logarithmique et l'autre au moyen de la fonction de puissance.

La relation contrainte-déformation générale pour la formulation logarithmique est donnée par:

$$\dot{\varepsilon}_z = \frac{\kappa}{v} \cdot \frac{1}{\sigma'_{z0}} \cdot \dot{\sigma}'_z + \frac{\psi}{v \cdot t_0} \cdot \exp \left[-(\varepsilon_z - \varepsilon_{z0}) \cdot \frac{v}{\psi} \right] \left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{z0}} \right)^{\frac{\lambda}{\psi}} \quad (II.27)$$

Où ε_{z0} est la déformation initiale, σ'_{z0} la contrainte effective initiale, v le volume spécifique, κ un paramètre matériel qui décrit la rigidité élastique du sol, λ un paramètre de matériau élastique, ψ un paramètre de fluage et t_0 un paramètre de temps intrinsèque.

La relation contrainte-déformation générale pour la formulation de puissance est donnée par:

$$\dot{\varepsilon}_z = a_2 n_1 \left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{zu}} - \frac{\sigma'_{z0e}}{\sigma'_{zu}} \right)^{n_1 - 1} \dot{\sigma}'_z + (f_{\infty}^{ep} - f_0^{ep}) \frac{n_3}{t_0} \left(1 - \frac{\varepsilon_z - f_0^{ep}}{f_{\infty}^{ep} - f_0^{ep}} \right)^{\frac{n_3 + 1}{n_3}} \quad (II.28)$$

Où f_0^{ep} indique la fonction de la ligne de temps de référence, f_{∞}^{ep} indique la fonction de la ligne de temps limite, σ'_{zu} l'unité de contrainte, a_2 , n_1 , n_3 , σ'_{z0e} paramètres du modèle et t_0 paramètre du temps intrinsèque.

Les équations différentielles générales (II.27) et (II.28) peuvent être résolues afin d'obtenir des solutions pour les essais de fluage, de relaxation de contrainte, de vitesse de déformation constante ou de contrainte constante.

Observations sur les modèles semi-empiriques secondaires

Le principe de correspondance est vrai pour les modèles semi-empiriques secondaires. Généralement, une loi de fluage est introduite dans un modèle indépendant du temps, obtenant une relation générale qui peut fournir des solutions pour le fluage, la relaxation de contrainte, la vitesse de déformation constante et les tests de vitesses de contrainte constante. Il convient de noter que les modèles semi-empiriques secondaires reposent sur les mêmes méthodes de durcissement, le durcissement temporel et l'écrouissage, décrits dans la section précédente.

II.2.3 Modèles rhéologiques

Les modèles rhéologiques ont été présentés dans la littérature pour décrire le comportement dépendant du temps des métaux et des aciers (à haute température) et des fluides, et a été étendu aux géomatériaux. Ils sont généralement formulés en référence à des conditions unidimensionnelles et fournissent directement les relations fondamentales qui régissent la dépendance temporelle, sous une forme différentielle ou fermée. Ils peuvent ensuite être étendus au cas tridimensionnel.

Le principal avantage des modèles rhéologiques est de fournir un mécanisme de fonctionnement assez simple et intuitif.

Ils sont généralement divisés en trois catégories:

- Modèles analogiques ou modèles rhéologiques mécaniques. Les relations constitutives sont construites en combinant, en série ou en parallèle, modèles à différents matériaux élémentaires, tels que les modèles de matériaux de Hooke, Saint-Venant et Newton.
- Théories de l'ingénierie du fluage. Théories générales pour déterminer le comportement retardé du métal ou du béton. Ils fournissent directement la formulation mathématique de la relation qui décrit la dépendance temporelle.
- L'approche héréditaire, également connue sous le nom de méthode de la représentation intégrale. Dans cette approche, la contrainte ou la déformation de fluage dépendant du temps est définie par une fonction de «fluage» ou de «relaxation», qui est une fonction héréditaire (mémoire) décrivant la dépendance historique de la déformation ou de la contrainte.

Le principe de base de cette catégorie est brièvement discuté dans les sous-sections suivantes en référence aux conditions uniaxiales.

II.2.3.1 Modèles analogiques

Différents modèles analogiques ont été proposés pour la description mathématique du comportement contrainte-déformation-temps des sols. Ils sont constitués de combinaisons de modèles élémentaires de matériaux, tels que le modèle de Hooke (schématisé comme un ressort), le modèle de Saint-Venant (schématisé comme un slider) et le modèle newtonien (schématisé comme un dashpot visqueux). Les modèles de matériaux élémentaires peuvent être combinés en série ou en parallèle. Les caractéristiques de ces trois modèles élémentaires sont illustrées à la figure II.8 en référence au cas unidimensionnel simple.

Fréquemment, les modèles analogiques sont formulés en référence à des conditions unidimensionnelles en combinant des modèles élémentaires et sont étendus au cas tridimensionnel général en subdivisant le comportement en une composante volumétrique et une composante déviatorique.

Il est important de noter que le ressort de Hooke et le dashpot visqueux newtonien pourraient également être fortement non linéaires. De plus, le patin de Saint-Venant pourrait également représenter un élément plastique régi par la théorie générale de la plasticité en trois dimensions.

Quelques exemples de modèles analogiques qui ont donné des résultats raisonnables approximations du comportement de certains sols dans des conditions de charge données sont montrés aux figures II.9 et II.10. Il est à noter que dans les modèles de Murayama et de Shibata, et de Christensen et Wu, les dashpots sont non linéaires, avec une réponse du débit de contrainte régie par la théorie du processus de vitesse.

Dans la sous-section suivante seulement deux modèles sont brièvement discutés afin de présenter le potentiel des modèles analogiques rhéologiques.

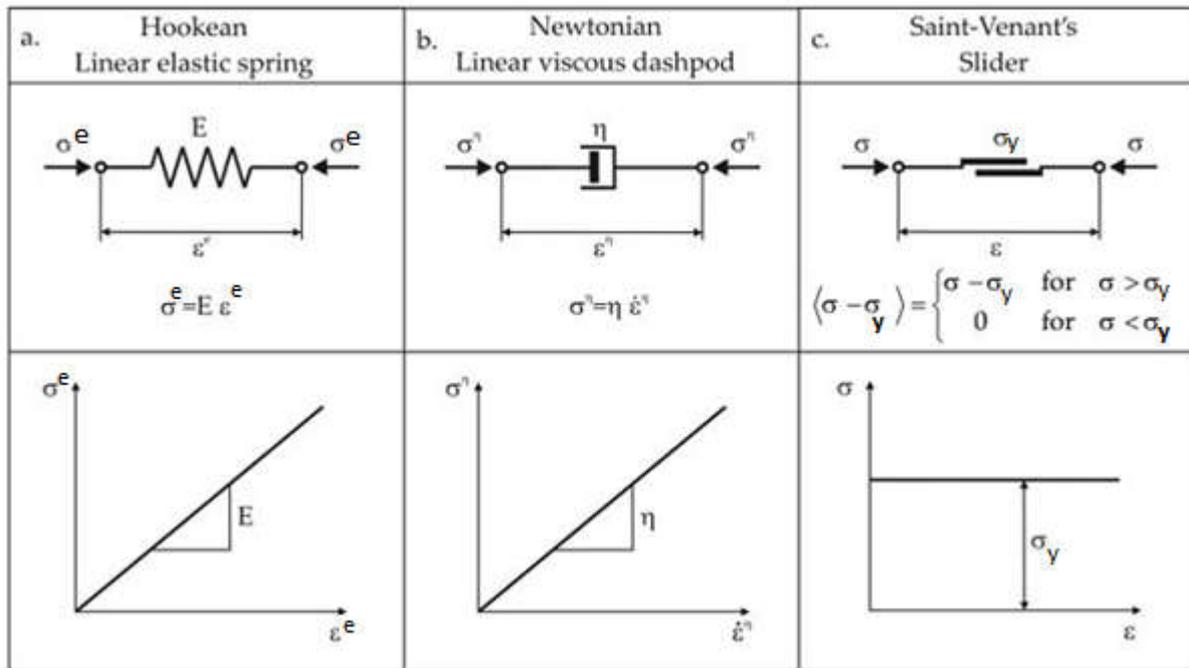


Figure II.8 Représentation schématique de modèles de matériaux élémentaires: (a) ressort élastique linéaire de Hooke, (b) dashpot visqueux Newtonien et (c) patin de Saint-Venant.

L'exposant e et v dénote respectivement élastique et visqueux. E est la constante du ressort et η est la constante de viscosité. Le curseur doit être compris comme un élément en plastique idéal qui est inactif (verrouillé) en dessous d'une contrainte de seuil soudaine σ_y ; si la contrainte σ dépasse σ_y , le curseur est déverrouillé et les déformations plastiques sont autorisées.

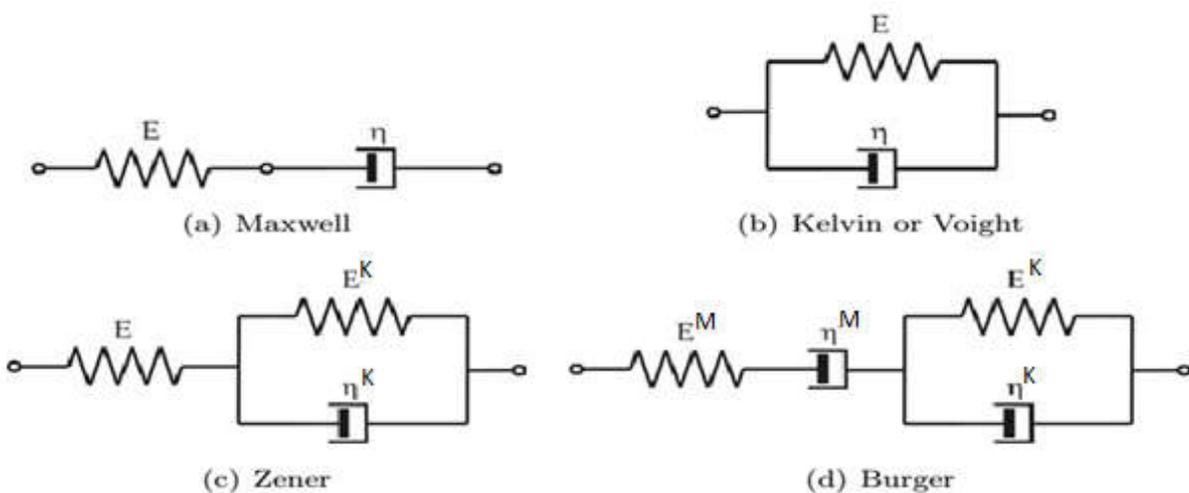


Figure II.9 Quelques modèles analogiques proposés pour la caractérisation du comportement dépendant du temps du sol.

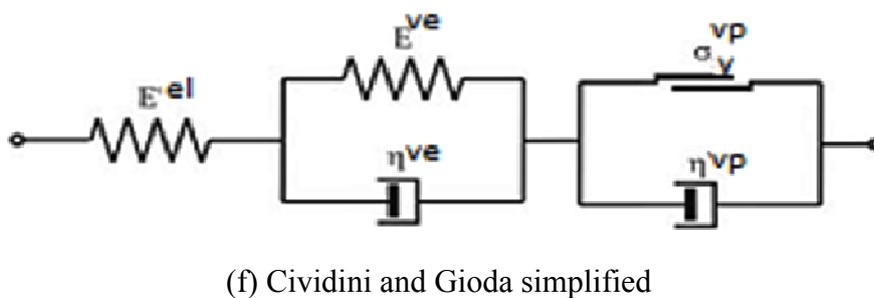
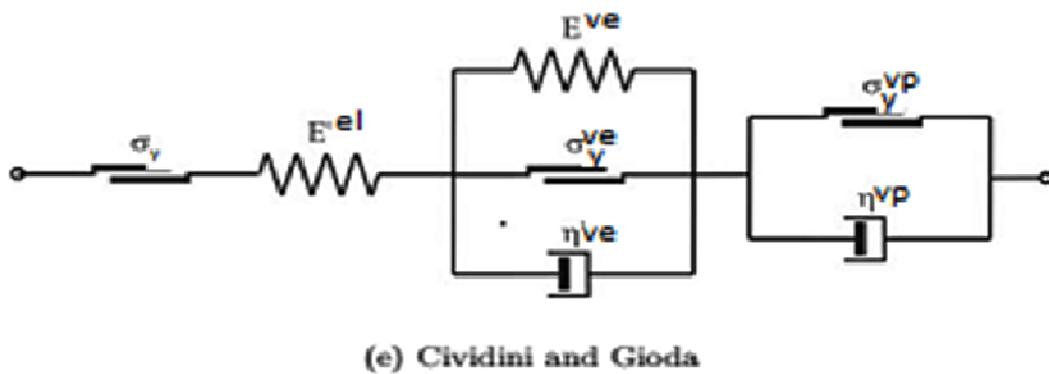
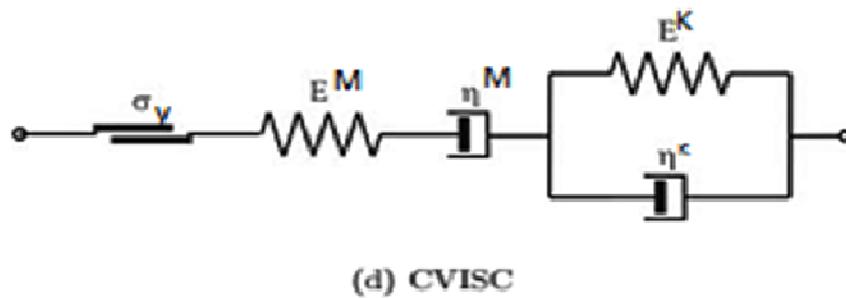
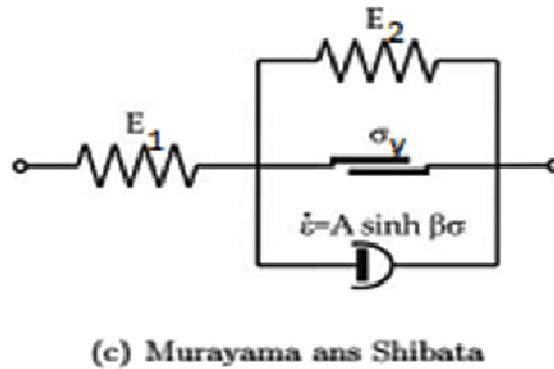
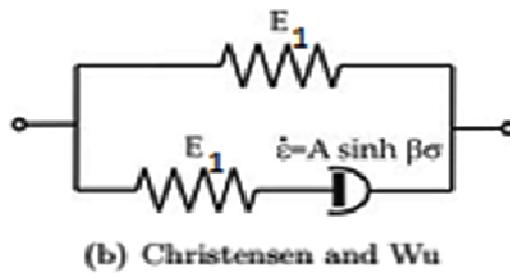
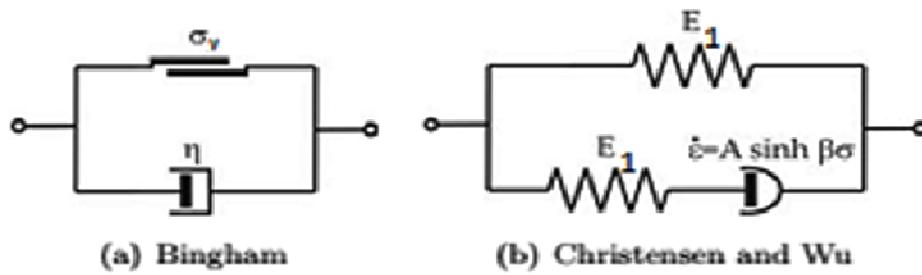


Figure II.10 Quelques modèles analogiques proposés pour la caractérisation du comportement dépendant du temps du sol

Modèle CVISC

Le modèle CVISC (ITASCA, 2006) est un modèle analogique qui couple, en série, le modèle viscoélastique de Burgers avec une règle d'écoulement plastique, basée sur le critère de rupture de Mohr-Coulomb, comme le montre la figure II.11.

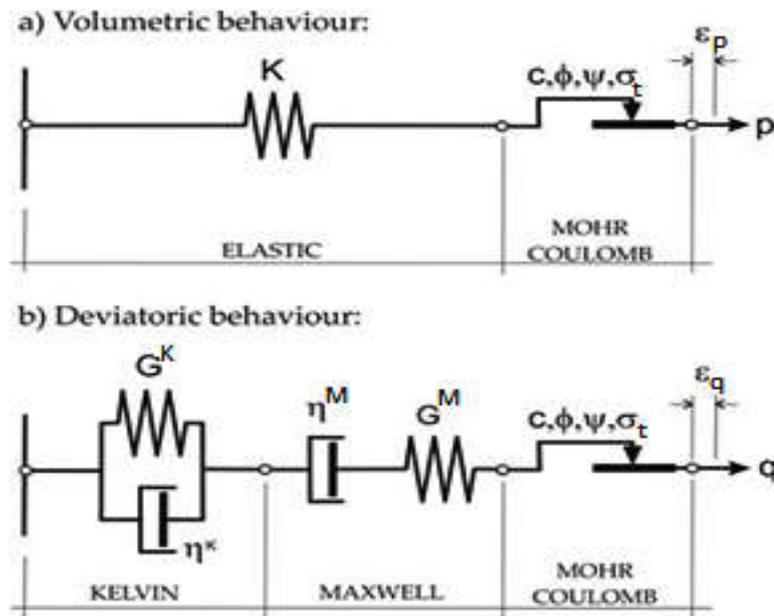


Figure II.11 Modèle CVISC (ITASCA, 2006)

L'hypothèse principale de ce modèle est de diviser le comportement mécanique du matériau en composants volumétriques et déviatoriques. En termes de contrainte, on écrit:

$$\epsilon_p = \epsilon_{mm} \text{ete} \epsilon_p = \epsilon_p^e + \epsilon_p^p \tag{II.29}$$

$$e_{ij} = \epsilon_{ij} - \frac{1}{3} \cdot \delta_{ij} \cdot \epsilon_{mm} \text{ete} e_{ij} = \epsilon_{ij}^{ve} + \epsilon_{pi}^p \tag{II.30}$$

Le comportement volumétrique est seulement élastoplastique est régi par la loi élastique linéaire et la règle d'écoulement plastique (Figure II.11.a), tandis que le comportement déviatorique est viscoélastoplastique est déterminé par le modèle de Burgers et la même règle d'écoulement plastique (Figure II.11.b). Cela signifie que les déformations viscoélastiques sont déviatoriques et ne dépendent que de la contrainte de déviateur S_{ij} ; à la place, les déformations plastiques sont à la fois déviatoriques et volumétrique et dépend de la contrainte totale σ_i en fonction de la règle d'écoulement choisie.

La partie viscoélastique peut être décrite par les relations suivantes, qui sont vraies pour l'élément Kelvin (exposant k) et pour l'élément Maxwell (exposant M) respectivement. Ces relations forment, en série, le modèle de Burgers.

$$e_{ij}^{ve} = e_{ij}^{veK} + e_{pi}^{veM} \quad (\text{II.31})$$

$$\text{Elément de Kelvin : } s_{ij} = 2 \cdot G^k \cdot e_{ij}^{veK} + 2 \cdot \eta^K \cdot \dot{e}_{ij}^{veK} \quad (\text{II.32})$$

$$\text{Elément de Maxwell : } \dot{e}_{ij}^{veM} = \frac{\dot{s}_{ij}}{2G^M} + \frac{s_{ij}}{2\eta^M} \quad (\text{II.33})$$

La composante de déformation élastique du comportement volumétrique est décrite par la relation:

$$p = K \cdot \varepsilon_p^e \quad (\text{II.34})$$

Les déformations plastiques suivent la règle d'écoulement générale de la plasticité:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \lambda \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (\text{II.35})$$

Où λ est le multiplicateur plastique et g le potentiel plastique, avec la même forme du critère de rupture de Mohr-Coulomb, mais contrôlé par l'angle de dilatation ψ .

Le modèle est caractérisé par neuf paramètres comme suit: une propriété élastique (module de masse K), quatre propriétés viscoélastiques (viscosité dynamique Maxwell η^M et module de cisaillement G^M , viscosité dynamique Kelvin η^K et module de cisaillement G^K) et quatre propriétés plastiques (cohésion c , angle de frottement ϕ , résistance à la traction uniaxiale σ_t et angle de dilatation ψ).

Les paramètres constitutifs peuvent être dérivés au moyen de l'ajustement analytique et numérique de données expérimentales. Les paramètres élastiques et plastiques peuvent être déterminés à partir des essais classiques de déformation et de résistance suivant une procédure standard. Les paramètres viscoélastiques peuvent être dérivés d'essais triaxiaux (fluage, relaxation, essais de déformation constante). Il est cependant plus fiable d'utiliser des tests de fluage.

Fluage : Dans le cas des essais de fluage, l'hypothèse principale est que le niveau de contrainte est inférieur à la limite élastique: sans le composant plastique, le modèle CVISC se réduit au modèle de Burgers. Pour un échantillon cylindrique soumis à des contraintes axiales et radiales, σ_a et σ_r , les déformations viscoélastiques axiales et radiales induites, ε_a et ε_r , sont:

$$\varepsilon_a = \frac{p}{3K} + \frac{q}{3G^M} + \frac{q}{3\eta^M} t + \frac{q}{3G^K} \left[1 - \exp\left(-\frac{G^K}{\eta^K} t\right) \right] \tag{II.36}$$

$$\varepsilon_r = \frac{p}{3K} - \frac{q}{6G^M} - \frac{q}{6\eta^M} t - \frac{q}{6G^K} \left[1 - \exp\left(-\frac{G^K}{\eta^K} t\right) \right] \tag{II.37}$$

Ces deux relations permettent de déterminer les paramètres requis au moyen de l'ajustement numérique (Bonini et al., 2007, Debernardi, 2004). On observe que l'équation (II.36) est plus appropriée à cet effet, car la déformation axiale ε_a est généralement mesurée de manière plus précise et plus fiable.

Le modèle simplifié de Cividini et Gioda

Le modèle simplifié de Cividini et Gioda (Gioda et Cividini, 1996) comprend un élément Kelvin-Voight en série avec un élément de Bingham. Le critère de plasticité du patin de l'élément Bingham est défini en fonction du critère de rupture de Mohr Coulomb. Comme pour le modèle CVISC, l'hypothèse principale est de diviser le comportement mécanique du sol en un composant volumétrique et un composant déviatorique. Dans ce modèle également, le comportement volumétrique est supposé être uniquement élastoplastique et est régi par la loi élastique linéaire et la règle d'écoulement plastique (Figure II.12), tandis que le comportement déviatorique est viscoélastoplastique.

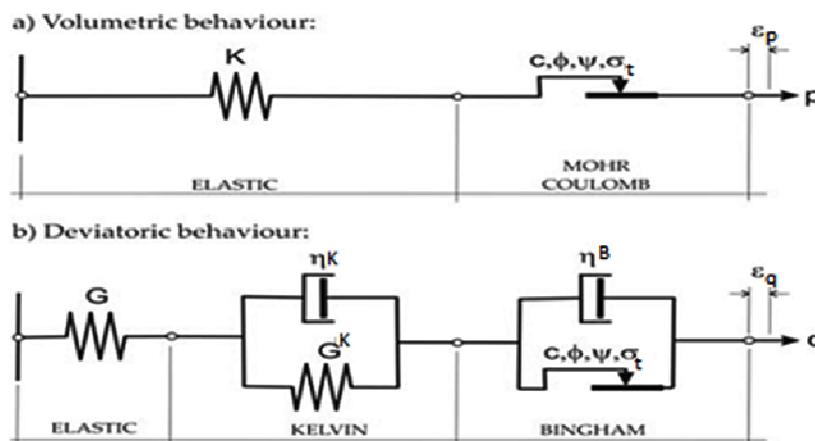


Figure II.12 Modèle simplifié de Cividini et Gioda (1996)

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{mm} \text{ et } \varepsilon_p = \varepsilon_p^e + \varepsilon_p^p \quad (\text{II.38})$$

$$e_{ij} = \varepsilon_{ij} - \frac{1}{3} \delta_{ij} \cdot \varepsilon_{mm} \text{ et } e_{ii} = e_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^{ve} + \varepsilon_{ij}^p \quad (\text{II.39})$$

Les trois éléments du modèle rhéologique sont décrits par:

$$\text{Elément élastique : } \sigma_{ij} = K \cdot \varepsilon_p^e + 2 \cdot G \cdot e_{ij}^e \quad (\text{II.40})$$

$$\text{Elément de Kelvin : } s_{ij} = 2 \cdot G^k \cdot e_{ij}^{ve} + 2 \cdot \eta^k \cdot \dot{e}_{ij}^{ve} \quad (\text{II.41})$$

$$\text{Elément de Bingham : } s_{ij}^{pD} = \eta^B \cdot \dot{e}^p \quad (\text{II.42})$$

Où s_{ij}^{pD} est la partie de la contrainte déviatorique portée par l'amortisseur viscoplastique de l'élément de Bingham. Ceci peut être déterminé en introduisant la contrainte totale supportée par le curseur en plastique σ_{ij}^{pS} , qui inclut l'ensemble de la contrainte hydrostatique et remplit la condition limite viscoplastique:

$$s_{ij}^{pD} = \sigma_{ij} - \sigma_{ij}^{pS} \quad (\text{II.43})$$

$$\sigma_{mm}^{pS} = \sigma_{mm} \quad (\text{II.44})$$

Où le tenseur des contraintes σ_{ij}^{pS} doit satisfaire à la condition de cohérence:

$$f(\sigma_{ij}^{pS}) = 0 \quad (\text{II.45})$$

En outre, la règle d'écoulement en matière plastique exige que:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \lambda \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}^{pS}} \quad (\text{II.46})$$

Où λ est le multiplicateur plastique et g le potentiel plastique, avec la même forme du critère de rupture de Mohr-Coulomb, mais contrôlé par l'angle de dilatation ψ .

Le modèle est caractérisé par neuf paramètres comme suit: deux propriétés élastiques (module de masse K et module de cisaillement G), trois propriétés viscoélastiques (Viscosité dynamique Bingham η^B , viscosité dynamique Kelvin η^K et module de cisaillement G^K) et quatre propriétés plastiques (cohésion c , angle de frottement ϕ , résistance uniaxiale à la traction σ_t et angle de dilatation ψ).

Fluage : Dans le cas du test de fluage si le niveau de contrainte est inférieur à la surface de rupture définie par le critère de rupture de Mohr-Coulomb, le modèle est réduit à un modèle de Kelvin Voight et les contraintes axiales et radiales, ε_a et ε_r peuvent être déterminées en utilisant:

$$\varepsilon_a = \frac{p}{3K} + \frac{q}{3G} + \frac{q}{3G^K} \left[1 - \exp\left(-\frac{G^K}{\eta^K} t\right) \right] \quad (\text{II.47})$$

$$\varepsilon_r = \frac{p}{3K} - \frac{q}{6G} - \frac{q}{6G^K} \left[1 - \exp\left(-\frac{G^K}{\eta^K} t\right) \right] \quad (\text{II.48})$$

Si le niveau de contrainte induit le glissement du curseur de Bingham, une solution en forme fermée de déformations dépendant du temps ne peut être trouvée et une procédure de résolution numérique est nécessaire. Le modèle simplifié de Cividini et Gioda permet de décrire correctement à la fois la phase primaire et la phase secondaire du fluage.

Sterpi et Gioda (2007) ont récemment modifié ce modèle afin de prendre en compte également la phase tertiaire du fluage. Cela a été fait en modifiant les paramètres de l'élément Bingham d'une valeur de peak à une valeur résiduelle.

La forme choisie de désintégration des paramètres c , ϕ , ψ et η^B avec la déformation viscoplastique déviatorique est représentée sur la figure II.13.

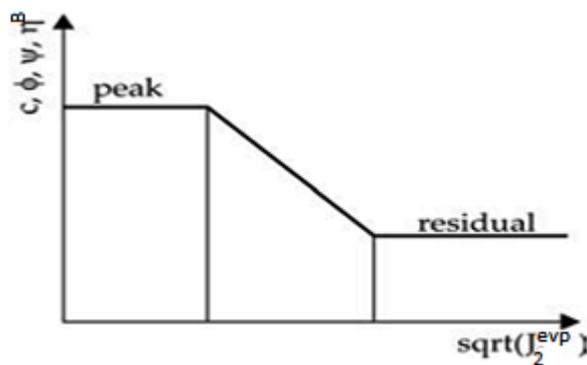


Figure II.13 Variation des paramètres viscoplastiques avec le 2ème invariant des déformations viscoplastiques déviatoriques pour le modèle de Sterpi et Gioda (2007)

Observations sur les modèles analogiques

Les modèles rhéologiques analogiques sont utiles sur le plan conceptuel pour faciliter la reconnaissance des composants élastiques, plastiques et visqueux de la déformation. Ils sont utiles pour la visualisation par analogie du flux visqueux qui accompagne les changements de structures dépendant du temps à un état plus stable. Les relations mathématiques peuvent être développées de manière directe pour la description du fluage, de

la relaxation des contraintes, de la déformation en régime permanent, etc., en termes de constantes du modèle. Dans la plupart des cas, ces relations sont complexes et nécessitent l'évaluation de plusieurs paramètres qui peuvent ne pas être valables pour différentes intensités de contrainte ou états de sol.

II.2.3.2 Théories de l'ingénierie du fluage

La plupart des théories de l'ingénierie du fluage ont été proposées en référence aux observations expérimentales sur les métaux, l'acier, le béton et la glace, où la charge appliquée est inférieure à la limite d'élasticité. Ils sont phénoménologiques et il existe des similitudes évidentes entre les structures des modèles empiriques présentés dans la section II.2 et les théories de l'ingénierie du fluage. Cependant, les théories techniques du fluage diffèrent conceptuellement de la façon traditionnelle de traiter le fluage dans les sols, parce qu'elles sont considérées comme des théories de fluage pour les matériaux où l'état de contrainte est inférieur à la limite de rupture. Pour les sols, les modèles empiriques de fluage ont été formulés à l'origine pour des sols plastiques normalement consolidés.

Les théories de l'ingénierie du fluage peuvent être distinguées en trois catégories:

(1) le modèle de déformation totale, (2) le modèle de durcissement temporel et (3) le modèle de durcissement par déformation

II.2.4 Théories générales

Les théories générales de l'élastoviscoplasticité représentent les aspects les plus avancés de la modélisation numérique du comportement dépendant du temps des sols. Ces théories décrivent non seulement les effets visqueux mais aussi le comportement non visqueux (indépendant du temps) des sols, et peuvent inclure les aspects les plus récents de la recherche sur la plasticité. Ces théories ne sont pas limitées à des conditions de limites et de charges spécifiques et peuvent décrire toutes les trajectoires de contrainte et les conditions aux limites possibles.

Ils sont souvent proposés dans une formulation tridimensionnelle générale, avec le but explicite d'être implémenté dans un code d'analyse numérique, en tant que codes de méthodes d'éléments finis ou de différences finies. Rarement une solution sous forme fermée est proposée.

Les modèles élastiques visco-plastiques peuvent être divisés en trois classes: (1) les modèles élastoviscoplastiques basés sur la théorie de la surcontrainte de Perzyna, (2) les modèles élastoviscoplastiques basés sur le concept de surface d'écoulement non stationnaire et (3) autres.

Modèles viscoplastiques

De nombreux modèles viscoplastiques basés sur la théorie de Perzyna se trouvent dans la littérature:

- Le modèle de Lemaitre (Boidy, 2000);
- Le modèle de Prager (Prager, 1949);
- Le modèle de Cristescu (Jin et Cristescu, 1998);
- Le modèle de Bodner et Partom (Bodner et Partom, 1975);
- Le modèle d'Adachi et Okano (Adachi et Okano, 1974);
- Le modèle d'Adachi et d'Oka (Adachi et Oka, 1982);
- Dans le modèle de Prisco (In Prisco et Imposimato, 1996);
- Le modèle de Katona (Katona, 1984);
- Le modèle de Zienkiewicz (Zienkiewicz et al., 1975);
- Les modèles de Desai et Zhang (Desai et Zhang, 1987).

Dans la section suivante, seul le modèle de Lemaitre est brièvement décrit.

Modèle rhéologique de Lemaitre

Le modèle de Lemaitre qui représente le comportement du solide élasto-viscoplastique avec écrouissage isotrope, s'appuie sur la théorie de Perzyna 1966. Cette théorie repose sur le postulat de la partition des vitesses de déformations totales en une partie élastique (réversible) et une partie viscoplastique (irréversible). Il utilise le critère de plasticité de Von Mises et une loi d'écoulement de type puissance:

$$\Phi(F) = \left(\frac{F}{F_0} \right)^n \quad (\text{II.49})$$

Où :- n est une constante supérieure à 1,

- $F_0 = 1$ MPa correspond à l'unité de référence.

Mais au lieu d'utiliser le travail viscoplastique comme variable d'écrouissage, Lemaitre choisit la déformation viscoplastique ε_{vp} qu'il l'écrit sous la forme :

$$k(\varepsilon_{vp}) = (\varepsilon_{vp})^{-m/n} \quad (\text{II.50})$$

Où :

- m est une constante vérifiant : $1 - n < m < 0$,
- ε_{vp} est le second invariant du tenseur des déformations viscoplastique.

La loi de Lemaitre repose sur les hypothèses fondamentales suivantes:

- On se situe dans le domaine des petites déformations, en conditions isothermes.
- La déformation totale peut être décomposée en une partie élastique réversible et une partie viscoplastique irréversible (hypothèse de la partition des déformations):

$$\varepsilon_{ij}^{\text{tot}} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^{\text{vp}} \quad (\text{II.51})$$

- Les déformations viscoplastiques se développent à volume constant.

Lemaitre considère ensuite l'hypothèse supplémentaire que le fluage dépend de l'état de contrainte déviatoire, régnant au sein du matériau, et non de la surcontrainte définie par Perzyna. En d'autres termes, il considère que le matériau n'a pas de domaine élastique à proprement parler et que la surface de charge initiale se réduit à un point. Cela se traduit par une fonction de charge, F, du type:

$$F(\sigma_{ij}, \varepsilon_{kl}^{\text{vp}}) = \frac{f(\sigma_{ij})}{k(\varepsilon_{kl}^{\text{vp}})} \quad (\text{II.52})$$

A noter qu'un seuil de contrainte σ_s de déclenchement des déformations visqueuses peut être introduit dans la fonction « f », ce qui revient à considérer une formulation basée sur le concept de Bingham.

Son étude des comportements des matériaux métalliques conduit Lemaitre à utiliser le critère de plasticité de von Mises ($f = q$), traduisant indirectement que seule la partie déviatoire du tenseur des contraintes est responsable du fluage.

Le modèle rhéologique (figure II.14) associé à la loi de Lemaitre est constitué d'un ressort représentant l'élasticité du matériau placé en série avec un amortisseur conique qui traduit l'augmentation de la rigidité (écrouissage). La viscosité non linéaire de cet amortisseur conique peut ne s'exprimer qu'au-delà d'un certain seuil, σ_s , représenté par un patin.

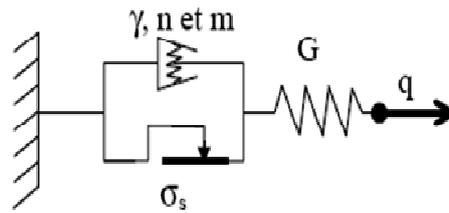


Figure II.14 Modèle rhéologique représentant la loi viscoplastique de Lemaître d'après Boidy(2002)

L'équation de la loi d'écoulement donnée par Perzyna se simplifie donc, et la loi viscoplastique de Lemaître s'écrit finalement :

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{vp} = \frac{3}{2} \frac{\dot{\epsilon}_{vp}}{q} s_{ij} \tag{II.53}$$

Avec :
$$\dot{\epsilon}_{vp} = \gamma \left(\frac{q - \sigma_s}{\epsilon_{vp}^{-m/n}} \right)^n = \gamma (q - \sigma_s)^n \epsilon_{vp}^m$$

La vitesse de déformation viscoplastique équivalente, $\dot{\epsilon}_{vp}$, s'écrit alors:

$$\dot{\epsilon}_{vp} = A (q - \sigma_s)^n \epsilon_{vp}^m \tag{II.54}$$

- γ est la viscosité, souvent notée A .

- σ_s est la contrainte seuil au-dessus de laquelle les déformations viscoplastiques se développent.

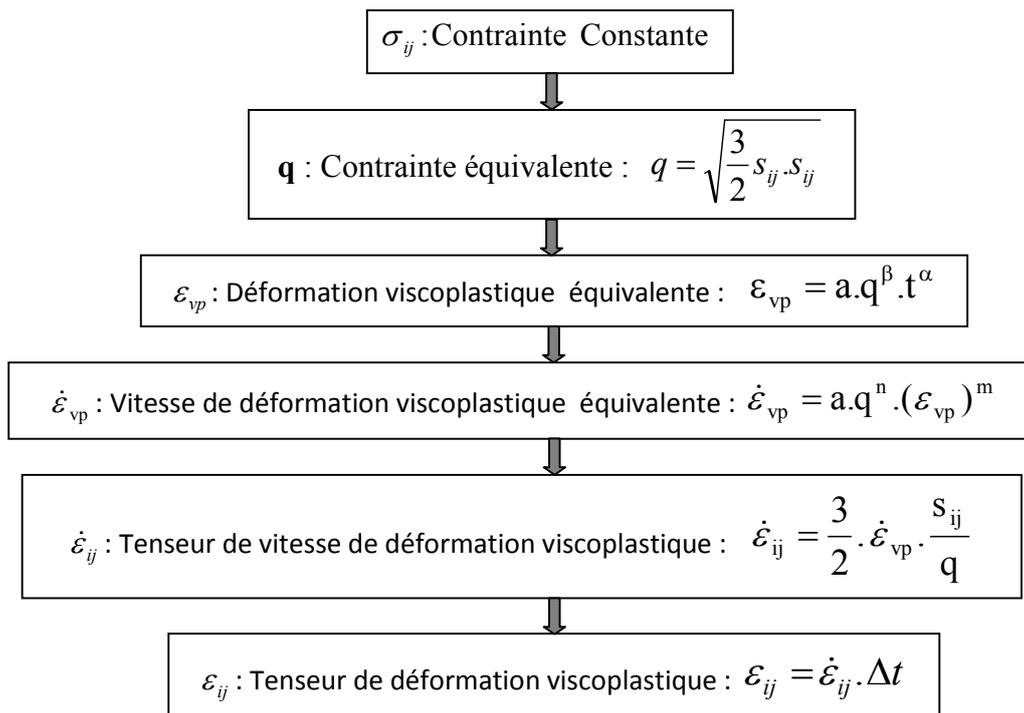
L'expression de la loi de fluage associée, issue de l'intégration de l'équation (II.54), à déviateur « q », constant, est la suivante :

$$\epsilon_{vp} = a. (q - \sigma_s)^\beta . t^\alpha \tag{II.55}$$

Où les constantes α , β et a vérifient les relations suivantes :

$$\alpha = \frac{1}{1-m} \text{ avec : } 0 < \alpha \leq 1, \quad \beta = \frac{n}{1-m} = \alpha.n > 1 \text{ et } a = \left(\frac{A}{\alpha} \right)^\alpha \tag{II.56}$$

Organigramme de calcul pour la loi viscoplastique de Lemaitre



II.3. CONCLUSION

L'objectif principal de ce chapitre est de donner un aperçu des modèles qui ont été développés par de nombreux auteurs afin de décrire le comportement dépendant du temps des géomatériaux.

Comme un grand nombre de modèles constitutifs ont été proposés, seul le cadre théorique de chaque classe de modèles est discuté. La tentative consiste à se concentrer uniquement sur les principales hypothèses qui ont été introduites pour décrire le comportement dépendant du temps des géomatériaux. La classification proposée distingue les modèles dans: (1) les modèles empiriques, (2) les modèles rhéologiques, (3) les théories générales.

Il est clair qu'aucun modèle développé jusqu'à présent ne peut gérer tous les effets de temps observés dans les sols ou les roches et peut être utilisé pour représenter toutes les conditions in situ.

En général, chaque modèle privilégie certains aspects de la dépendance temporelle et il est formulé en référence à un problème in situ spécifique. Les concepteurs devraient choisir le modèle qui correspond le mieux au comportement mécanique dépendant du temps réel et indépendant du temps du sol / de la roche d'intérêt pour le problème spécifique à analyser.

CHAPITRE III

FORMULATION D'UNE APPROCHE NUMERIQUE

EXPLICITE A GRAND NOMBRE DE CYCLES

III.1 INTRODUCTION

III.2 CONTEXTE GÉNÉRAL

III.3 MODÈLES ACTUELS

III.4 FORMULATION DE LA DEFORMATION IRREVERSIBLE

III.5 ÉTUDE PARAMETRIQUE DU COMPORTEMENT CYCLIQUE DES SABLES

III.6 CONCLUSION

CHAPITRE III

FORMULATION D'UNE APPROCHE NUMERIQUE EXPLICITE A GRAND NOMBRE DE CYCLES

III.1 INTRODUCTION

La prédiction de l'accrétion de déformation permanente dans les matériaux granulaires résultant d'une charge cyclique à long terme est un défi complexe qui reçoit une grande attention dans les domaines de l'ingénierie, y compris la conception d'infrastructures et la conception d'éoliennes offshore. De nombreux modèles ont été proposés dans le passé qui visent à prédire cette accumulation de déformations cycliques à des fins spécifiques ou générales.

La prise en compte de l'accumulation (des déformations ou des pressions interstitielles) peut être abordée par le biais de deux méthodes que Wichtman et al (2005) désignent par méthodes « implicites » et « explicites », et qu'ils combinent. Avec les méthodes implicites chaque cycle est calculé pas à pas à l'aide d'un modèle constitutif : modèles élasto-plastiques (Prevost, 1977; Mroz et al, 1978; Chaboche 1994) ; modèles endochroniques (Valanis and Lee, 1984) ; modèles hypoplastiques (Gudehus, 1996, Niemunis et al, 1997). L'apport des surfaces de charges emboîtées a été exploré par Papon (2010), Dafalias et al (1982) tandis que les modèles à surfaces multiples de charge à écrouissage cinématique ont été examinés par Al Tabbaa (1987) et Grammatikopoulou (2004). La procédure implicite s'avère peu applicable au-delà d'un certain nombre de cycles en raison d'une part des temps de calcul, et d'autre part des erreurs accumulées par les modèles. Les approches explicites sont plus efficaces pour simuler l'effet d'un grand nombre de cycles. L'accumulation des déformations permanentes est traitée comme un problème de pseudo-

fluage (Boulon et al, 1984 ; Dob, 2016a ; Dob, 2016b). Le bilan des cycles est défini par des algorithmes externes et injecté dans le calcul à des étapes particulières : Wichtman (2005), Diyaljee et al (1982), Boukovalas et al (1984), Kaggawa et al (1991), Gotschol (2002), Papon (2010) et Cao et al (2012) ont exploré respectivement la technique d'«homogénéisation temporelle» et celle des « sauts de cycles ».

Dans ce travail, nous nous intéressons à l'étude du comportement des sols pulvérulents sous chargement cyclique et l'estimation des déformations volumiques cumulées en se basant sur une analogie entre le modèle J.Lemaitre et le pseudo fluage cyclique qui assimile ce dernier comme un comportement différé d'un matériau fictif 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 J.Lemaitre. Les essais triaxiaux cycliques à grand nombre de cycles effectués par Thanopoulos (1981) sur le sable fin de Plancoet servent comme base de données pour réaliser l'objectif suscitée.

III.2 CONTEXTE GÉNÉRAL

Un type particulier de problèmes dans le domaine de la géo-ingénierie provient de charges variables avec un modèle de récurrence cyclique, également appelé «charges cycliques». Les charges cycliques en géo-ingénierie peuvent être causées par des objets ou d'autres sources qui exercent périodiquement des forces variables sur un corps de sol. On peut penser aux charges sur les fondations de structures qui vibrent dans le vent comme les éoliennes ou les piliers de hauts ponts; les digues qui subissent le chargement des vagues et les influences des marées; fondations pour les écluses de mer avec grandes variations du niveau d'eau; et les remblais routiers ou ferroviaires qui subissent des forces de pointe avec chaque voiture ou train qui passe. Une attention particulière est accordée au chargement cyclique avec du sable. Le sable n'est pas un matériau rigide, de sorte que les grains peuvent se déplacer les uns par rapport aux autres. L'effort requis pour mettre les grains en mouvement dépend des caractéristiques matérielles du sable, de la forme du squelette du grain et des états de contrainte locaux. Chaque charge cyclique peut entraîner de petites déformations dans le squelette de sable. Si le mouvement des particules les amène à se rapprocher, le sable va atteindre une configuration plus dense (un processus appelé compaction). Alternativement, les grains peuvent atteindre une configuration plus lâche (appelée dilatance) s'ils s'éloignent l'un de l'autre.

La compaction et la dilatance peuvent avoir divers effets secondaires désirés ou indésirables. Un sable dense aura, par exemple, de meilleures propriétés de résistance qu'un sable lâche et la compaction peut donc être considéré comme une bonne chose. Cependant, la compaction et la dilatance entraîneront également une modification du volume du sol, ce qui peut entraîner une subsidence ou un soulèvement de la surface du sol. Ces effets peuvent être indésirables pour les fondations adjacentes des structures. Lorsque l'espace poreux (l'espace entre les grains de sable) sont remplis d'un fluide, la compaction peut conduire à des phénomènes complexes non désirés comme la liquéfaction, conduisant à une réduction (temporaire) de la résistance du sol.

Il est important de distinguer les charges statiques, cycliques et dynamiques car elles nécessitent toutes une approche différente dans la pratique de l'ingénierie. Strictement parlant, il n'y a pas de différence fondamentale entre les types de chargement, autre que la dépendance en temps de l'ampleur de la charge. D'autre part, le comportement réactif du sol varie significativement avec chaque type de chargement, ce qui souligne l'importance de la classification. Le type d'analyse (statique / cyclique / dynamique) requis dépend de la dépendance temporelle du chargement et de la composition, du poids, de la rigidité et des caractéristiques de résistance du sol. Lorsque seul le poids propre d'une structure est considéré comme une charge sur la fondation, aucune dépendance temporelle n'est prévue puisque la structure maintiendra un poids constant sous des conditions normales. Les questions auxquelles il faut répondre dans cette considération sont liées aux mécanismes de rupture statique du sol. Lorsque l'on s'attend à ce que l'ampleur de la charge dépende du temps, des effets cycliques ou dynamiques pourraient être envisagés. Les effets dynamiques pourraient jouer un rôle lorsque la vitesse de variation de l'amplitude de la charge est relativement élevée, compte tenu des propriétés d'amortissement du sol, de poids unitaire et de rigidité. Le calcul des accélérations du sol est une composante clé d'une analyse dynamique car ils peuvent imposer de grandes fluctuations dans les niveaux de contrainte ou perturber gravement la stabilité du sol. Lorsque la variation de l'ampleur de la charge se produit relativement lentement et suit un modèle récurrent, des effets cycliques peuvent être envisagés. La variation continue de la charge peut, avec le temps, entraîner des changements dans la structure du sol et les caractéristiques de rigidité et de résistance du sol. La résistance contre les ruptures statiques peut être influencée par ces changements. Cette analogie est similaire à celle utilisée dans l'ingénierie de fatigue de l'acier (H. Fuchs and I. Stephens, 1980 ; J. Lemaitre and J. Chaboche, 1994).

Les changements dans la structure du sol sont souvent appelés des déformations (c'est-à-dire la valeur spatiale absolue). Les déformations dans le sable se produisent à petite échelle (compression, rotation, translation et abrasion des grains de sable) où elles peuvent sembler non pertinentes, mais l'effet combiné de toutes les déformations à petite échelle peut avoir un effet notable à plus grande échelle (affaissement ou même effondrement de la surface du sol). Une distinction est souvent faite entre des déformations élastiques (réversibles) et plastiques (irréversibles). Lorsque, par exemple, une certaine charge sur un sol provoque une déformation qui disparaît une fois la charge retirée, cette déformation est considérée comme purement élastique. Cependant, lorsqu'une certaine quantité de déformation subsiste après le retrait de la charge, cette déformation restante est appelée déformation plastique. On pense que la déformation élastique est causée principalement par la compression du squelette du sol avec peu de mouvement des grains (c'est-à-dire que la structure du grain reste essentiellement intacte). On pense que la déformation plastique se produit lorsque les grains commencent à se translater ou à tourner l'un par rapport à l'autre ou lorsque l'écrasement des grains se produit. Dans ces cas, la structure du grain atteint une nouvelle configuration d'équilibre et ne revient pas naturellement à l'état précédent. Il est important de remarquer qu'en réalité les déformations plastiques et élastiques se produisent souvent ensemble et ne se distinguent pas si facilement. Cependant, on pense que les déformations qui sont inférieures à une certaine valeur de seuil sont purement dans le régime élastique (un seuil de déformation d'environ 1×10^{-4} est généralement adoptée dans la littérature D. V. Okur and a. Ansal, 2007 ; M. Kalinowska and M. Jastrzebska, 2015). Un chargement cyclique avec de petites déformations récurrentes dans le régime élastique, cependant, peut conduire à des déformations plastiques au cours d'un grand nombre de cycles, ce qui est l'idée fondamentale de l'accumulation de déformation cyclique (T. Wichtmann, 2005).

Depuis les années 1970, diverses tentatives ont été faites par des ingénieurs et des scientifiques pour concevoir un modèle permettant de prédire la déformation d'un matériau granulaire (comme le sable) soumis à un chargement cyclique. Une distinction est faite entre les modèles qui décrivent la réponse contrainte-déformation complète d'un matériau et modèles semi-empirique qui ne calculent que l'accumulation de déformations plastiques. Le premier groupe de modèles n'est généralement pas spécifiquement conçu pour gérer le chargement cyclique et l'utilisation de tels modèles à cette fin peut entraîner des temps de calcul importants et grandes incertitudes (Niemunis et al. (2005)). Ce dernier groupe de modèles sont appelés modèles de compaction ou modèles d'accumulation car ils prennent en

compte les déformations cumulées de chaque cycle de charge. Beaucoup de ces modèles ont été conçus pour un but spécifique, tel que l'ingénierie routière ou ferroviaire. Ces modèles ont des hypothèses intrinsèques sur l'état de contrainte ou d'autres conditions aux limites (Barksdale(1972) - Lekarp and Dawson (1998)). Quelques modèles ont été posés dans le but d'être applicables à une gamme plus large de problèmes d'ingénierie (Niemunis et al. (2005), Allou et al. (2007) – François et al. (2009)). Tous les modèles d'accumulation sont hautement empiriques, puisque les relations de base sont basées sur des observations (de laboratoire) plutôt que sur une compréhension plus profonde des mécanismes sous-jacents.

L'un des modèles actuellement développés et les plus avancés disponibles est le modèle d'accumulation de Bochum, également appelé modèle d'accumulation à cycle élevé (HCA), par Niemunis et al. (2005). C'est le seul modèle qui vise à fournir des prédictions d'accumulation de déformations volumiques et déviatoriques pour un (très) grand nombre de cycles de charge d'une source arbitraire, ce qui est validé avec des tests de laboratoire avec jusqu'à deux millions de cycles de charge. Il a été conclu par Wichtmann(2005) et Wichtmann et al. (2015, 2009, 2006) que l'amplitude et la direction de l'accumulation de déformation sont sensibles à la forme et à la taille du chemin de déformation cyclique, (aux variations) de l'état de contrainte moyen, histoire du chargement cyclique et à la densité actuelle et terminale du matériau granulaire. D'autres modèles ne prennent pas correctement en compte la combinaison de ces caractéristiques importantes et le modèle HCA est donc considéré comme le plus précis et le plus avancé pour une large gamme d'applications.

III.3 MODÈLES ACTUELS

Depuis les années 1980, diverses tentatives ont été faites par des ingénieurs et des scientifiques pour concevoir un modèle avec lequel une prédiction de la quantité de la compaction d'un matériau granulaire (comme le sable) soumis à une charge cyclique ou dynamique peut être faite. De tels modèles sont appelés modèles de compaction ou modèles d'accumulation car ils prennent en compte les déformations plastiques cumulées de chaque cycle de charge.

Pour illustrer le concept général des modèles d'accumulation cyclique, examinons d'abord une définition générale des contraintes et des déformations. Considérons une boîte carrée rigide remplie de sable. La hauteur du sable dans la boîte est L . Lorsqu'une contrainte verticale uniforme σ est appliquée sur la surface (par exemple avec une presse hydraulique),

le sable se déforme avec une déformation verticale, comme l'illustre la figure III.1. La déformation verticale du sable peut être exprimée comme une déformation (sans dimension) par division par l'original hauteur de l'échantillon: $\epsilon = u/L$. La quantité de déformation causée par la contrainte appliquée dépendra de l'amplitude de la contrainte et des propriétés de rigidité du sable, Dans le reste de cet exemple, on peut supposer que la contrainte est relativement faible et donc la déformation affichée sur la figure III.1 est extrêmement exagérée, en réalité elle sera à peine perceptible à l'œil humain: dans ce régime de petites contraintes et déformations, on considère généralement que le sable se comporte comme un matériau élastique linéaire.

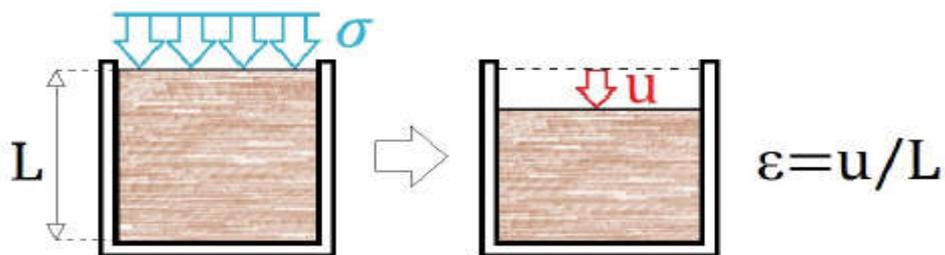


Figure III.1 Expérience de réflexion: boîte carrée remplie de sable soumis à une pression verticale uniforme.

On peut imaginer que lorsque la contrainte verticale appliquée augmente, la déformation verticale augmente également. Si par la suite la contrainte est ramenée au niveau précédent, on peut s'attendre à ce que les déformations reviennent également au niveau précédent, car on a supposé que le sable rebondirait élastiquement. Mais en réalité, une petite déformation irréversible a été faite par l'application de la contrainte qui empêche le sable de rebondir complètement à son niveau d'origine. L'augmentation et la diminution du niveau de contrainte peuvent être considérées comme un cycle de charge. La déformation verticale ϵ résultant de chaque cycle de charge peut être décomposée en une partie cyclique (élastique) ϵ^e et une partie accumulée (plastique) ϵ^{acc} comme on peut le voir sur la figure III.2. L'idée fondamentale de l'accumulation de déformation est qu'un cycle de charge avec une amplitude de déformation relativement faible, il en résulte de très petites déformations irréversibles.

Au cours de seulement plusieurs cycles, cet effet est à peine perceptible, mais compte tenu d'un grand nombre de cycles, l'accumulation peut entraîner des déformations importantes. Notez que l'exemple ci-dessus est une version très simplifiée de la réalité, destinée à illustrer le principe principal. L'exemple ne considère qu'une composante de l'état

de contrainte de Cauchy (contrainte normale verticale). Dans une situation 3D réaliste, les six composantes de la contrainte de Cauchy peuvent être affectées par le chargement cyclique.

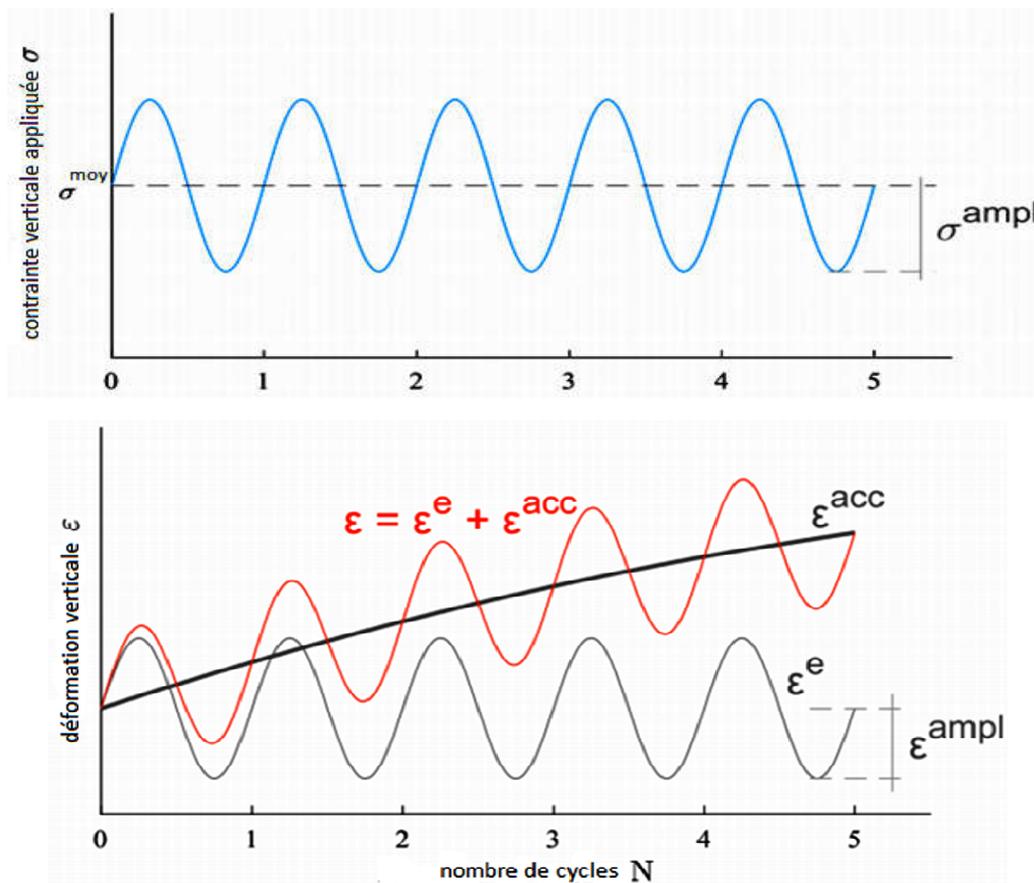


Figure III.2 Evolution de ϵ , ϵ^{amp} et ϵ^{acc} (graphe inférieur) pendant l'application de σ (graphe supérieur).

Les modèles de sols conventionnels utilisent un schéma implicite pour calculer la trajectoire totale de la déformation (la ligne rouge de la figure III.2). Cette approche peut cependant prendre beaucoup de temps et fournir des résultats inexacts si l'on considère des centaines de cycles de charge ultérieurs (sans parler des millions de cycles!).

Les modèles d'accumulation cyclique ont une approche différente: au lieu de calculer la contrainte totale "implicitement en temps réel, ils calculent la déformation plastique accumulée (ligne grise foncé dans la figure III.2) ϵ^{acc} explicitement en pseudo-fluage. L'approche est très similaire aux modèles viscoplastiques, où au lieu du temps t , le nombre de cycles N est utilisé. En raison de la formulation explicite, de grands intervalles N peuvent être calculés sans perte de précision. Les formulations explicites ont un caractère empirique, car elles sont principalement formées en ajustant des expressions mathématiques aux résultats de laboratoire observés.

III.3.1 Types de modèles d'accumulation

Pasten et al (2014) les ont divisés en trois catégories, basées sur la sortie du modèle et les paramètres d'état considérés qui influencent cette sortie:

1. Les modèles qui ne considèrent qu'une partie de la déformation accumulée (volumique / déviatorique) en prenant en compte le premier cycle de charge (grandeur), l'historique cyclique, l'état de contrainte statique et la densité initiale. Les exemples sont Dyaljee & Raymond (1982), Gidel et al. (2001), Lentz et Baladi(1981), Sawicki(1987), Sweere(1990).
2. Les modèles qui ne considèrent qu'une partie de la déformation accumulée en prenant en compte un nombre de cycles de référence, l'état de contrainte statique et la résistance au cisaillement statique: Barksdale(1972), Brown (1974), Lekarp & Dawson (1998).
3. Les modèles qui considèrent l'accumulation de déformation complète (volumique et déviatorique) en prenant en compte le nombre de cycles, l'ampleur de la charge, l'état de contrainte et la densité initiale: Bouckovalas et al. (1984), François et al (2009), Kaggwa et al. (1991), Niemunis et al. (2005), Suiker & de Borst(2003), Pasten et al. (2014).

Les modèles du troisième groupe peuvent être considérés comme les modèles les plus avancés disponibles, dont la plupart peuvent facilement être mis en œuvre dans des routines FE, selon les auteurs. Les modèles à l'intérieur d'un groupe peuvent toujours avoir des bases et des approches très différentes, comme on peut le voir dans les courtes élaborations suivantes sur certains des modèles mentionnés ci-dessus.

III.3.1.1 Sawicki

L'un des premiers modèles visant à prédire la compaction des sols granulaires par cisaillement cyclique pour des problèmes d'ingénierie généraux a été proposé par Sawicki (1987,1989). Le domaine du comportement cyclique du sol était encore plutôt nouveau à l'époque, car les premières études sur les «nouveaux» phénomènes tels que la compaction cyclique et la liquéfaction datent des années 1960 - avec par exemple le travail de Seed et Lee (1966) - mais vraiment eu de succès seulement au milieu des années 1970 (Sawicki, 1989).

Le modèle de Sawicki (1987,1989) a été conçu pour prédire la "compaction" ($\emptyset = \Delta n/n_0$, avec porosité n) d'un sable fin basé sur l'amplitude de déformation de cisaillement appliquée γ^{amp} et le nombre de cycles de charge N :

$$\Phi \sim \ln(\tilde{N}) \quad (\text{III.1})$$

Où \tilde{N} est une fonction du nombre de cycles N et de l'amplitude de déformation de cisaillement γ^{amp} . L'influence possible du niveau de contrainte moyen ou de la forme du chemin de contrainte cyclique n'est pas prise en compte.

De plus, l'accumulation de déformation déviatorique n'est pas prise en compte, puisque la définition de la compaction ne concerne que la déformation volumique. L'effet réducteur de la densité initiale sur l'accumulation de déformation est pris en compte, mais la densité n'est pas mise à jour lors du calcul. L'hypothèse intrinsèque de l'équation III.1 est qu'il existe une «courbe de la compaction commune» (figure III.3), qui est capable d'exprimer la relation entre Φ et \tilde{N} , indépendamment du choix de l'amplitude de contrainte de cisaillement appliquée γ^{amp} . Cette hypothèse a été confirmée avec des tests d'échelle avec jusqu'à 1000 cycles, cependant, Wichtmann(2005) l'a réfutée plus tard pour des valeurs de $\tilde{N} > 1.10^{-7}$.

III.3.1.2 Suiker & De Borst

Suiker & de Borst(2003) ont proposé un modèle pour simuler la détérioration cyclique des voies ferrées. Les voies ferrées sont généralement fondées sur plusieurs couches de matériaux granulaires, qui sont susceptibles de tassements en raison des charges répétitives des trains qui passent. Le modèle calcule la déformation plastique accumulée, qui est composée d'une partie volumique (analogue à la «compaction» de Sawicki) et d'une partie déviatorique. On suppose que les deux parties sont causées par la compaction volumique et mécanismes de déformation à glissement par friction respectivement.

Le calcul de l'accumulation de contrainte est principalement basé sur l'état de contrainte de pic, qui est composé de la contrainte statique (due aux forces de surcharge propres et monotones) et de la contrainte de surcharge supplémentaire maximale pendant le chargement cyclique. Le modèle s'écarte entre la déformation élastique et l'accumulation des déformations plastiques en définissant quatre régimes de contrainte: le shakedown élastique; densification cyclique; rupture frictionnelle et; rupture de traction, qui peut être observée sur la figure III.4. Lorsque l'état de contrainte est dans le régime de shakedown élastique, seule la tension élastique est supposée. Ceci reflète l'hypothèse sous-jacente que pour une charge cyclique sous une amplitude limite, aucune accumulation de déformations plastiques n'est attendue. Un tenseur de rigidité élastique dépendant de la pression contrôle le comportement

du sol dans ce régime. Une surface de charge définit la transition entre le comportement de la compaction élastique et plastique.

Cette surface est constituée d'un cône de rupture Drucker-Prager avec cap de compression. Lorsque l'état de contrainte entre dans le régime de densification cyclique, l'accumulation de déformation plastique est calculée. Au fur et à mesure que la surface d'écoulement se déplace vers l'extérieur pendant la charge cyclique, l'état de contrainte finit par se retrouver dans le régime de shakedown élastique qui entraîne une valeur maximale de déformation accumulée après un certain nombre de cycles. Lorsque l'état de contrainte entre dans le régime de frottement ou de rupture en traction, les déformations plastiques sont calculées en raison de la rupture statique du sol. Une série de paramètres du modèle doit être déterminée en fonction de tests de laboratoire et jugement d'ingénierie.

Le fait que le taux d'accumulation des déformations plastiques soit uniquement basé sur la contrainte maximale signifie que la contrainte moyenne et l'amplitude de la charge cyclique ne sont pas prises en compte. De plus, l'indice de vide n'est pas considéré comme un paramètre d'état qui influence l'accumulation de contrainte.

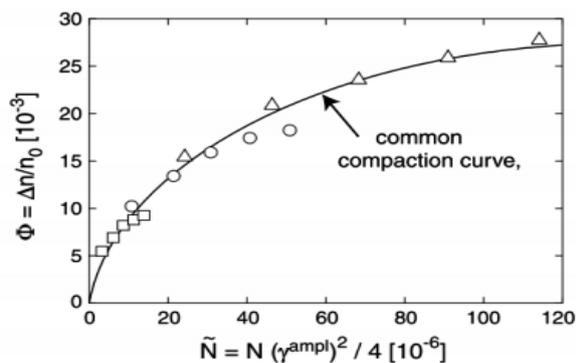


Figure III.3 Courbe de compaction commune du modèle de Sawicki comparée aux observations issues des tests de laboratoire. Une relation fixe est supposée entre Φ , N et γ^{amp} pour chaque échantillon de sable. (Lukkezen, 2016)

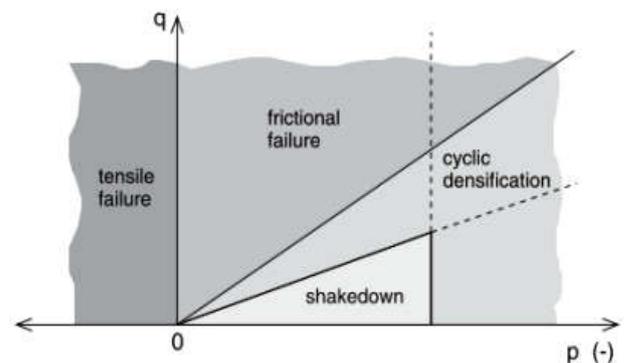


Figure III.4 Les quatre régimes de contrainte du modèle de Suiker & de Borst, chacun définissant un comportement spécifique du sol (Lukkezen, 2016)

III.3.1.3 François et al.

Le modèle de François et al. (2009) est largement basé sur le modèle de Suiker & de Borst. Mais au lieu de prédire le tassement du voie ferrée lui-même, le modèle peut être utilisé pour prédire les tassements des bâtiments adjacents qui sont affectés par les charges d'ondes dynamiques résultant de la piste. Les forces statiques sous un bâtiment sont beaucoup plus grandes que sous une voie ferrée, ce qui explique pourquoi ce modèle s'écarte des contraintes statiques et cycliques. Puisque le modèle est destiné à calculer l'effet des ondes dynamiques, la partie de charge cyclique est prise en compte en supposant un champ d'onde incident de faible amplitude. L'amplitude de ce champ d'onde dans toute la géométrie du problème doit d'abord être déterminée dans un calcul dynamique avec un modèle de sol approprié dans un calcul EF, ou une estimation approximative peut être faite.

III.3.1.4 Niemunis et al.

Le modèle d'accumulation à cycle élevé (HCA) de Niemunis et al. (2005) s'appuie sur les mêmes principes que le modèle de Sawicki et est l'un des modèles d'accumulation les plus récents et les plus avancés disponibles. Il peut être utilisé pour calculer l'accumulation de déformations et de contraintes dans le sable soumis à une faible charge cyclique après un nombre élevé de cycles. Le modèle HCA a été validé avec une série des essais triaxiaux cycliques avec jusqu'à 2 millions de cycles de charge. Une implémentation pour le modèle HCA dans le logiciel commercial Abaqus a été écrite par l'auteur du modèle.

Le modèle HCA nécessite l'amplitude de la déformation cyclique comme paramètre d'entrée. Puisque cette amplitude est un paramètre si important dans le modèle, elle doit être déterminée avec précision. L'acquisition de l'amplitude à partir de mesures in-situ est difficile pour des applications pratiques. L'amplitude peut cependant être calculée numériquement avec un autre modèle de sol. Les auteurs du modèle suggèrent l'utilisation du modèle d'hypoplasticité avec extension de la déformation intergranulaire. Dans la figure III.5, ceci est illustré par le cycle d'enregistrement. Notez que le premier cycle de chargement ne peut pas être utilisé, car là le trajet est irrégulier et fournirait une amplitude de déformation trop importante. Après le cycle d'enregistrement, l'amplitude de déformation est déterminée et l'accumulation avec un nombre croissant de cycles N peut être calculée avec le modèle HCA (la phase dite de pseudo-fluage). Après un certain nombre de cycles, les changements de

densité ou d'état de contrainte peuvent avoir modifié l'amplitude de la déformation. Par conséquent, l'amplitude de la déformation peut être recalculée dans ce que l'on appelle un «cycle de contrôle».

Le chargement cyclique du sable peut entraîner une accumulation de déformations (pseudo-fluage) ou de contraintes résiduelles (pseudo-relaxation), selon les conditions aux limites. Des déformations dans un corps de sable peuvent se produire en raison de la compaction du sable. Cependant, lorsque les conditions aux limites limitent la déformation (la déformation horizontale est, par exemple, limitée dans un corps de sable homogène infiniment large) une réduction de l'état de contrainte peut se produire. En pratique, une combinaison d'effets de pseudo-fluage et de pseudo relaxation peut être observée simultanément. Pour cette raison, le terme «accumulation» fait référence à la fois au fluage et à la relaxation.

Le mécanisme d'accumulation des déformations expliqué ci-dessus ne s'applique qu'à des cycles de déformation relativement petits. Lorsque l'amplitude de la déformation cyclique devient trop importante, chaque cycle de charge déforme la structure du grain, conduisant à un mécanisme de déformation alternatif. Par conséquent, le modèle HCA peut traiter des amplitudes de déformation totales de maximum $5 \cdot 10^{-3}$.

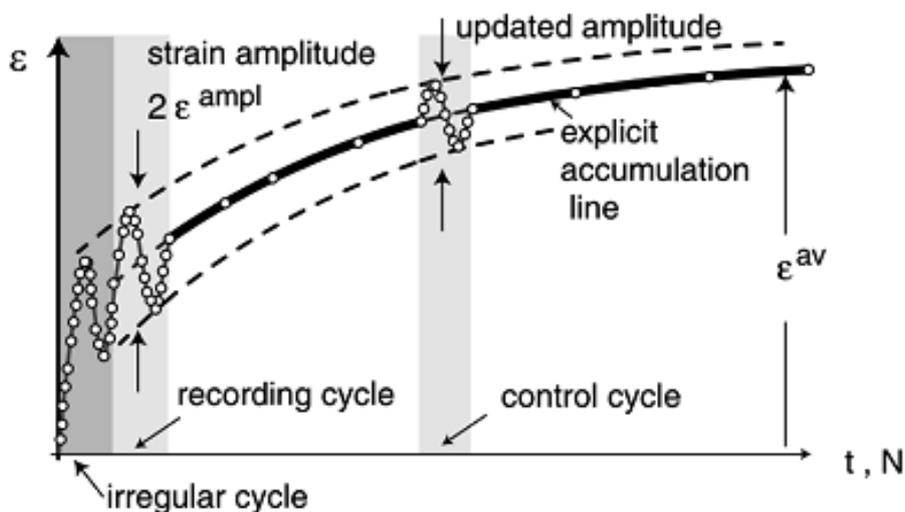


Figure III.5 Concept de base du modèle HCA Niemunis et al. (2005).

III.4 FORMULATION DE LA DEFORMATION IRREVERSIBLE

Les essais triaxiaux cycliques à grand nombre de cycles effectués sur le sable fin de Plancoet (Thanopoulos 1981) devaient servir dans le calcul numérique.

Ce travail a pour objet l'étude du comportement des sols pulvérulents sous chargement cyclique et l'estimation des déformations volumiques cumulées en se basant sur une analogie entre le modèle J.Lemaitre et le pseudo fluage cyclique qui assimile ce dernier comme un comportement différé d'un matériau fictif 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 J.Lemaitre (1996).

Nous avons cherché à exprimer la déformation cumulée après le N^{ème} cycle ε^N en fonction du nombre de cycles en se basant sur les essais triaxiaux cycliques drainés à contraintes imposées (Thanopoulos 1981), c'est-à-dire reproduire les courbes $\varepsilon_v = f(N)$ par un pseudo fluage traité par analogie (figure III.7) comme comportement d'un matériau fictif par le modèle de J.Lemaitre. Les paramètres de ce dernier modèle α , β , a seront estimés en fonction des caractéristiques cycliques puis chercher une équivalence entre le temps et le nombre de cycles.

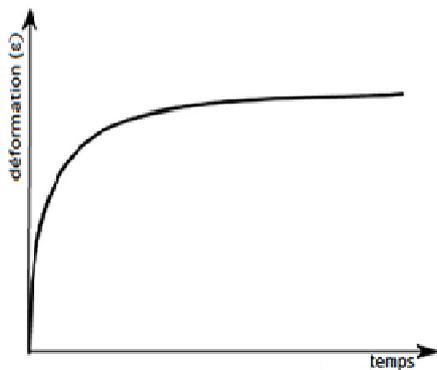


Figure III.6 Réponse des matériaux par le modèle de J.Lemaitre

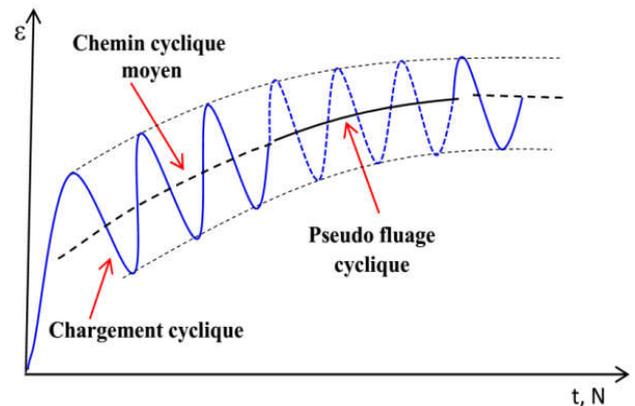


Figure III.7 Evolution de la déformation dans un essai triaxial cyclique.

N: Nombre de cycle	[-]
t: Temps,	[seconde]
ε: Déformation	[%]

III.4.1 Caractéristiques des matériaux

En se basant dans ce travail sur une série d'essais triaxiaux cycliques drainés à grand nombre de cycles effectués par (Thanopoulos I, 1981), sur un matériau sableux fin provenant du site de Plancoet.

Les échantillons de sable avaient été prélevés à une profondeur comprise entre 7,7m et 9,4m et avaient un faible poids volumique sec $\gamma_d=12,1\text{kN/m}^3$, un angle de frottement $\varphi=37,6^\circ$, une cohésion de $c=0\text{kN/m}^2$, un angle de dilatance $\psi=6^\circ$, et le coefficient de poisson $\nu=0,2$.

Pour la préparation des échantillons, (Thanopoulos I, 1981) a effectué les essais sur un matériau reconstitué à cause de la faible cohésion capillaire du sable utilisé : le sable était séché à l'étuve, puis broyé au dame à main et enfin tamisé à 0,5 mm pour éliminer les agglomérats restants.

Les échantillons de 100mm de diamètre et 200mm de hauteur étaient préparés par déversement du sable sec dans un moule à dépression classique avec une hauteur de chute de 5cm pour trouver un poids volumique sec $\gamma_d=12,5\text{ kN/m}^3$ voisin de celui en place.

(Thanopoulos I,1981) a réalisé dix (10) essais cycliques à contraintes imposées et a fréquence constante pour trois (03) valeurs de la contrainte latérale (40, 80 et 160kPa). Le nombre de cycles variait entre 200 et 2760 cycles à l'exception de l'essai 9, qui ne comporte que 23 cycles. Les essais 4 et 14 comportent deux (02) séries de cycles (indices a et b), l'essai 8 est un écrasement monotone à une contrainte latérale égale à 80kPa. Les caractéristiques des essais sont présentées dans le tableau III.1.

Tableau III.1 Paramètres des essais cycliques en compression réalisés sur le sable fin de Plancoet, d'après (Thanopoulos I, 1981)

Essai	$\sigma_3(\text{kPa})$	N	$q_{\min}(\text{kPa})$	$q_{\max}(\text{kPa})$	η_{moyen}	$\Delta\eta$
01	40	1670	4	89	0,837	1,18
02	40	2300	38	56	0,844	0,233
4a	80	406	9	166	0,801	1,118
4b	80	201	115	237	1,269	0,518
07	80	1274	67	166	0,980	0,571
08	80	1			0	0
09	80	23	116	172	1,125	0,823
11	40	2758	37	125	1,209	0,669
12	160	708	6	148	0,414	0,669
13	160	352	3	323	0,760	1,188
14a	160	256	37	154	0,497	0,514
14b	160	1045	37	250	0,69	0,812
16	160	1932	143	182	1,211	0,173

III.4.2 Les principaux résultats

Après plusieurs essais numériques et avec les jeux de paramètres pour chaque essai. Le tableau III.2 résume les paramètres des essais cycliques de (Thanopoulos, 1981) et les paramètres du modèle J.Lemaitre pour les essais qui présentent une conformité avec les essais simulés à savoir les essais: 2, 4a, 7, 11, 12, 13.

La figure III.8 montre dans le plan (q-p) la bande dans laquelle ont été réalisés les essais de (Thanopoulos, 1981).

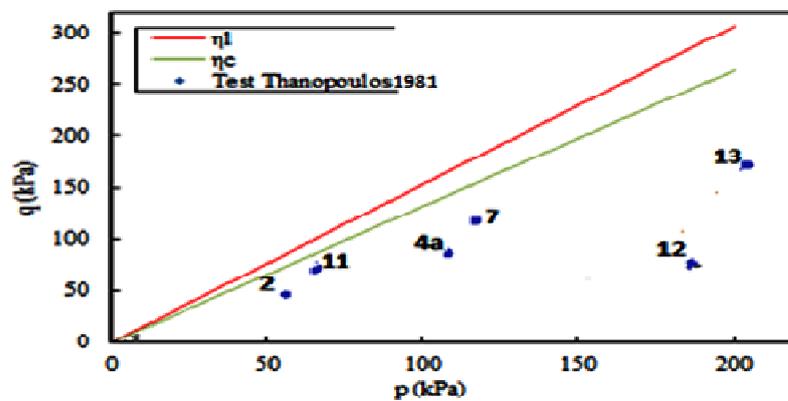
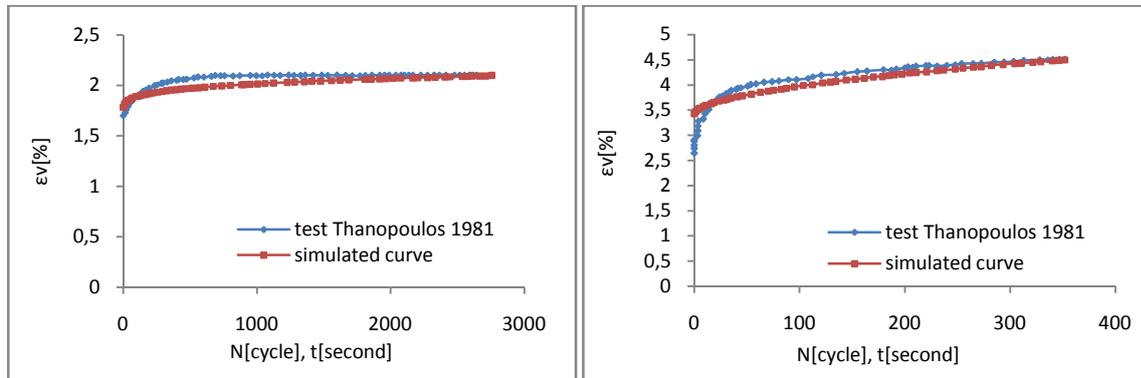


Figure III.8 Contraintes cycliques dans le plan (q-p) d'après Thanopoulos(1981).

Tableau III.2 Paramètres des essais cycliques en compression réalisés sur le sable fin de Plancoet, d'après Thanopoulos(1981) et les paramètres du modèles J.Lemaitre des essais simulés

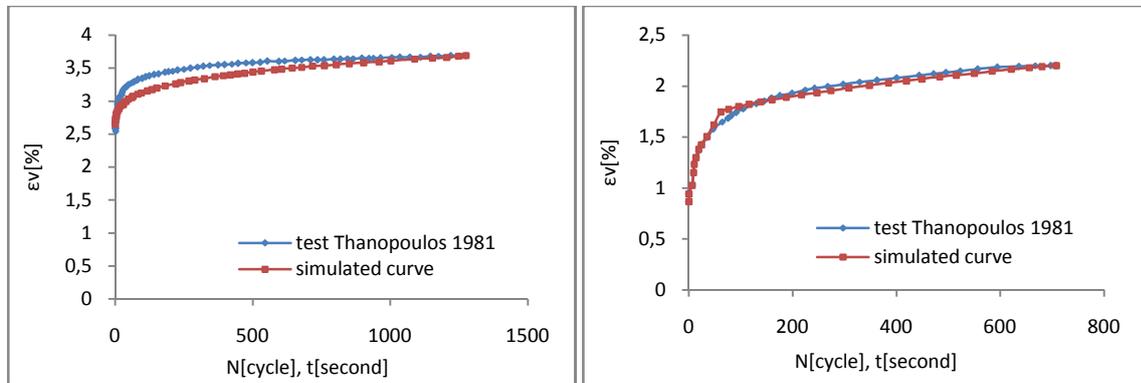
Test	σ_3 (kPa)	q_{moyen} (kPa)	η_{moyen}	$\Delta\eta$	α	β	a
02	40	47	0.844	0.233	0.68	3.29	8.4×10^{-5}
04a	80	87	0.801	1.118	0.37	2.855	3.9×10^{-6}
7	80	116.50	0.980	0.571	0.23	2.805	8.4×10^{-5}
11	40	81	1.209	0.669	0.22	2.89	6.4×10^{-5}
12	160	77	0.414	0.669	0.58	3.485	6.9×10^{-3}
13	160	163	0.760	1.188	0.522	4.18	7.9×10^{-5}

La figures III.9 présente les courbes simulées et expérimentales des déformations volumiques en fonction du temps/ cycle $\epsilon_v = f(N, t)$ pour les essais 2, 4a, 7, 11, 12 et 13.



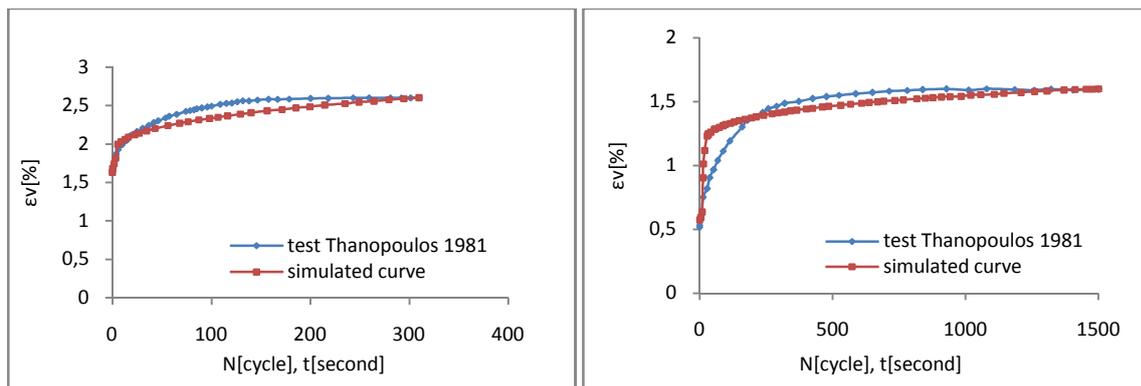
Test N° 11 [$\eta_{moyen} = 1.209, \Delta\eta=0.669$]

Test N° 13 [$\eta_{moyen} = 0.760, \Delta\eta=1.188$]



Test N° 07 [$\eta_{moyen} = 0.980, \Delta\eta=0.571$]

Test N° 12 [$\eta_{moyen} = 0.414, \Delta\eta=0.669$]



Test N° 04a [$\eta_{moyen} = 0.801, \Delta\eta=1.118$]

Test N° 02 [$\eta_{moyen} = 0.844, \Delta\eta=0.233$]

Fig.III.9 courbes $(\epsilon_v - N, t)$ simulées et expérimentales(Thanopoulos, 1981)

D'après la figure III.9, il y a une bonne convergence entre les courbes simulées et expérimentales. L'équivalence entre le temps - nombre de cycles est établie par une (01) seconde pour un (01) cycle.

III.4.3 Formulation du modèle

Pour exprimer les paramètres du matériau fictif on a exploité les tableaux III.1 et III.2, La procédure suivante a été adoptée: pour des valeurs constantes de η_{moyen} , des courbes de α , β et a en fonction de $\frac{\Delta\eta}{\eta_I}$ ont été tracé (figure III.10a).

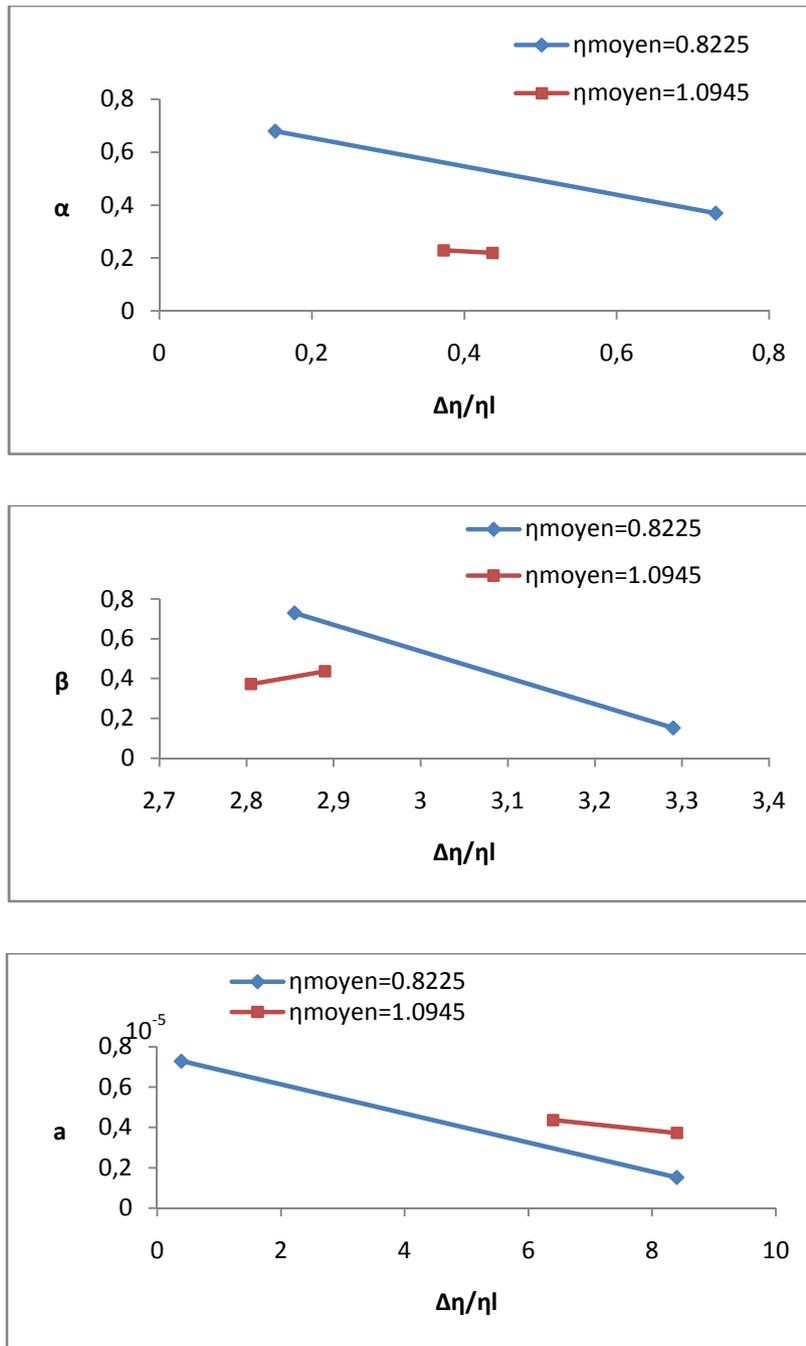


Figure III.10a courbes des paramètres de J.Lemaitre en fonction de $\frac{\Delta\eta}{\eta_I}$.

À partir de la figure III.10a les équations (III.2) ont été écrites

$$\begin{aligned}\alpha &= A_1 \cdot \frac{\Delta\eta}{\eta_1} + B_1 \\ \beta &= A_2 \cdot \frac{\Delta\eta}{\eta_1} + B_2 \\ \mathbf{a} &= A_3 \cdot \frac{\Delta\eta}{\eta_1} + B_3\end{aligned}\tag{III.2}$$

La résolution du système d'équation (III.2) permet la détermination de A_i et B_i . Les courbes de dépendance des A_i (B_i) en fonction de η_{moyen} (figure III.10) permettent d'écrire les équations (III.3) :

$$\begin{aligned}A_1 &= 1.40 \cdot \eta_{\text{moyen}} - 1.69 \\ B_1 &= -1.74 \cdot \eta_{\text{moyen}} + 2.19 \\ A_2 &= 7.65 \cdot \eta_{\text{moyen}} - 7.05 \\ B_2 &= (-4.02 \cdot \eta_{\text{moyen}}) + 6.7 \\ A_3 &= [(-63.96 \cdot \eta_{\text{moyen}}) + 38.74] \cdot 10^{-5} \\ B_3 &= [(35.09 \cdot \eta_{\text{moyen}}) - 18.35] \cdot 10^{-5}\end{aligned}\tag{III.3}$$

Après substitution des équations (III.3) dans (III.2) on aura:

$$\alpha = [(1.40 \cdot \eta_{\text{moyen}}) - 1.69] \cdot \frac{\Delta\eta}{\eta_1} - (1.74 \cdot \eta_{\text{moyen}}) + 2.19\tag{III.4}$$

$$\beta = [(7.65 \cdot \eta_{\text{moyen}}) - 7.05] \cdot \frac{\Delta\eta}{\eta_1} - (4.02 \cdot \eta_{\text{moyen}}) + 6.7\tag{III.5}$$

$$\mathbf{a} = \{[(-63.96 \cdot \eta_{\text{moyen}}) + 38.74] \cdot \frac{\Delta\eta}{\eta_1} + [(35.09 \cdot \eta_{\text{moyen}}) - 18.35]\} \cdot 10^{-5}\tag{III.6}$$

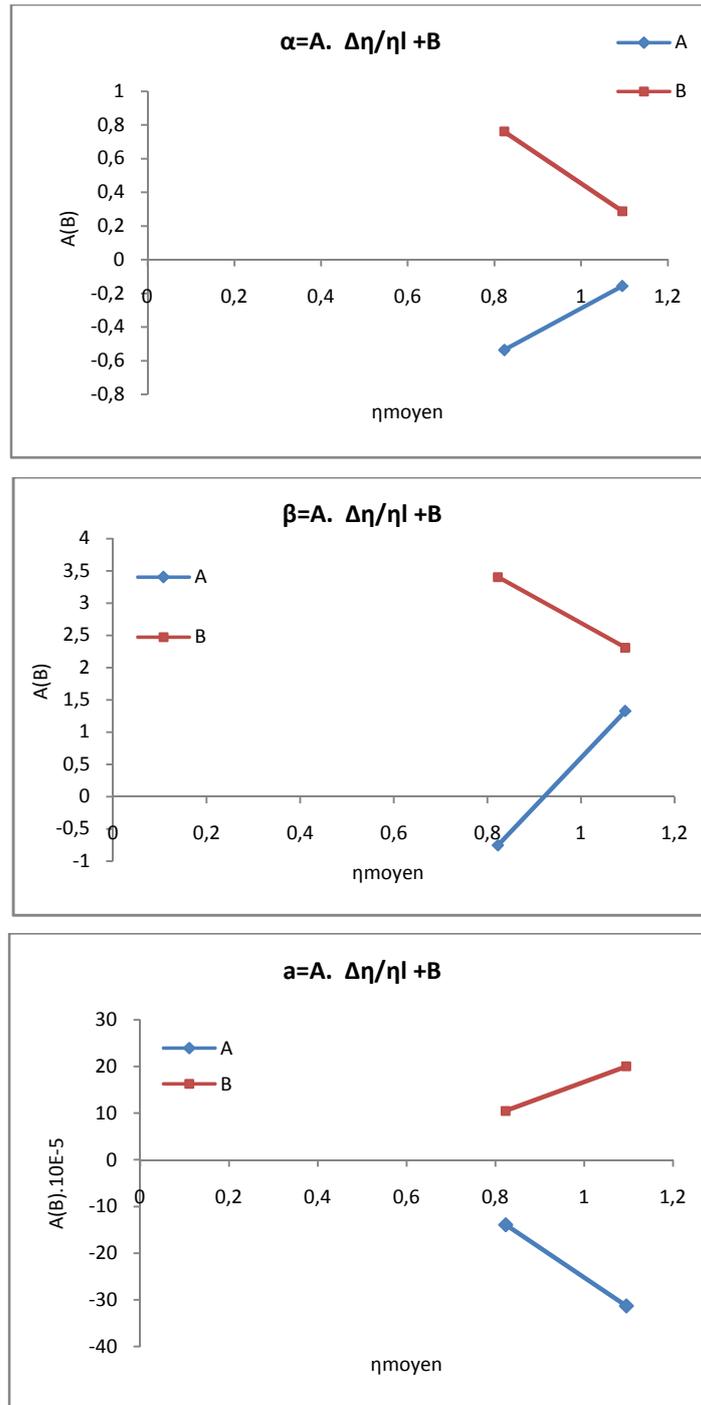


Figure III.10b courbes de dépendance des A_i (B_i) en fonction de η_{moyen} .

La relation entre les paramètres caractérisant le matériau fictif et les paramètres cycliques est définie par les équations (III.4), (III.5) et (III.6),

La caractérisation du matériau fictif est définie par la détermination des paramètres α , β , a , les autres paramètres sont supposés les mêmes que ceux du matériau réel.

III.5 ÉTUDE PARAMETRIQUE DU COMPORTEMENT CYCLIQUE DES SABLES

L'étude paramétrique a pour but de tester l'influence de certains paramètres cycliques sur le comportement du sable sous chargement cyclique. Le matériau utilisé dans les simulations est celui de Plancoet (Thanopoulos 1981).

III.5.1 Influence du niveau moyen cyclique

Pour mettre en évidence l'influence de la variation du niveau moyen cyclique sur le comportement du sable, plusieurs tests numériques ont été faits avec $0,414 \leq \eta_{\text{moy}} \leq 1,209$ et $P_{\text{moy}} = 67 \text{ kPa}$.

Les résultats de ces simulations selon le chemin cyclique moyen défini dans la figure III.11.a sont présentés dans la figure III.11.b.

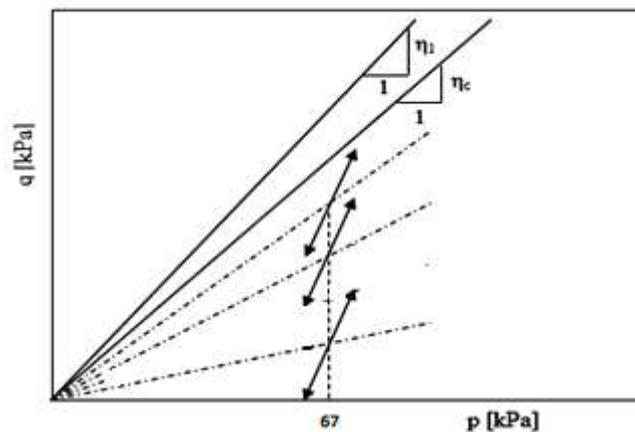


Figure III.11.a La variation de η_{moy} avec $P_{\text{moy}} = \text{constante}$.

La figure III.11.b présente les courbes d'évolution de la déformation volumique cumulée en fonction du niveau moyen cyclique. Les essais sont réalisés dans le domaine de compression. La forme des cycles dans le plan p-q montre que ces cycles sont situés au-dessous de la ligne caractéristique.

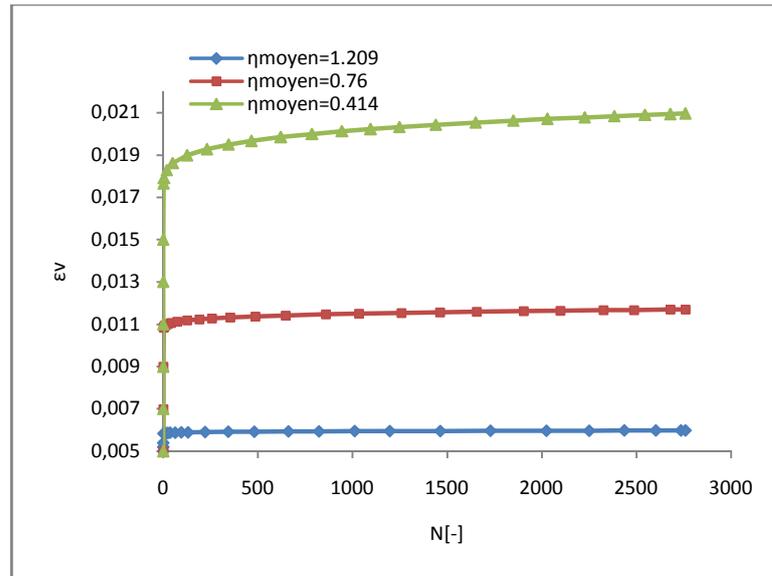


Figure III.11.b Influence du niveau moyen cyclique sur l'évolution de la déformation volumique cumulée (Essai N°11).

A partir de ces courbes on peut conclure que la déformation volumique cumulée diminue plus que le niveau moyen cyclique est plus important (figure III.11.b).

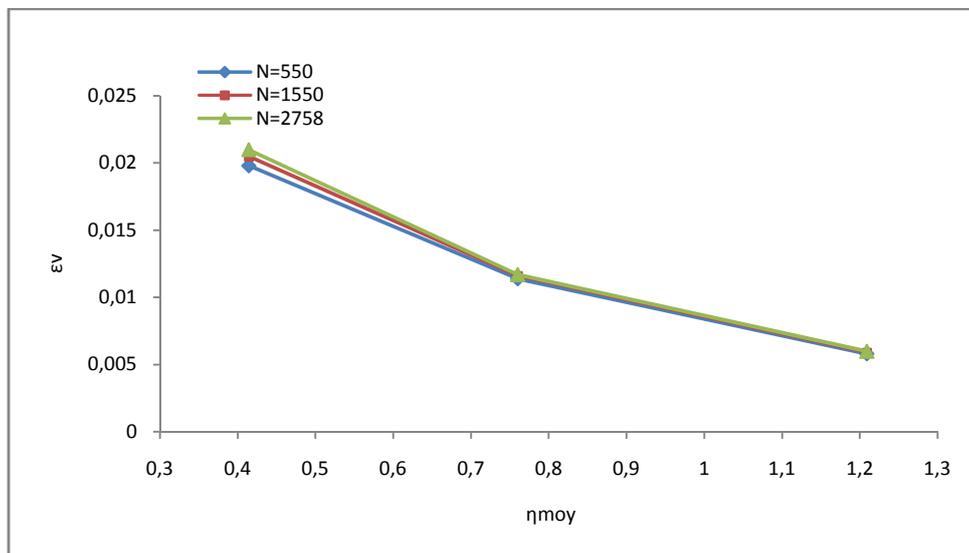


Figure III.11.c Evolution de la déformation volumique cumulée en fonction de η_{moy} (Essai N°11).

Figure III.11.c démontre qu'il y a une relation proportionnelle entre l'évolution de la déformation volumique cumulée et le nombre de cycle.

III.5.2 Influence de la pression moyenne

Dans cette partie l'influence de la variation de la pression moyenne sera testée. Cette variation est prise dans l'intervalle suivant $67\text{kPa} \leq P_{\text{moy}} \leq 87\text{kPa}$ avec une amplitude cyclique constante.

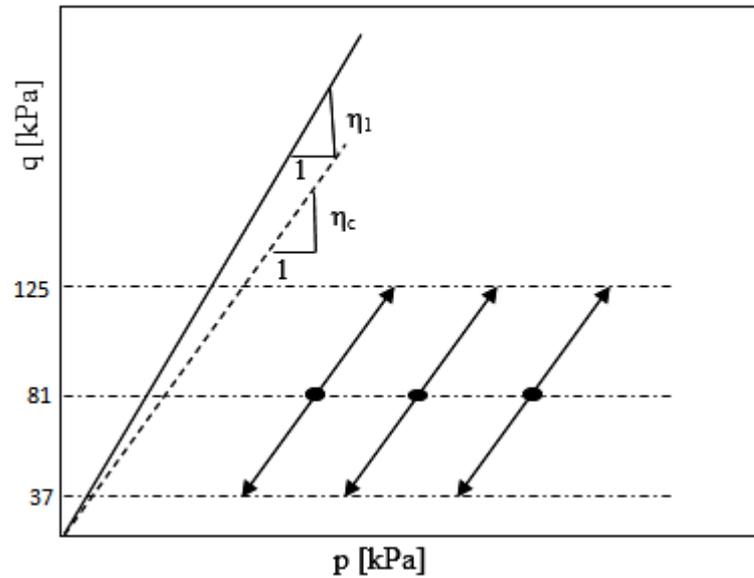


Figure III.12.a Variation du chemin cyclique moyen avec $q_{\text{moy}} = \text{constante}$ et P_{moy} variable.

La figure III.12.b présente les résultats des simulations numériques selon le schéma cyclique de la figure III.12.a.

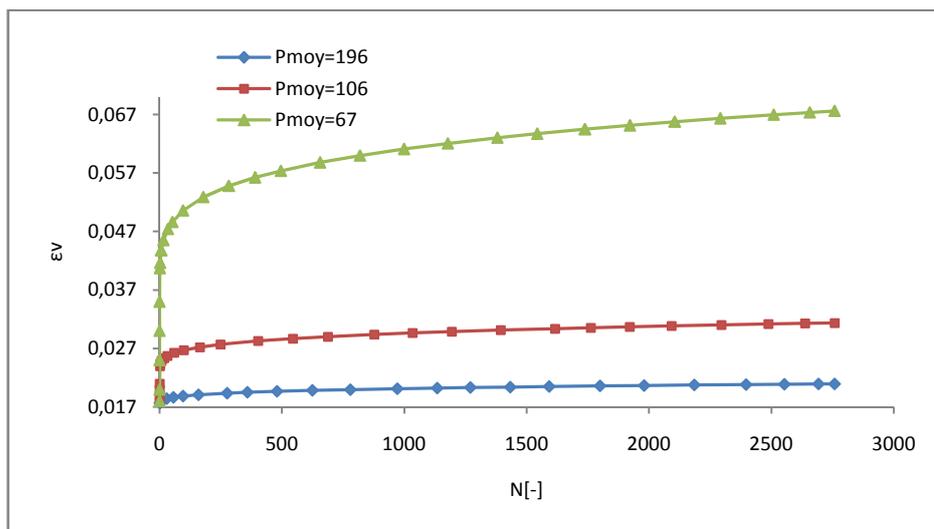


Figure III.12.b Influence de la contrainte moyenne sur l'évolution de la déformation cumulée (Essai N°11).

La figure III.12.c montre que plus que la pression moyenne est plus importante plus que l'évolution de la déformation volumique cumulée se diminue. Elle montre aussi qu'il y a une relation proportionnelle entre l'évolution de la déformation volumique cumulée et le nombre de cycle.

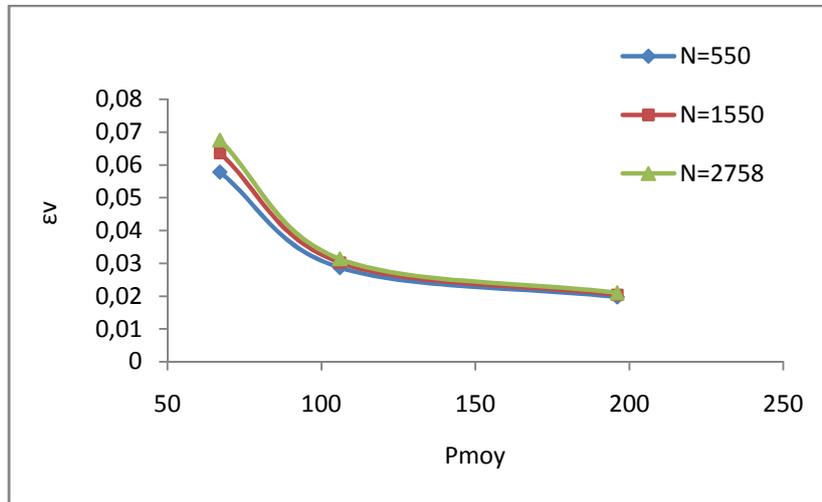


Figure II.12.c Evolution de la déformation volumique cumulée en fonction de P_{moy} (Essai N°11).

III.5.3 Influence de l'amplitude cyclique

Dans cette partie, on s'intéresse à paramétrer l'influence de l'amplitude cyclique sur l'évolution de la déformation volumique cumulée. Les paramètres des essais se résument comme suit : $\sigma_3 = \text{constante}$ et une contrainte moyenne identique dans tous les cas ($\eta_{\text{moy}} = 1.209$, $P_{\text{moy}} = 67\text{kPa}$) avec la variation de l'amplitude $30 \text{ kPa} \leq q_{\text{amp}} \leq 60 \text{ kPa}$ et $10 \text{ kPa} \leq P_{\text{amp}} \leq 20 \text{ kPa}$ (figure III.13.a).

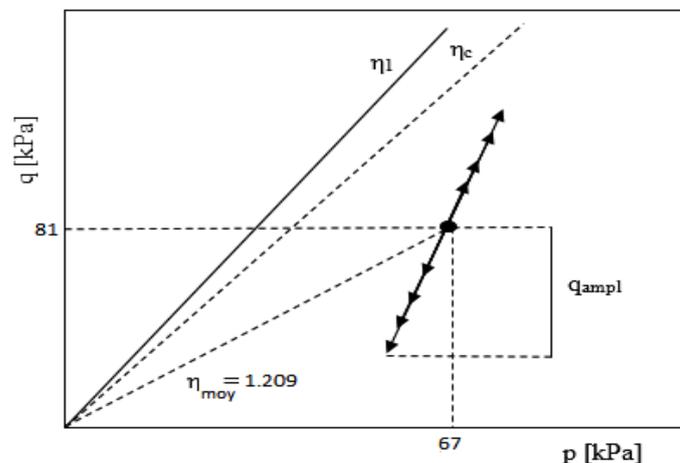


Figure III.13.a Le chemin cyclique avec différentes amplitudes.

La figure III.13.b présente les résultats des simulations relatives à l'évolution de la déformation volumique cumulée en fonction de l'amplitude cyclique.

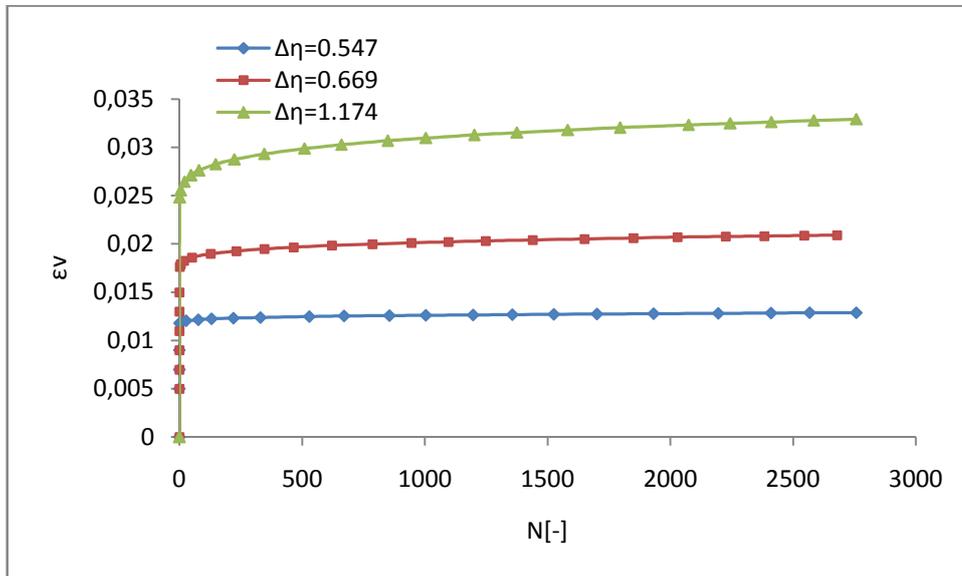


Figure III.13.b Influence de l'amplitude cyclique sur l'évolution des déformations volumique cumulée (Essai N°11).

L'évolution de la déformation volumique cumulée est plus importante plus que l'amplitude et le nombre de cycles sont élevés (figure III.13.c).

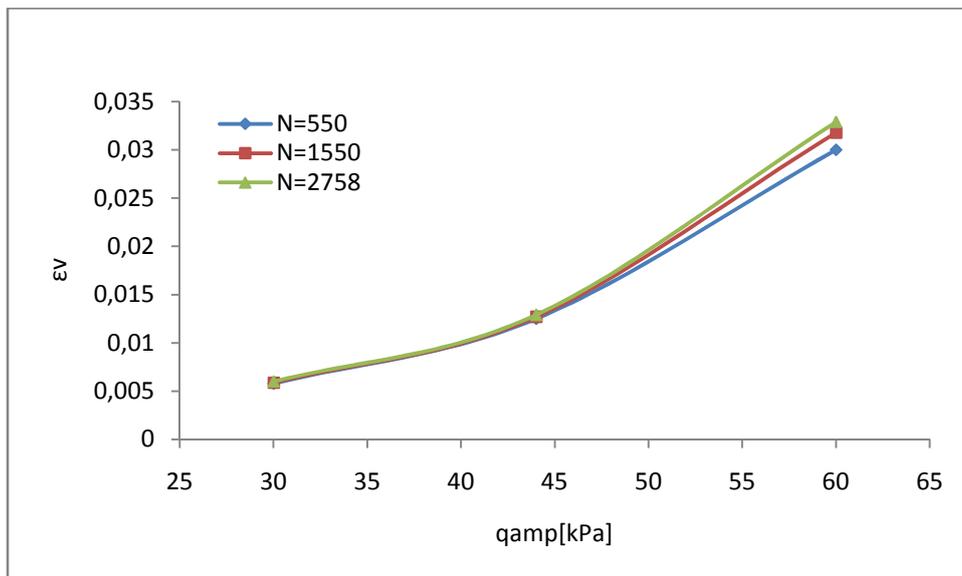


Figure III.13.c L'évolution de la déformation volumique cumulée en fonction de q_{amp} (Essai N°11).

III.6 CONCLUSION:

La présente étude, montre un modèle numérique simple pour la modélisation du comportement cyclique des sables après un grand nombre de cycles en tant que 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.

La comparaison des courbes simulées et expérimentales effectués par (Thanopoulos I, 1981) confirme l'adaptation du modèle proposée à ce type de problèmes.

La partie étude paramétrique a permis de mettre en évidence l'influence de certains paramètres cycliques sur l'évolution des déformations volumiques cumulées. Il a été bien illustré dans ce chapitre l'influence du niveau moyen cyclique, de la contrainte moyenne, de l'amplitude cyclique et le nombre de cycle.

CHAPITRE IV

APPLICATIONS SUR OUVRAGES GEOTECHNIQUES

IV.1 INTRODUCTION

IV.2 LA METHODE DES ELEMENTS FINIS EN GEOTECHNIQUE

IV.3 PRESENTATION DU CODE ELEMENTS FINIS PLAXIS

IV.4 LES MODELES DE COMPORTEMENT INTEGRES DANS PLAXIS

**IV.5 APPLICATION DE LA FORMULATION PROPOSEE SUR OUVRAGES
GEOTECHNIQUES**

IV.6 PIEU

IV.7 UN TUNNEL

IV.8 CONCLUSION

CHAPITRE IV

APPLICATIONS SUR OUVRAGES GEOTECHNIQUES

IV.1 INTRODUCTION

Cette partie de ce chapitre est consacrée pour l'application de la formulation proposée sur certains ouvrages géotechniques (une fondation superficielle de l'essai de centrifugeuse de Helm et al., un pieu et un tunnel).

IV.2 LA METHODE DES ELEMENTS FINIS EN GEOTECHNIQUE

IV.2.1 Introduction

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets géotechniques de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes (Nova, 2005). Conditionnée par les progrès effectués dans les domaines informatiques et les acquis des mathématiques. La méthode des éléments finis (MEF) est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application ou elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, etc.

La méthode des éléments finis est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- La mécanique des structures: élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, etc.
- L'analyse numérique: méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, etc.
- L'informatique appliquée: techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

IV.2.2 Concepts de base

La méthode des éléments finis consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité du déplacement réel de la structure.

La méthode des éléments finis est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées (Mestat, 1999).

IV.2.3 Présentation de la méthode des éléments finis

Il existe une grande analogie entre le développement de la résistance des matériaux au 19^{ème} siècle et celui de la méthode des éléments finis aujourd'hui. La résistance des matériaux a vu le jour grâce à des hypothèses cinématiques qui ont permis de simplifier considérablement l'élasticité. De même, la méthode des éléments finis courante, formulée en déplacements, est née à partir d'hypothèses cinématique locales (le champ de déplacement au sein d'un solide est continu par morceaux (un morceau = un élément)). La méthode des éléments finis continue à se développer grâce aux progrès permanents sur les lois de comportements, et dans le domaine informatique.

IV.2.4 Formulations de la Méthode des éléments finis

Nous présentons ci-après un bref rappel de l'écriture de la méthode des éléments finis, sous sa forme la plus simple, lors d'une étape de chargement statique non linéaire ; au demeurant, cette présentation est extrêmement classique.

Le principe des puissances virtuelles permet d'écrire l'équilibre exact du solide occupant le domaine Ω quelle que soit sa loi de comportement (figure IV.1):

$$\int_{\Omega} \varepsilon^* (\sigma_n - \sigma_{n-1}) d\Omega = \int_{\Omega} u^* (f_n - f_{n-1}) d\Omega + \int_{\Omega} u^* (\bar{t}_n - \bar{t}_{n-1}) d\Gamma \quad (\text{IV.1})$$

u : vecteur déplacement réel (petits déplacements).

u^* : vecteur déplacement virtuel.

σ : pseudo- vecteur contrainte (réel).

ε : pseudo- vecteur déformation (réel).

ε^* : pseudo- vecteur vitesse de déformation virtuel.

f : vecteur forces de volume.

t : vecteur contrainte ou forces de surface sur la partie Γ_{σ} de la frontière Γ de Ω (conditions aux limites en contraintes).

Conditions aux limites en déplacements ($u_u = u_{\sigma}$) sur le complément Γ_u de Γ_{σ}
($\Gamma = \Gamma_{\sigma} \cup \Gamma_u$)

Indice n : relatif à l'étape de chargement numéro n (dont la solution est Inconnue).

Indice $(n-1)$: relatif à l'étape de chargement précédente numéro $n-1$ (dont la solution est parfaitement connue).

L'espace est discrétisé en éléments ayant en commun ou en propre des nœuds (figure IV.1).

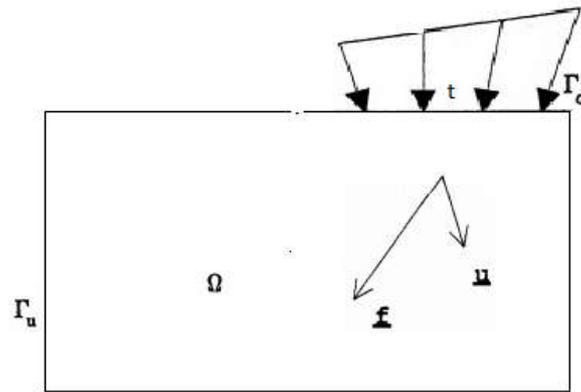


Figure IV.1 les actions sur le domaine Ω

Les inconnues de l'étape de chargement sont :

- D'une part le champ de déplacement nodal en fin d'étape n (inconnues principales) ;
- D'autre part les chemins de contraintes au cours de l'étape de chargement n (inconnues liées aux inconnues principales).

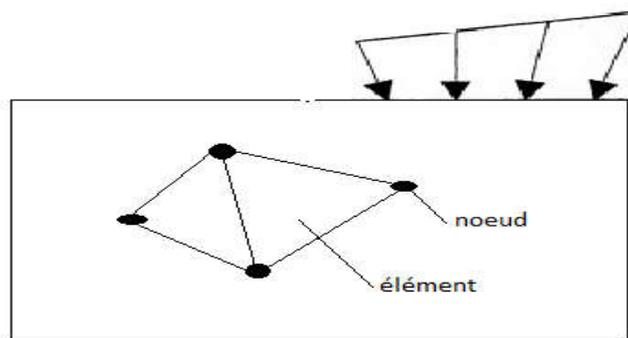


Figure IV.2 domaine Ω discrétisé

On peut conclure que:

- La méthode des éléments finis fait apparaître en présence de deux solides (sol est pieu par exemple) des intégrales supplémentaires de surface, impliquant des éléments spéciaux (d'interface), au sein desquels le déplacement relatif entre les deux solides remplit le rôle joué par les déformations dans les solides. Ces éléments mettent en jeu un comportement « d'interface ».

- Il arrive qu'on associe la méthode des éléments finis aux solides volumiques, lorsqu'on traite un problème impliquant des pieux, palplanches ou des parois moulées, ceci conduit à une économie de degrés de liberté (composantes de déplacement) et donc de mémoire et de temps de calcul.

IV.3 PRESENTATION DU CODE ELEMENTS FINIS PLAXIS

IV.3.1 Introduction

L'analyse des projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis (EX : PLAXIS, le code éléments finis utilisé dans notre étude). L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le code éléments finis est parfois rebutant il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien.

IV.3.2 Le logiciel Plaxis

Le code éléments finis Plaxis (Brinkgreve, 1997,2003) représente certainement un optimum actuel sur le plan scientifique et pratique. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité, avec prise en compte des pressions interstitielles, doté des méthodes de résolution, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique. Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple, 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 simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage). Le système d'options du code plaxis commencent par :

- **Le Maillage** : l'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe de détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds, avec contrôle permanent à l'écran.
- **Les conditions aux limites en déplacement**: si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise (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.

- **Les 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 déséquilibre (incompatibilité entre k_0 et les autres caractéristiques mécaniques). 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 dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.
- **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, mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine).
- **Le coefficient de sécurité:** est une notation très importante en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une qualité considérable de données, supposant une réduction proportionnelle de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue pas un état réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis.

Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats : 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.

IV.4 LES MODELES DE COMPORTEMENT INTEGRES DANS PLAXIS

IV.4.1 Introduction

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux ; depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans les calculs par éléments finis. La modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte du comportement réel du sol. Deux difficultés majeurs ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demandent, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation (colloque de Villard de l'an (1984), colloque de Cheveland (1987)...). La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes de calcul par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important.

La démarche suivie dans le développement du code Plaxis est différente. Un des objectifs de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code d'élément finis, permettant de traiter des problèmes géotechnique réels, dans un délais raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminer à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, Plaxis peut apparaître comme une « règle de calcul » de l'ingénieur géotechnicien. Les modèles de comportement utilisés dans plaxis sont :

- Modèle élastique linéaire.
- Modèle de Mohr-Coulomb.
- Modèle de sol avec écrouissage (HardeningSoil Model).
- Modèle "SSM" Modèle pour sols "mou".
- Modèle "SSCM" Modèle pour sols "mou" avec effet du temps.

IV.4.2 Synthèse

Les différents modèles utilisés dans Plaxis montrent qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix: l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

La détermination des paramètres géotechnique à entrer dans Plaxis n'est pas différent d'un choix de paramètre de calcul « manuel » pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indisponible d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé.

IV.5 APPLICATION DE LA FORMULATION PROPOSEE SUR OUVRAGES GEOTECHNIQUES

IV.5.1 Une fondation superficielle

Avant de calculer le tassement d'une fondation filante sous chargement cyclique avec le programme PLAXIS, les paramètres α , β et \mathbf{a} du modèle J.Lemaitre sont déterminés avec notre formulation proposée. Pour juger la capacité de notre approche numérique, nous appelons les résultats dérivés de (Helm J, 2000) et ceux obtenus par (Wichtmann T, 2005). Les simulations numériques ont été réalisées par un calcul utilisant le code éléments finis Plaxis, où la discrétisation a été réalisée par les éléments de 15 nœuds; le modèle a 3013 nœuds et 362 éléments.

Dans le test de centrifugation de (Helm J, 2000), on a utilisé un sable fin de faible granulométrie avec $d_{50} = 0.21\text{mm}$, $U = d_{60}/d_{10} = 2.0$, $\rho_s = 2.66\text{g/cm}^3$, $e_{\min} = 0.575$, $e_{\max} = 0.908$. Un ensemble de paramètres du matériau pour le modèle d'hypoplasticité avec déformation intergranulaire (Niemunis A, 2003 ; Niemunis A 1997) a été calculé pour ce sable dans (Wichtmann T, 2005) et peut être trouvé dans le tableau IV.1.

Les conditions aux limites suivantes ont été appliquées au calcul de Plaxis:

- La fondation est calculée comme un problème de déformations planes. Un schéma de calcul plastique drainé a été utilisé dans toutes les phases de calcul de Plaxis.
- Dimensions du model: largeur 18,1 m, hauteur 7,7 m (prototype). En utilisant la symétrie, seule la moitié du sol a été discrétisée (9,05 m, 7,7 m).
- Fondation: largeur $b = 1,0$ m (seulement 0,5 m modélisé en raison de la symétrie), hauteur $h = 0,6$ m, profondeur d'encastrement $t = 0$ m.
- Matériau de la fondation (aluminium): élastique linéaire, poids unitaire $\gamma = 2.70\text{g/cm}^3$, $E = 25\text{GPa}$ et $\nu = 0.3$.
- Charge moyenne $\bar{\sigma} = 88.7\text{kPa}$, amplitude $\hat{\sigma} = 75\text{kPa}$.

Tableau IV.1 Paramètres du modèle Hypoplastique avec paramètres d'entrée IGS

$\varphi_c [^\circ]$	$h_s [\text{MPa}]$	n	e_{d0}	e_{c0}	e_{i0}	α	β	R_{\max}	β_R	χ	m_R	m_T
32.8	150	0.4	0.575	0.908	1.044	0.12	1.0	1E-4	0.2	6	3.9	1.85

L'implémentation a été réalisée avec un modèle hypoplastique via l'interface "UserMod" (Masin D,2015 ; Gudehus G et al.,2008).

Le modèle du sol étudié est divisé en plusieurs clusters. Après un cycle de chargement, des contraintes sont développées dans chaque cluster dont les contraintes définissent les paramètres d'un test triaxial équivalent. Ces paramètres déterminent les paramètres cycliques ultérieurs de chaque région. Le comportement du modèle global sera déterminé par l'application de déformations volumiques cumulées de chaque région.

IV.5.1.1 Calcul des tassements après le 1^{er} cycle

IV.5.1.1.1 La géométrie du modèle

Le projet est symétrique, il a modélisé par un modèle géométrique (2D) de 9.05m de largeur sur 7.70m de profondeur avec une fondation superficielle de 0.50m de largeur ce modèle est présenté sur la figure IV.3.

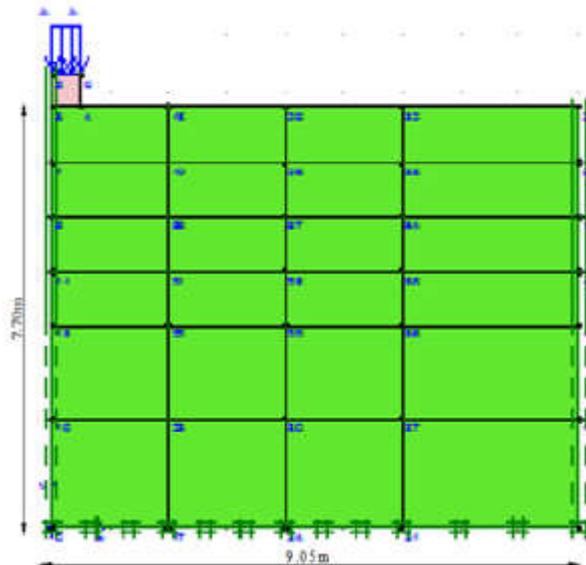


Figure IV.3 Géométrie du test centrifugeuse (prototype)

IV.5.1.1.2 Génération du maillage

Le modèle se fait par des éléments à 15 noeuds. Nombre d'éléments est de 1017 éléments et le nombre des nœuds est de 8299 nœuds (figure IV.4).

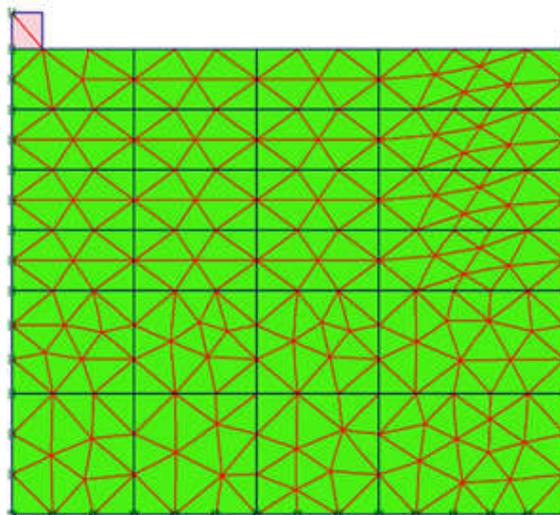


Figure IV.4 maillage du modèle.

IV.5.1.1.3 Procédure et résultats de calculs

La détermination de la réponse de la fondation après le premier cycle de chargement se fait par le modèle hypoplastique avec les paramètres du tableau IV.1.

Le tassement de fondation après un cycle a été calculé avec 4 phases de calcul :

1^{ère} Phase : l'application de la charge minimale q_{\min}

2^{ème} Phase : l'augmentation de la charge appliquée jusqu'à q_{\max}

3^{ème} Phase : déchargement jusqu'à q_{\min}

4^{ème} Phase : rechargement jusqu'à q_{moy}

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

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 $U_{y1\text{cycle}} = 2,2\text{cm}$.

IV.5.2 Calcul des tassements après 10^5 cycles

IV.5.2.1 Procédure et résultats de calculs

La détermination de la réponse de la fondation sous chargement cyclique se fait par une modélisation 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 massif de sol est discrétiser 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. Le comportement du modèle globale sera déterminé par l'application des déformations cumulées de chaque région.

Cette procédure de calcul se fait par quatre (4) étapes :

➤ **1^{ère} étape**

Dans cette étape on a fait un calcul individuel pour chaque cluster (simulation d'un essai triaxial) dont le but de déduire les paramètres cycliques qu'ils ont présentés dans le tableau IV.2.

Tableau IV.2 Les paramètres cycliques pour chaque cluster.

N°	q _{max} kN/m ²	P _{max} kN/m ²	η _{max}	q _{min} kN/m ²	P _{min} kN/m ²	η _{min}	q _{moy} kN/m ²	P _{moy} kN/m ²	η _{moy}	σ ₃ kN/m ²	σ ₁ kN/m ²
01	27,71	47,98767	0,57744	9,106	10,80433	0,84281	9,68	46,75567	0,207034	38.751	66.461
02	45,989	29,80667	1,54291	25,173	22,788	1,10466	33,172	25,82533	1,284475	14.477	60.466
03	46,395	36,342	1,276622	36,294	33,946	1,069169	39,332	34,63067	1,135756	20.877	67.272
04	47,289	44,888	1,053489	42,561	43,12	0,987036	44,009	43,52267	1,011174	29.125	76.414
05	64,477	58,47033	1,10273	61,183	57,16433	1,0703	46,034	52,14867	0,882745	36.978	101.455
06	69,748	65,52833	1,064395	67,161	64,38	1,043197	67,894	64,69433	1,049458	42.279	112.027
07	2,091	8,219	0,254411	6,065	6,019667	1,007531	2,533	7,952333	0,318523	7.522	9.613
08	20,974	22,19533	0,944973	18,563	18,01567	1,030381	17,861	19,19267	0,930616	15.204	36.178
09	32,664	31,145	1,048772	31,252	29,84733	1,047062	31,999	30,33933	1,054703	20.257	52.921
10	45,197	42,34767	1,067284	43,484	41,33067	1,0521	44,226	41,657	1,06167	27.282	72.479
11	57,558	53,995	1,065988	55,965	53,132	1,05332	56,571	53,406	1,059263	34.809	92.367
12	65,652	61,74	1,063362	64,198	60,93233	1,053595	64,724	61,19267	1,057708	39.856	105.508
13	4,822	5,223333	0,923165	5,205	4,955	1,050454	4,844	5,205667	0,930524	3.616	8.438
14	18,397	18,27533	1,006657	18,785	17,86467	1,051517	18,492	18,192	1,016491	12.143	30.54
15	31,126	30,12633	1,033182	31,278	29,711	1,052741	31,223	29,98467	1,041299	19.751	50.877
16	44,202	42,274	1,045607	44,142	41,878	1,054062	44,246	42,09867	1,051007	27.54	71.742
17	56,502	53,748	1,051239	56,312	53,37267	1,055072	56,48	53,56267	1,054466	34.914	91.416
18	64,657	61,36433	1,053658	64,404	61,007	1,055682	64,586	61,17767	1,055712	39.812	104.469
19	6,016	5,882333	1,022723	6,122	5,809667	1,053761	6,03	5,872	1,026907	3.877	9.893
20	18,312	17,659	1,036978	18,481	17,52333	1,054651	18,629	17,72267	1,05114	11.555	29.867
21	30,806	29,52867	1,043257	30,975	29,357	1,055115	31,142	29,57367	1,053031	19.260	50.066
22	43,387	41,41233	1,047683	43,518	41,229	1,055519	43,74	41,448	1,055298	26.95	70.337
23	55,913	53,18867	1,05122	55,98	53,014	1,055947	56,244	53,218	1,05686	34.551	90.464
24	64,065	60,823	1,053302	64,078	60,66433	1,056271	64,511	60,90167	1,059265	39.468	103.533

➤ 2^{ème} étape

Cette partie consiste à calculer les paramètres du modèle de J.Lemaitre l'aide de la formulation proposée qu'ils ont présentées dans le tableau IV.3

Tableau IV.3 Les paramètres du modèle de J.Lemaitre.

N°	η_{moy}	$\Delta\eta$	η_l	α	β	a
01	0,207034	0,26537	1,549263	0,950672	4,935342	6,66942E-05
02	1,284475	0,43825	1,549263	0,01108	2,341161	0,000142989
03	1,135756	0,207453	1,549263	0,203112	2,366384	0,000169096
04	1,011174	0,066453	1,549263	0,42144	2,675101	0,000160043
05	0,882745	0,03243	1,549263	0,647197	3,155864	0,000122477
06	1,049458	0,021198	1,549263	0,363616	2,504652	0,000180798
07	0,318523	0,75312	1,549263	1,028459	3,166617	1,85668E-05
08	0,930616	0,08541	1,549263	0,551976	2,973518	0,000131439
09	1,054703	0,00171	1,549263	0,357286	2,471068	0,000186246
10	1,06167	0,015184	1,549263	0,343394	2,452563	0,00018612
11	1,059263	0,012668	1,549263	0,347887	2,460329	0,000185767
12	1,057708	0,009767	1,549263	0,350968	2,464506	0,000185777
13	0,930524	0,12729	1,549263	0,541588	2,975865	0,000125731
14	1,016491	0,04486	1,549263	0,41625	2,645152	0,000165464
15	1,041299	0,01956	1,549263	0,377903	2,535642	0,000178306
16	1,051007	0,00846	1,549263	0,362755	2,490301	0,000183696
17	1,054466	0,00383	1,549263	0,357404	2,473435	0,000185765
18	1,055712	0,00202	1,549263	0,355489	2,467224	0,000186541
19	1,026907	0,03104	1,549263	0,400812	2,598243	0,000171354
20	1,05114	0,01767	1,549263	0,361221	2,495764	0,00018203
21	1,053031	0,01186	1,549263	0,358773	2,484484	0,000183764
22	1,055298	0,00751	1,549263	0,355452	2,472573	0,000185365
23	1,05686	0,00473	1,549263	0,353124	2,464456	0,000186432
24	1,059265	0,00297	1,549263	0,349185	2,453616	0,000187605

➤ 3^{ème} étape

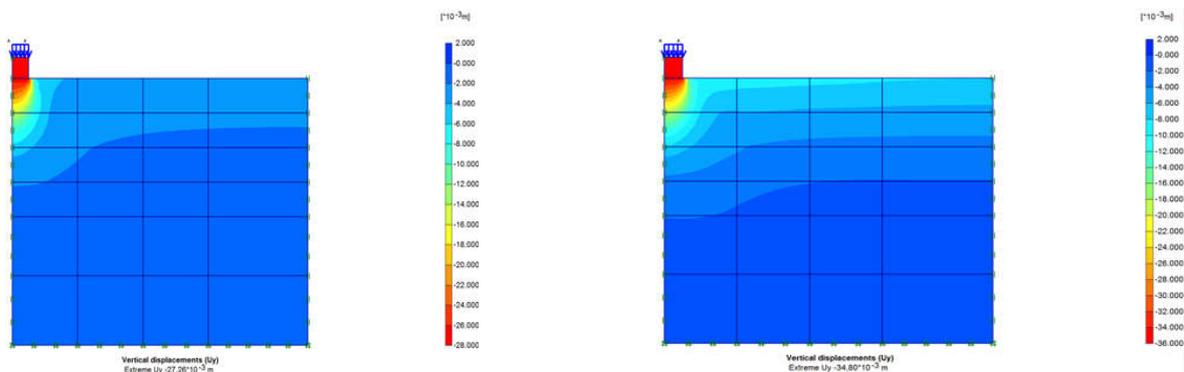
La 3^{ème} partie consiste à calculer les déformations volumiques après 10⁵ cycles à l'aide des paramètres du modèle de J.Lemaitre calculés dans la 2^{ème} partie les résultats sont présentés dans le tableau IV.4.

Tableau IV.4 Les déformation volumique après 10^5 cycles pour chaque cluster.

N°	ϵ_v 10 ² cycles	ϵ_v 10 ³ cycles	ϵ_v 10 ⁴ cycles	ϵ_v 10 ⁵ cycles
1	0,0022512	0.0022512	0.0023	0.0023
2	0,008077	0.0080865	0.008096	0.0081
3	0.01035	0.01105	0.0122	0.0131
4	0.01185	0.01457	0.0216	0.0301
5	0.0119	0.0160	0.0341	0.0535
6	0.0222	0.0304	0.0496	0.0636
7	0.00058968	0.00059551	0.000649	0.0006765
8	0.004235	0.00444	0.0052	0.0054
9	0.00849	0.0098	0.0129	0.0137
10	0.01256	0.0154	0.0216	0.0230
11	0.0173	0.0226	0.0342	0.0430
12	0.0208	0.0283	0.0448	0.0580
13	0.0011281	0.001132	0.001145	0.0012
14	0.00447	0.00476	0.0055	0.0062
15	0.00812	0.00935	0.0122	0.0126
16	0.0125	0.0155	0.0223	0.0226
17	0.0174	0.0228	0.0351	0.0384
18	0.021	0.0285	0.0457	0.0493
19	0.001413	0.001429	0.001471	0.0015
20	0.00458	0.00491	0.0057	0.0060
21	0.0082	0.0094	0.0122	0.0128
22	0.0124	0.0152	0.0217	0.0231
23	0.0173	0.0226	0.0346	0.0363
24	0.021	0.0284	0.0449	0.0475

➤ 4^{ème} étape

Cette dernière partie consiste à déterminer la réponse de la fondation sous chargement cyclique par une modélisation 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 les résultats de cette modélisation présentés dans les figures IV.5 & IV.6.



100 cycles ($U_y = 27.26 * 10^{-3}m$)

1000 cycles ($U_y = 34.80 * 10^{-3}m$)

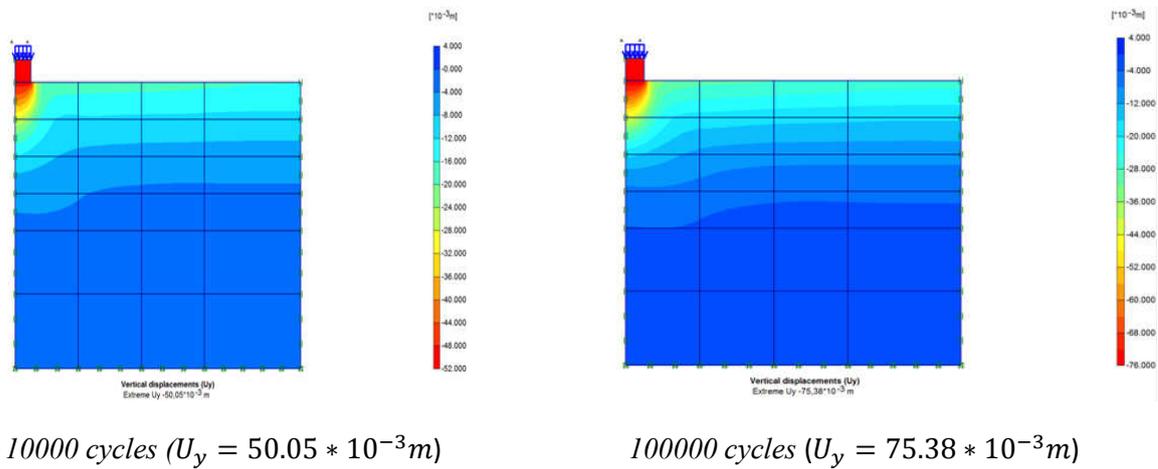


Figure IV.5 Tassement de la fondation avec un nombre différent de cycles.

Tableau IV.5 Comparaison de la prédiction du modèle et des résultats de l'expérience avec différents nombres de cycles

Nombre de cycles	Centrifuge test Helm (2000)	Approche proposée		Calcul numérique WichtmannHCA (2005)	
	Déplacement(cm)	Déplacement (cm)	Erreur (%)	Déplacement (cm)	Erreur (%)
1	2.20	2.21	0.45	2.77	25.91
100	3.13	2.73	12.78	4.13	31.95
1000	3.42	3.48	1.75	4.70	37.43
10000	5.08	5.01	1.38	5.49	8.07
100000	7.30	7.53	3.15	6.80	6.85

A partir du tableau IV.5, il est noté que les erreurs enregistrées par notre approche sont largement acceptées, ce qui donne un très bon accord.

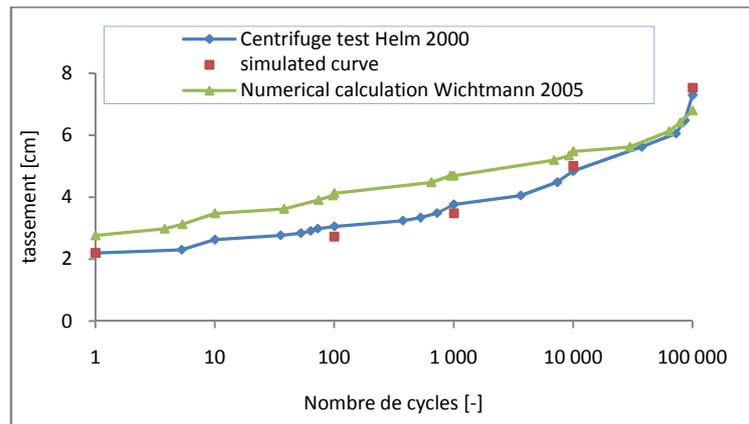


Figure IV.6 Résultats en comparaison avec le test centrifugeuse et du calcul MEF

D'après la figure IV.6, nous pouvons conclure que notre formulation proposée présente une bonne corrélation avec les courbes expérimentales (Helm et al.,2000).

IV.6 PIEU

IV.6.1 Introduction:

Les fondations profondes (pieux ou micropieux) permettent de reprendre les sollicitations à l'aide du frottement latéral le long du fût et de la résistance en pointe. Dans la pratique, le dimensionnement des pieux ne tient pas compte du caractère répétitif – ou « cyclique » - des forces qui viennent se rajouter aux forces permanentes et qui agissent sur les ouvrages à concevoir telles que le vent, la houle, les sollicitations de type transport routier et/ou ferroviaire pour les ponts, les machines vibrantes, ...etc. Ces forces peuvent avoir une influence significative sur la stabilité et le comportement de ces fondations durant leur durée de vie.

Dans la présente étude, en utilisant notre formulation proposée pour étudier le comportement cyclique d'un pieu en béton de 1 mètre de diamètre et 7.5m de longueur sous des chargements cycliques.

IV.6.2 Modélisation numérique

IV.6.2.1 La géométrie.

La géométrie est donnée sur la figure IV.7.

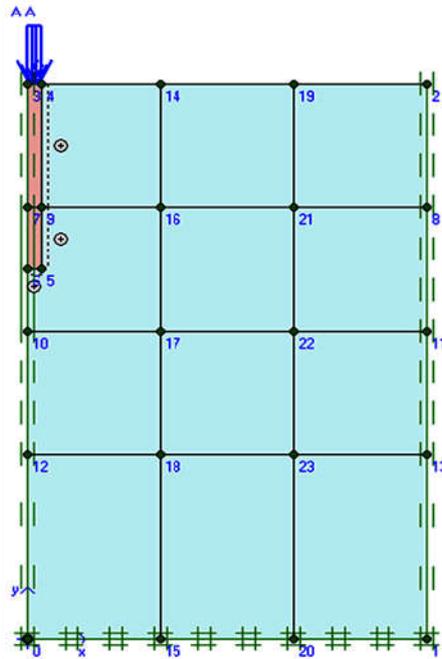


Figure IV.7 Géométrie du modèle.

IV.6.2.2 Le maillage:

Le modèle se fait par des éléments à 15 noeuds. Nombre d'éléments est de 221 éléments et le nombre des nœuds est de 1900 nœuds (figure IV.8).

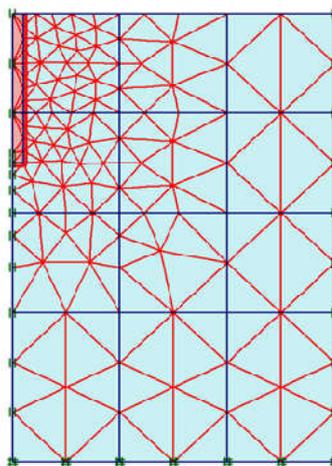


Figure IV.8 Maillage par éléments finis

La simulation du comportement du sol sableux a été faite en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb. Le modèle élastique est également utilisé pour simuler le comportement du pieu. Les paramètres du sol ainsi que les propriétés du pieu en béton utilisés ont été présentées dans les tableaux IV.6 et IV.7.

Tableau IV.6 Propriétés matérielles de la couche de sable

γ (kN/m ³)	E(MPa)	ϕ (deg)	C(kPa)	Ψ
17	7	35	0	5

Tableau IV.7 Propriétés matérielles du pieu en béton

D(m)	L(m)	γ (kN/m ³)	E(GPa)	ν
1	7.	25	30	0.2

Où, γ est le poids volumique du sol, Φ est l'angle de frottement interne du sol, C est la cohésion du sol, Ψ est l'angle de dilatation du sol, ν est le coefficient de poisson, D est le diamètre du pieu et L est la longueur du pieu.

IV.6.2.3 Procédure et résultats de calculs

La détermination de la réponse du pieu après le premier cycle de chargement se fait par le modèle de Mohr coulomb avec les paramètres des tableaux IV.6 et IV.7.

La réponse du pieu après un cycle a été calculée avec quatre (4) phases de calcul :

1^{ère} Phase : l'application de la charge minimale q_{\min}

2^{ème} Phase : l'augmentation de la charge appliquée jusqu'à q_{\max}

3^{ème} Phase : déchargement jusqu'à q_{\min}

4^{ème} Phase : rechargement jusqu'à q_{moy}

Après les calculs de ces quatre phases le tassement (après un cycle de chargement) est $U_{y1\text{cycle}} = 1,08\text{mm}$. Avec : $q_{\max} = 250\text{ kPa}$, $q_{\min} = 30\text{ kPa}$, $q_{\text{moy}} = 140\text{ kPa}$

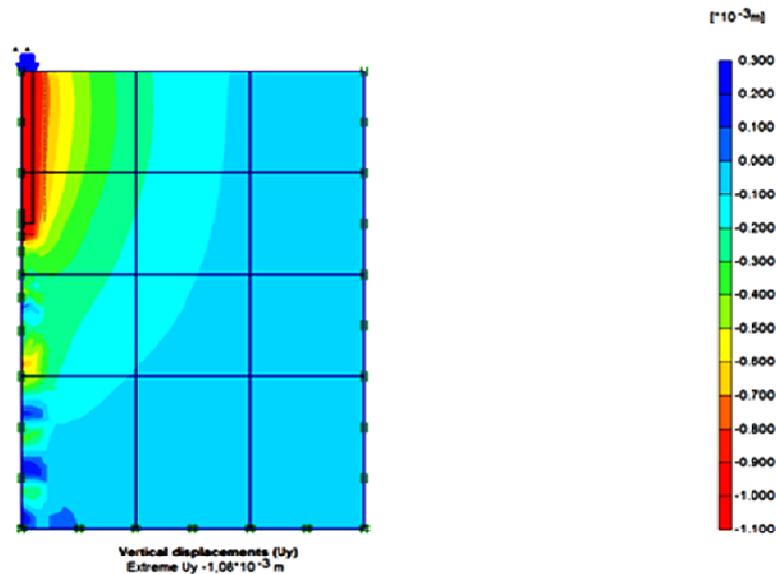


Figure IV.9 Tassement du pieu après un cycle de chargement ($U_y = 1.08 \cdot 10^{-3} \text{ m}$).

IV.6.3 Calcul des tassements après 10^5 cycles

IV.6.3.1 Procédure et résultats de calculs

La détermination de la réponse du tunnel sous chargement cyclique se fait par une modélisation 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 massif de sol est discrétiser 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. Le comportement du modèle globale sera déterminé par l'application des déformations cumulées de chaque région.

Cette procédure de calcul se fait par quatre (4) étapes :

➤ 1^{ère} étape

Dans cette étape on a fait un calcul individuel pour chaque cluster (simulation d'un essai triaxial) dont le but de déduire les paramètres cycliques qu'ils ont présentés dans le tableau IV.8.

Tableau IV.8 Les paramètres cycliques pour chaque cluster.

N°	q_{\max} kN/m ²	P_{\max} kN/m ²	η_{\max}	q_{\min} kN/m ²	P_{\min} kN/m ²	η_{\min}	q_{moy} kN/m ²	P_{moy} kN/m ²	η_{moy}	σ_3 kN/m ²	σ_1 kN/m ²
01	47,813	51,21967	0,933489	0,836	1,095667	0,763006	24,3245	26,15767	0,929919	35,282	83,095
02	97,744	105,5613	0,925945	49,199	52,65067	0,934442	73,4715	79,106	0,928773	72,98	170,724
03	143,44 5	154,884	0,926145	97,729	105,5703	0,925724	120,587	130,2272	0,925974	107,069	250,514
04	219,41 9	236,5037	0,927762	147,995	159,1887	0,929683	183,707	197,8462	0,928535	163,364	382,783
05	48,76	52,58533	0,927255	3,917	3,938667	0,994499	26,3385	28,262	0,93194	36,332	85,092
06	97,515	105,161	0,927292	48,769	52,59433	0,927267	73,142	78,87767	0,927284	72,656	170,171
07	146,26 5	157,583	0,928178	97,519	105,1643	0,927301	121,892	131,3737	0,927827	108,828	255,093
08	219,25	236,0853	0,92869	148,021	159,4703	0,928204	183,6355	197,7778	0,928494	163,002	382,252
09	48,237	51,993	0,92776	1,02	0,836	1,220096	24,6285	26,4145	0,932386	35,914	84,151
10	97,463	105,0947	0,927383	51,956	56,01167	0,927592	74,7095	80,55317	0,927456	72,607	170,07
11	143,85 1	155,0223	0,927937	97,4699	105,1011	0,927392	120,6605	130,0617	0,927717	107,072	250,923
12	219,48 2	236,3357	0,928688	146,265	157,62	0,92796	182,8735	196,9778	0,928396	163,175	382,657

➤ 2^{ème} étape

Cette partie consiste à calculer les paramètres du modèle de J.Lemaitre à l'aide de la formulation proposée qu'ils ont présentées dans le tableau IV.9.

Tableau IV.9 Les paramètres du modèle de J.Lemaitre.

N°	η_{mov}	$\Delta\eta$	η_l	α	β	a
01	0,929919	0,170483	1,418326	0,52529	2,969404	0,000117882
02	0,928773	-0,0085	1,418326	0,576271	2,966002	0,000143645
03	0,925974	0,000421	1,418326	0,578688	2,977595	0,000141363
04	0,928535	-0,00192	1,418326	0,574877	2,967217	0,000142602
05	0,93194	-0,06724	1,418326	0,58669	2,94984	0,00015341
06	0,927284	2,52E-05	1,418326	0,576519	2,972319	0,00014188
07	0,927827	0,000876	1,418326	0,57534	2,970165	0,000141947
08	0,928494	0,000486	1,418326	0,574287	2,967472	0,000142238
09	0,932386	-0,29234	1,418326	0,646933	2,934752	0,000186743
10	0,927456	-0,00021	1,418326	0,576285	2,97162	0,000141975
11	0,927717	0,000545	1,418326	0,575622	2,970596	0,000141957
12	0,928396	0,000728	1,418326	0,574391	2,967875	0,000142168

➤ **3^{ème} étape**

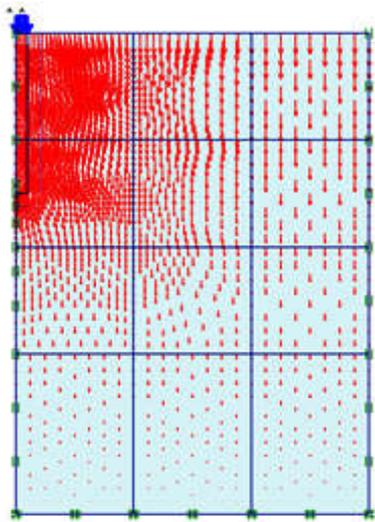
La 3^{ème} partie consiste à calculer les déformations volumiques après 10^5 cycles à l'aide des paramètres du modèle de J.Lemaitre calculés dans la 2^{ème} partie, les résultats sont présentés dans le tableau IV.10.

Tableau IV.10 Les déformation volumique après 10^5 cycles pour chaque cluster.

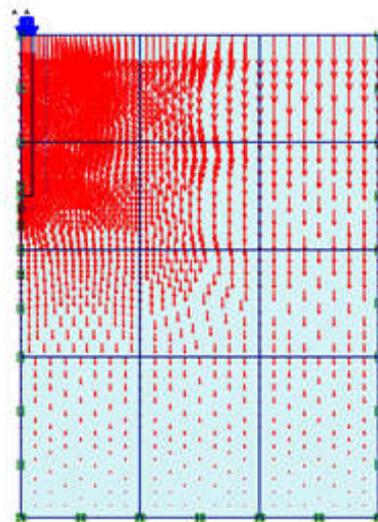
N°	ϵ_v 10^2 cycles	ϵ_v 10^3 cycles	ϵ_v 10^4 cycles	ϵ_v 10^5 cycles
1	0.00949	0.01431	0.01926	0.0267575
2	0.01139	0.01716	0.02302	0.031845
3	0.01582	0.02385	0.03206	0.0443025
4	0.01951	0.02937	0.03932	0.0543895
5	0.009880	0.0148305	0.01979	0.02723875
6	0.01126	0.01698	0.02282	0.031625
7	0.01577	0.02373	0.0319	0.0440275
8	0.01948	0.029325	0.03924	0.054285
9	0.009834	0.014763	0.019708	0.027126
10	0.01119	0.01686	0.02266	0.0313775
11	0.01527	0.023235	0.03134	0.04345
12	0.01917	0.028875	0.03862	0.053405

➤ **4^{ème} étape**

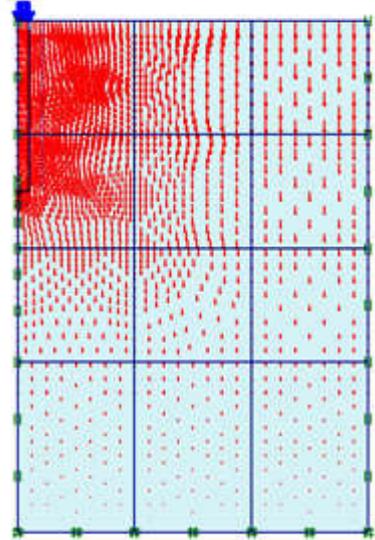
Cette dernière partie consiste à déterminer la réponse du pieu sous chargement cyclique par une modélisation qui remplace le chargement cyclique après un nombre de cycles par l'application de la déformation volumique cumulée du sol environnant après le même nombre de cycles les résultats de cette modélisation présentés dans les figures IV.10 & IV.11a.



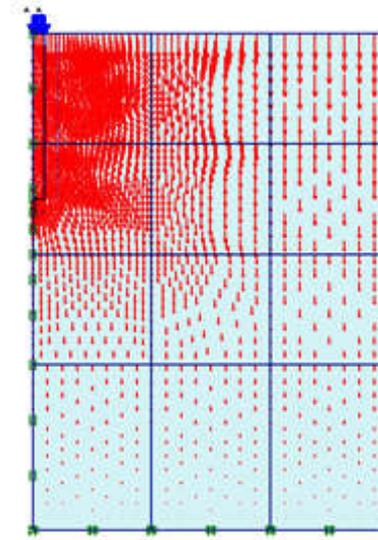
Vertical displacements (Uy)
Extreme Uy $19,98 \cdot 10^{-3}$ m
100cycles ($U_y=19,98 \cdot 10^{-3}$ m)



Vertical displacements (Uy)
Extreme Uy $30,63 \cdot 10^{-3}$ m
1000 cycles ($U_y=30,63 \cdot 10^{-3}$ m)



Vertical displacements (Uy)
Extreme Uy $41,67 \cdot 10^{-3}$ m
10000 cycles ($U_y=41,67 \cdot 10^{-3}$ m)



Vertical displacements (Uy)
Extreme Uy $58,84 \cdot 10^{-3}$ m
100000 cycles ($U_y=58,84 \cdot 10^{-3}$ m)

Figure IV.10 Tassement du pieu avec un nombre différent de cycles.

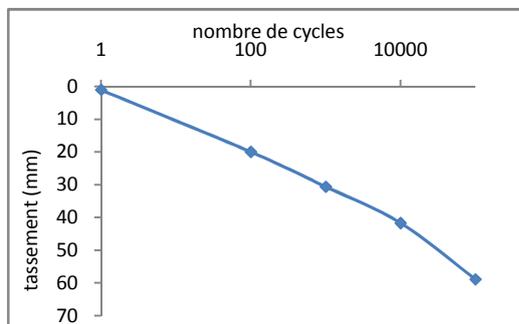


Figure IV.11a Tassement du pieu

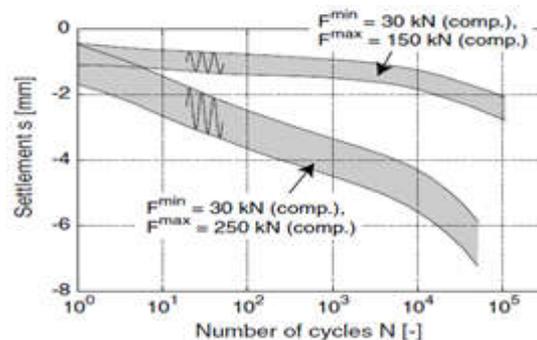


Figure II.11b Pieux sous chargement axiale cyclique en compression d'après Gruber et al.(1985)

A partir de la figure IV.11a on peut conclure que dans le cas d'un chargement cyclique en compression une augmentation du tassement du pieu proportionnelle à $\ln(N)$ a été mesurée jusqu'à $N = 10^4$. Pour un plus grand nombre de cycles d'accumulation sur-logarithmique a été observée. Cela a déjà été démontré par les essais en grande échelle de Gruber et al. (figure II.11b).

IV.7 UN TUNNEL

IV.7.1 Introduction

La croissance toujours croissante des villes et par conséquent le développement de voies de transport et de communication comme le métro et d'autres structures souterraines au cours des dernières années a conduit à des études spéciales et approfondies pour espaces souterrains. En plus des problèmes existants dans l'analyse et la conception des canalisations sous charge statique, les preuves des dommages subis par de telles structures lors de l'application de charges cycliques rappellent la nécessité d'étudier le comportement cyclique de telles structures souterraines. Par conséquent, de nos jours, en plus de considérer les conditions statiques dans la conception de la section et du revêtement des tunnels, l'identification des facteurs impliqués dans la réponse cyclique de ces structures et leur influence sur les spécifications structurelles des tunnels revêt une importance particulière (Kirzhner et Rosenhouse , 2000).

Dans la présente étude, en utilisant la méthode des éléments finis pour étudier le comportement cyclique d'un tunnel de 8 mètres de diamètre sous des chargements cycliques d'une fondation superficielle dans la condition de déformation plane.

IV.7.2 Modélisation numérique

IV.7.2.1 La géométrie:

Le calcul se fait en déformation plane à 15 nœuds. La géométrie est donnée sur la figure IV.12.

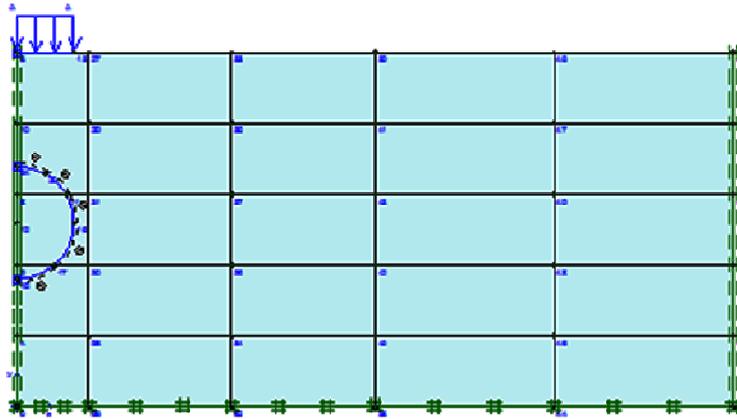


Figure IV.12 Géométrie du modèle.

IV.7.2.2 Le maillage:

Le modèle se fait par des éléments à 15 noeuds. Nombre d'éléments est de 531 éléments et le nombre des noeuds est de 4448 noeuds (figure IV.13).

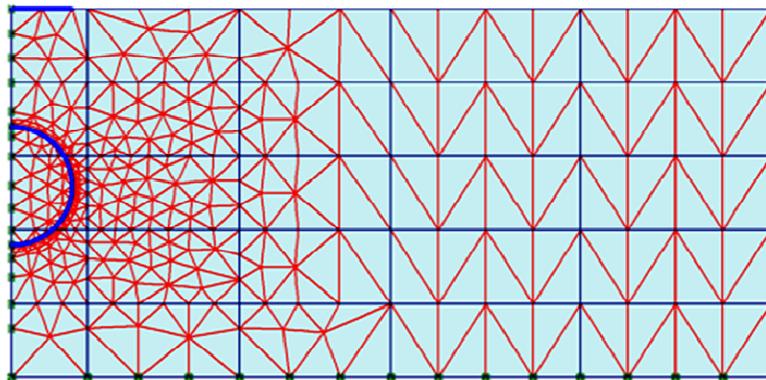


Figure IV.13 Maillage par éléments finis

IV.7.2.3 Procédure et résultats de calculs

Application des impulsions cycliques d'une fondation superficielle ($D_f = 0$) sur un tunnel de 8 mètres de diamètre centré à 12m de profondeur d'un sol sableux fins avec une densité moyenne.

Le tunnel mentionné avec un revêtement en béton a été exactement situé sous une fondation superficielle de largeur de 8 mètres. La fondation qui est considérée comme la structure de soutien d'une machine produisant des forces cycliques, transmet ces forces à son sous-sol et enfin à la structure du tunnel précédemment excavée. D'où, dans ce modèle

numérique, fondation superficielle est établie après l'excavation du tunnel et l'installation du revêtement du tunnel. Le chargement cyclique est finalement appliqué après l'installation de la machinerie sur la fondation. La figure IV.13 montre le maillage d'éléments finis et la position de la section du tunnel et de la fondation superficielle.

Les matériaux sélectionnés pour la modélisation comprennent des sols sableux et du béton utilisé dans la construction de la fondation et du revêtement du tunnel.

La simulation du comportement du sol sableux autour du tunnel a été faite en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb. Le modèle élastique est également utilisé pour simuler le comportement de la fondation et du revêtement du tunnel. Les paramètres du sol ainsi que les propriétés des éléments en béton utilisés dans les analyses ont été présentées dans les tableaux IV.11 et IV.12.

Tableau IV.11 Propriétés matérielles de la couche de sable

γ (kN/m ³)	E(MPa)	ϕ (deg)	C(kPa)	Ψ
17	30	35	0	5

Tableau IV.12 Propriétés matérielles de la fondation en béton et du revêtement du tunnel

Structure	t(mm)	E(GPa)	EA(kN/m)	EI(Kn.m ² /m)	ν
fondation	500	20	1E+7	2.08E+5	0.2
tunnel	200	20	4E+6	1.33E+4	0.2

Où, γ est le poids volumique du sol, Φ est l'angle de frottement interne du sol, C est la cohésion du sol, Ψ est l'angle de dilatation du sol, EA est la rigidité normale, EI est la rigidité de flexion, ν est le coefficient de poisson et t est l'épaisseur de la structure.

La détermination de la réponse du tunnel après le premier cycle de chargement se fait par le modèle de Mohr coulomb avec les paramètres des tableaux IV.11 & IV.12.

La réponse du tunnel après un cycle a été calculée avec 4 phases de calcul :

1^{ère} Phase : l'application de la charge minimale q_{\min}

2^{ème} Phase : l'augmentation de la charge appliquée jusqu'à q_{\max}

3^{ème} Phase : déchargement jusqu'à q_{\min}

4^{ème} Phase : rechargement jusqu'à q_{moy}

Après les calculs de ces quatre phases, la charge appliquée entraînera des déformations dans le sol ainsi que dans la paroi du tunnel et on note un tassement de l'ordre de 10.818cm en clé de voûte, et une cuvette de tassement en surface du sol avec un maximum voisin de 10.788cm.

Avec : $q_{\max} = 115 \text{ kPa}$, $q_{\min} = 15 \text{ kPa}$, $q_{\text{moy}} = 65 \text{ kPa}$

IV.7.3 Calcul des tassements après 10^5 cycles

IV.7.3.1 Procédure et résultats de calculs

La détermination de la réponse du tunnel sous chargement cyclique se fait par une modélisation 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 massif de sol est discrétiser 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. Le comportement du modèle globale sera déterminé par l'application des déformations cumulées de chaque région.

Cette procédure de calcul se fait par quatre (4) étapes:

➤ **1^{ère} étape**

Dans cette étape on a fait un calcul individuel pour chaque cluster (simulation d'un essai triaxial) dont le but de déduire les paramètres cycliques qu'ils ont présentés dans le tableau IV.13

Tableau IV.13 Les paramètres cyclique pour chaque cluster.

N°	q_{\max} kN/m ²	P_{\max} kN/m ²	η_{\max}	q_{\min} kN/m ²	P_{\min} kN/m ²	η_{\min}	q_{moy} kN/m ²	P_{moy} kN/m ²	η_{moy}	σ_3 kN/m ²	σ_1 kN/m ²
01	36,49	93,89333	0,388632	42,5	46,95467	0,905128	39,495	70,424	0,560817	81,73	118,22
02	77,89	131,9133	0,590463	52,064	90,03867	0,57824	64,977	110,976	0,585505	105,95	183,84
03	180,03	174,68	1,030627	139,778	104,1317	1,34232	159,904	139,4058	1,14704	114,67	294,7
04	132,31	167,9933	0,787591	91,392	84,602	1,080258	111,851	126,2977	0,885614	123,89	256,2
05	214,24	230,8233	0,928156	127,448	181,2157	0,703295	170,844	206,0195	0,829261	159,41	373,65
06	34,72	63,44333	0,54726	7,451	9,382667	0,794124	21,0855	36,413	0,579065	51,87	86,59
07	84,02	134,3467	0,625397	37,145	69,67467	0,533121	60,5825	102,0107	0,593884	106,34	190,36
08	163,05	176,38	0,924425	86,447	138,6087	0,623677	124,7485	157,4943	0,792082	122,03	285,08

09	232,37	208,1467	1,116376	164,669	175,1377	0,940226	198,5195	191,6422	1,035886	130,69	363,06
10	248,91	267,78	0,929532	232,613	208,4847	1,115732	240,7615	238,1323	1,011041	184,81	433,72
11	41,72	56,87667	0,733517	14,051	17,47567	0,804032	27,8855	37,17617	0,750091	42,97	84,69
12	83,82	114,78	0,730267	41,867	56,78567	0,737281	62,8435	85,78283	0,732588	86,84	170,66
13	140,17	166,9933	0,839375	84,526	114,1873	0,74024	112,348	140,5903	0,799116	120,27	260,44
14	199,8	217,41	0,919001	140,124	166,984	0,839146	169,962	192,197	0,884311	150,81	350,61
15	249,95	269,1467	0,928676	199,787	217,4127	0,91893	224,8685	243,2797	0,924321	185,83	435,78
16	43,6	55,80333	0,781315	9,169	17,14433	0,534812	26,3845	36,47383	0,723382	41,27	84,87
17	91,08	109,23	0,833837	43,577	55,83067	0,780521	67,3285	82,53033	0,815803	78,87	169,95
18	140,66	161,8067	0,869309	91,093	109,2143	0,834076	115,8765	135,5105	0,855111	114,92	255,58
19	192,22	213,5833	0,899977	140,625	161,858	0,868817	166,4225	187,7207	0,886543	149,51	341,73
20	245,63	264,5167	0,928599	192,23	213,8147	0,89905	218,93	239,1657	0,915391	182,64	428,27
21	43,83	55,72	0,786612	8,079	17,39	0,464577	25,9545	36,555	0,710012	41,11	84,94
22	92,71	108,1233	0,857447	43,847	55,72467	0,786851	68,2785	81,924	0,833437	77,22	169,93
23	142,3	160,2833	0,887803	92,693	108,1307	0,857231	117,4965	134,207	0,875487	112,85	255,15
24	192,97	212,0733	0,909921	142,244	160,3237	0,88723	167,607	186,1985	0,900152	147,75	340,72
25	244,68	263,48	0,928647	192,946	212,0963	0,909709	218,813	237,7882	0,920201	181,92	426,6

➤ 2^{ème} étape

Cette partie consiste à calculer les paramètres du modèle de J.Lemaitre l'aide de la formulation proposée qu'ils ont présentées dans le tableau IV.14

Tableau IV.14 Les paramètres du modèle de J.Lemaitre.

N°	$\eta_{mov}(kN/m^2)$	$\Delta\eta$	η_l	α	β	a
01	0,560817	-0,5165	1,418326	0,543689	5,450501	2,83899E-06
02	0,585505	0,012223	1,418326	0,163721	4,324114	2,2065E-05
03	1,14704	-0,31169	1,418326	0,212643	1,709846	0,000295088
04	0,885614	-0,29267	1,418326	0,741917	3,196587	0,000164206
05	0,829261	0,224861	1,418326	0,663212	3,254416	8,48173E-05
06	0,579065	-0,24686	1,418326	1,335473	4,828203	1,67299E-05
07	0,593884	0,092276	1,418326	1,100784	4,149495	2,53852E-05
08	0,792082	0,300748	1,418326	0,688561	3,305784	6,91627E-05
09	1,035886	0,17615	1,418326	0,357781	2,64435	0,00014582
10	1,011041	-0,1862	1,418326	0,466832	2,545759	0,000205311
11	0,750091	-0,07052	1,418326	0,916655	3,749854	8,42986E-05
12	0,732588	-0,00701	1,418326	0,918582	3,762145	7,39666E-05
13	0,799116	0,099135	1,418326	0,759611	3,422077	8,82627E-05
14	0,884311	0,079855	1,418326	0,625852	3,129021	0,000116772
15	0,924321	0,009746	1,418326	0,578961	2,984374	0,000139444
16	0,723382	0,246503	1,418326	0,813608	3,528505	5,72519E-05
17	0,815803	0,053316	1,418326	0,749908	3,390057	9,77136E-05

18	0,855111	0,035234	1,418326	0,689864	3,249825	0,000112595
19	0,886543	0,031159	1,418326	0,637554	3,130209	0,000123642
20	0,915391	0,02955	1,418326	0,588711	3,019145	0,000133584
21	0,710012	0,322034	1,418326	0,796554	3,478288	5,04935E-05
22	0,833437	0,070596	1,418326	0,713778	3,316025	0,000101703
23	0,875487	0,030571	1,418326	0,656644	3,172943	0,000119989
24	0,900152	0,022691	1,418326	0,616859	3,078767	0,00012935
25	0,920201	0,018938	1,418326	0,583486	3,000651	0,000136713

➤ 3^{ème} étape

La 3^{ème} partie consiste à calculer les déformations volumiques après 10^5 cycles à l'aide des paramètres du modèle de J.Lemaitre calculés dans la 2^{ème} partie. Les résultats sont présentés dans le tableau IV.15.

Tableau IV.15 Les déformation volumique après 10^5 cycles pour chaque cluster.

N°	ϵ_v 10 ² cycles	ϵ_v 10 ³ cycles	ϵ_v 10 ⁴ cycles	ϵ_v 10 ⁵ cycles
1	0.009122	0.009164	0.009354	0.01023
2	0.008595	0.00864	0.00871	0.008825
3	0.005974	0.006015	0.006243	0.007496
4	0.003465	0.003466	0.003469	0.003498
5	0.0021	0.0021	0.0022	0.0023
6	0.01293	0.01311	0.01364	0.0152
7	0.01061	0.01064	0.0107	0.01084
8	0.006656	0.00667	0.006734	0.007047
9	0.003231	0.003232	0.003236	0.003276
10	0.001125	0.00125	0.001125	0.001125
11	0.01204	0.01217	0.01266	0.01454
12	0.00908	0.009133	0.009355	0.01029
13	0.005995	0.00601	0.006101	0.006617
14	0.003352	0.003354	0.003373	0.003526
15	0.001487	0.001487	0.001488	0.001497
16	0.01172	0.01183	0.01229	0.01407
17	0.008892	0.008949	0.009196	0.01027
18	0.006185	0.006204	0.006298	0.006756
19	0.003591	0.003595	0.003612	0.003708
20	0.001407	0.001407	0.001408	0.001411
21	0.01171	0.01183	0.01229	0.01404
22	0.008956	0.009012	0.009249	0.01022
23	0.006272	0.006291	0.006377	0.006782
24	0.003642	0.003645	0.003661	0.003744
25	0.001384	0.001388	0.001385	0.001387

➤ 4^{ème} étape

Cette dernière partie consiste à déterminer la réponse du tunnel sous chargement cyclique par une modélisation 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 les résultats de cette modélisation présentés dans les figures IV.14 – IV.21.

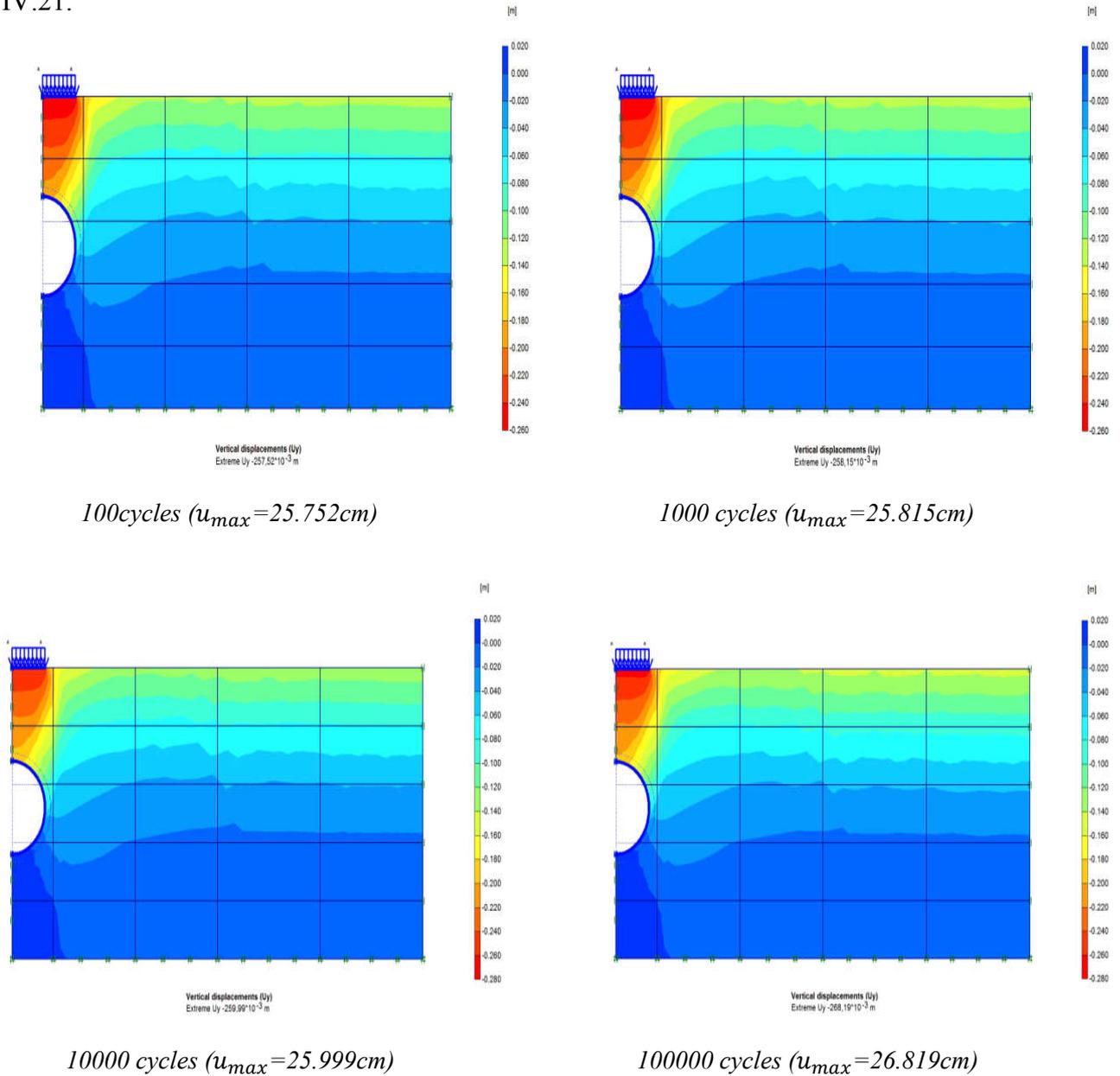
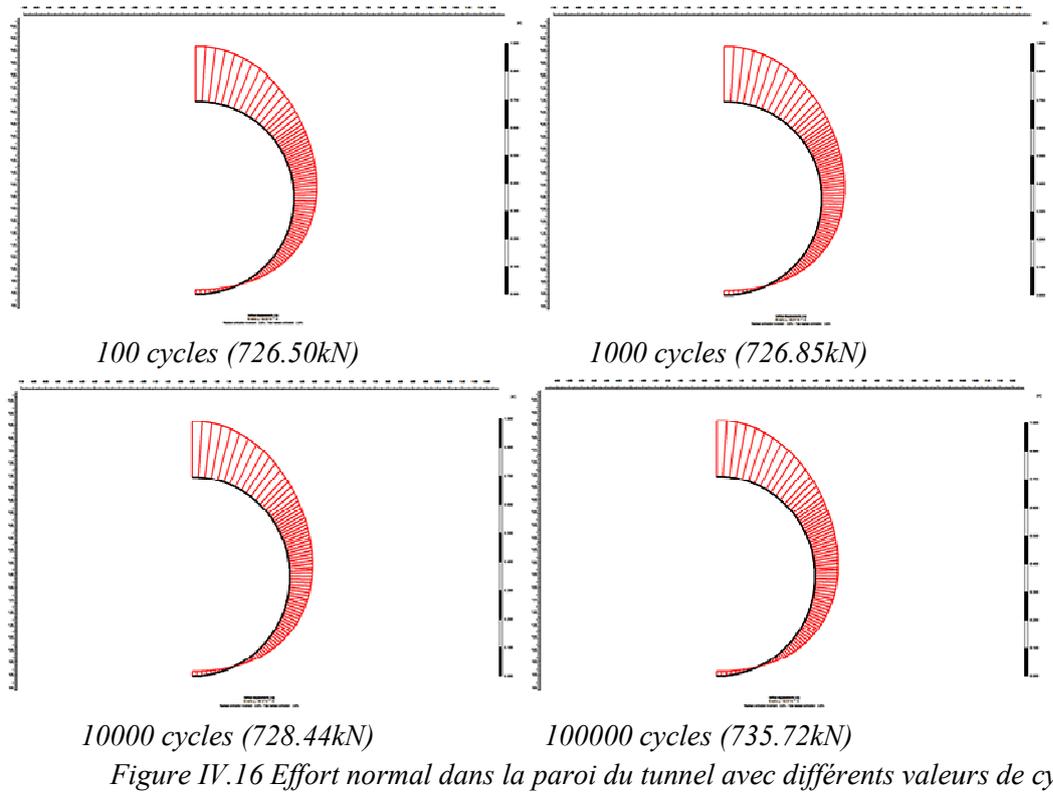
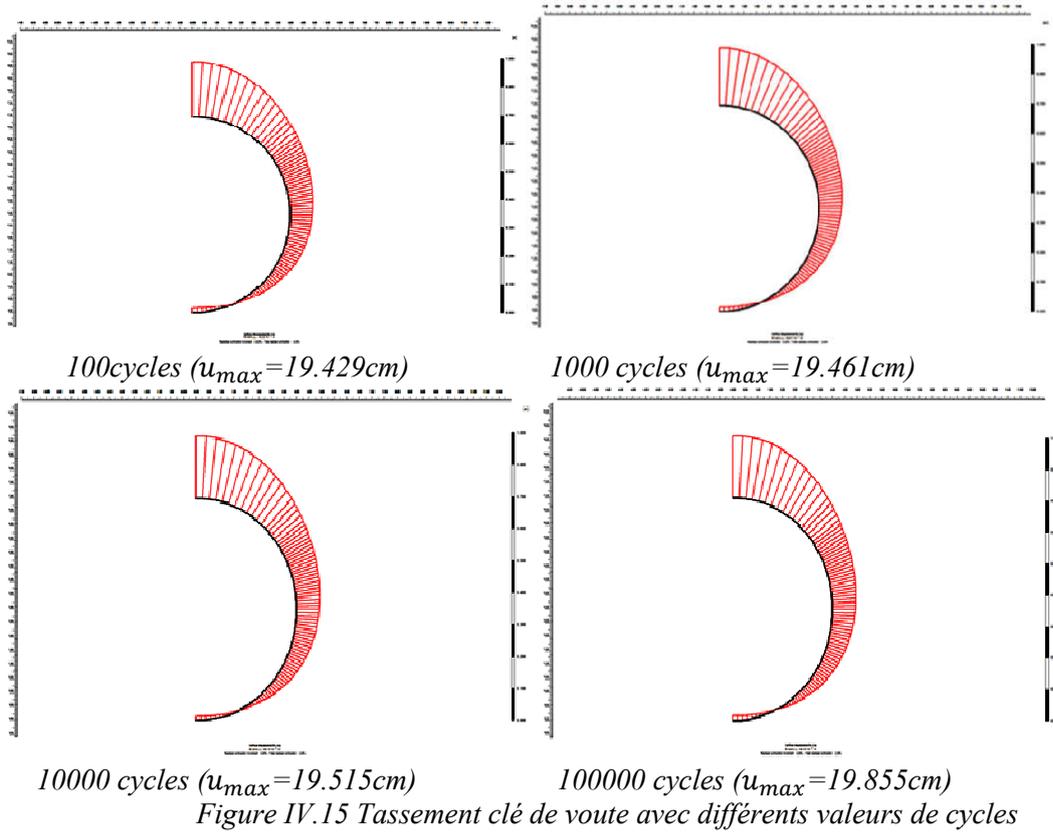


Figure IV.14 tassement en surface de sol avec différentes valeurs de cycles



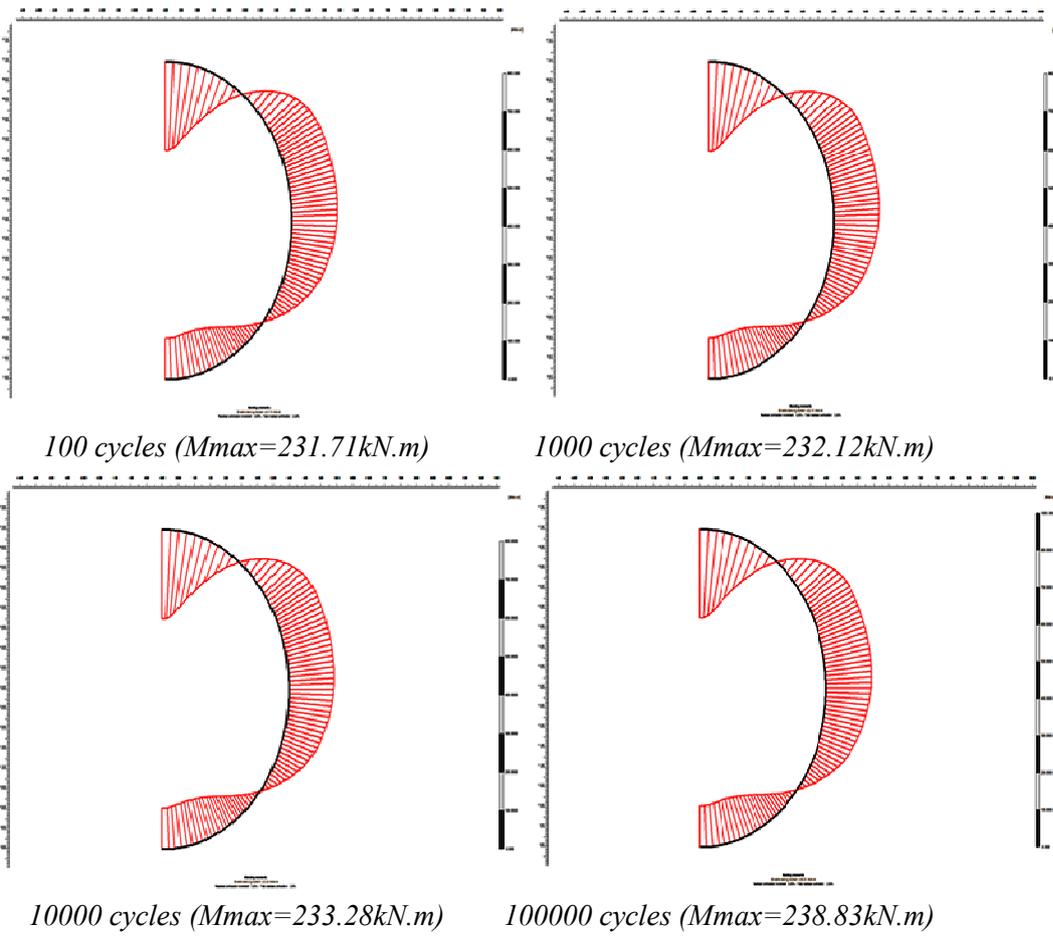


Figure IV.17 Moment fléchissant dans la paroi du tunnel avec différentes valeurs de cycles

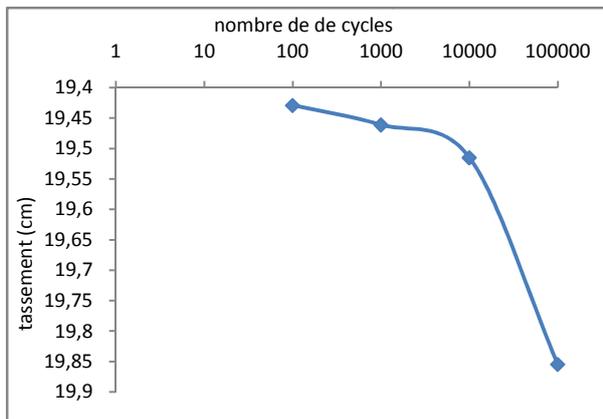


Figure IV.18 Tassement en clé de voûte

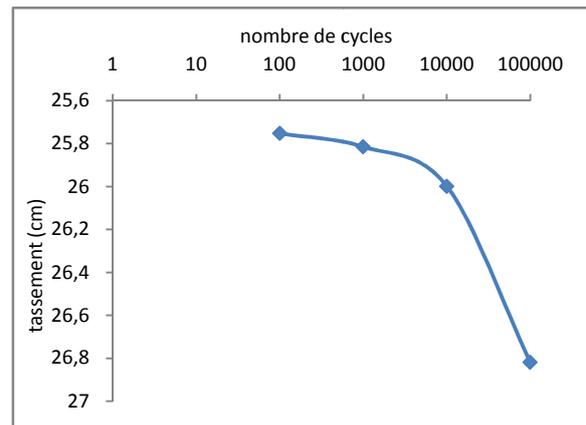


Figure IV.19 Tassement en surface de sol

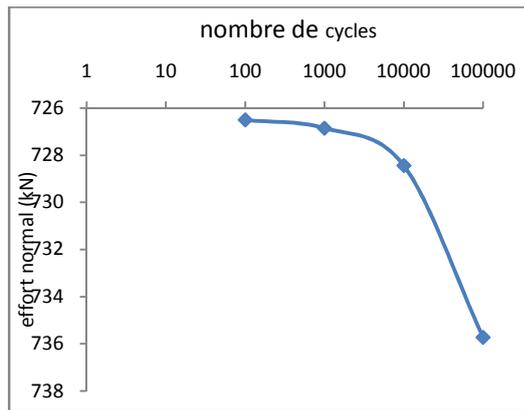


Figure IV.20 Effort normal dans la paroi dans la paroi

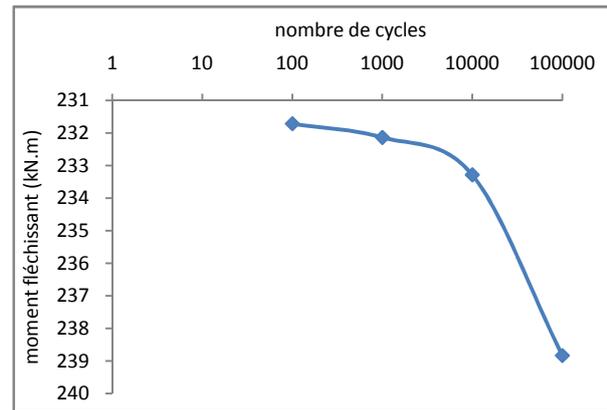


Figure IV.21 Moment fléchissant

A partir des figures IV.18 & IV.19, on peut conclure que dans le cas d'un chargement cyclique en compression une augmentation du tassement du tunnel proportionnelle à $\ln(N)$ a été mesurée jusqu'à $N = 10^4$.

Pour un plus grand nombre de cycles d'accumulation sur-logarithmique a été observée.

IV.8 CONCLUSION

Un modèle numérique a été formulé qui rend compte du comportement constitutif à long terme du sol et de la réponse cyclique des ouvrages géotechniques, seulement l'évolution de la déformation volumique moyenne après N cycles est exprimée en fonction du chemin cyclique moyen dans le plan p - q est considéré ainsi que la déformation volumique irréversible.

Une telle approche est plus attrayante que les méthodes implicites, car une intégration pas à pas de tout l'historique de chargement induirait une erreur numérique importante après quelques cycles de charge en raison du faible accroissement de la déformation permanente par cycle de charge.

Le modèle proposé a été appliqué au calcul de la réponse d'une fondation, un pieu et un tunnel pour un chargement cyclique.

La comparaison entre l'application de la formule proposée à une fondation superficielle sous chargement cyclique de l'essai de centrifugeuse de Helm et al (2000) et celle dérivée du travail de Wichtmann (2005) confirme une bonne adaptation du modèle proposé à ce type de problèmes.

CONCLUSIONS GÉNÉRALES ET PERSPECTIVES

CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES

Un chargement cyclique entraîne souvent une accumulation de déformations résiduelles dans le sol.

L'estimation de la réponse des ouvrages géotechniques sous chargement cyclique à grand nombre de cycles est un défi complexe qui reçoit une grande attention dans les domaines de l'ingénierie. Cette réponse ne peut pas être abordée par les modèles de comportement classiques. Cependant d'autres critères de choix sont possibles, si le type de loi de comportement utilisée n'est pas prédéfini.

Un descriptif général des méthodes « implicites » et « explicites » a été présenté, en décrivant les différentes catégories ainsi leurs principes théoriques.

Dans cette thèse, une nouvelle approche pour évaluer le comportement cyclique des ouvrages géotechniques à grand nombre de cycles en conditions drainées comme un pseudo fluage cyclique a été présentée. La méthode combine des méthodes éprouvées pour les performances cycliques. Nous nous intéressons plus à la réduction du temps de calcul, de l'erreur numérique et de l'imprécision des résultats pour un nombre de cycle élevé.

Le principe consiste à traiter le pseudo fluage cyclique par analogie via le modèle de comportement viscoplastique J.Lemaitre et l'établissement d'une équivalence entre le temps et le nombre de cycles.

A partir de résultats d'essais triaxiaux cycliques tirés de la littérature (essais triaxiaux cycliques sur le sable de Plancoet effectués par Thanopoulos 1981), on a élaboré une loi phénoménologique décrivant l'évolution des paramètres du sol avec le nombre de cycles.

Au niveau numérique, l'accumulation des quantités irréversibles d'origine cyclique (déformations volumiques) est traitée comme un pseudo-fluage cyclique, le nombre de cycles tenant lieu de temps fictif (un cycle pour une seconde). La réponse du matériau fictif sera déterminée par la simulation numérique d'un essai triaxial en utilisant le modèle J.Lemaitre.

L'étude paramétrique a porté sur l'influence de certains paramètres cycliques sur l'évolution des déformations volumiques cumulées. Les résultats ont montré la sensibilité de la réponse du sol vis-à-vis la variation de ces paramètres.

Le modèle établi est testé sur des expériences sur fondation superficielle, l'essai effectué par Helm et al (2000) à la centrifugeuse et les résultats numériques présentés dans le travail de Wichtmann (2005). Des résultats très encourageants ont été obtenus avec cette approche, confirme une bonne adaptation du modèle proposé à ce type de problèmes.

Dans les modélisations du pieu et tunnel, l'augmentation de la déformation résiduelle avec le nombre de cycles N était proportionnelle à $\ln(N)$ jusqu'à $N = 10^4$. Pour un plus grand nombre de cycles, les courbes sur-logarithmiques $\varepsilon^v(N)$ ont été obtenus, probablement à cause de l'abrasion aux contacts de particules.

Comme continuité de ce travail, on peut citer les perspectives suivantes:

Le présent travail pourrait répondre à plusieurs questions concernant le comportement matériel des sols non cohérents sous chargement cyclique. Cependant, la nécessité de poursuivre la recherche sur certains aspects est devenue évidente. D'autres éléments cycliques sont nécessaires pour améliorer les équations explicites:

- Corrélation des constantes matérielles des grains (d_{50} , $U = d_{60}/d_{10}$, forme du grain et rugosité). L'utilisation de corrélations doit permettre la détermination d'un ensemble de matériaux.
- Essais avec de grandes amplitudes de déformation $\varepsilon_{amp} > 10^{-3}$ afin de développer une procédure pour le traitement de tels cycles dans un calcul explicite. Ceci est particulièrement important pour l'application du modèle sur des problèmes avec de

grandes amplitudes de déformation (par exemple compactage vibratoire, tremblements de terre).

- Etude de la vitesse d'accumulation aux faibles contraintes ($P_{moy} < 50kPa$).
- Tests sur $\dot{\epsilon}_{acc}$ pour un grand nombre de cycles $N > 10^5$.
- Le développement de relations explicites pour le comportement cyclique des sols cohésifs est souhaitable.
- Etendre l'étude au-delà de la ligne caractéristique
- Examiner le cas de l'extension.
- Généraliser l'approche pour évaluer la réponse d'autres ouvrages géotechniques.
- Etude de la réponse cyclique des interfaces.
- Une étude expérimentale détaillée est nécessaire pour :
 - Examiner les différents chemins cycliques qui ne sont pas pris en considération dans cette étude.
 - Tester les matériaux locaux

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Adachi, T and Oka, F. (1982) "Constitutive equations for normally consolidated clay based on elastoviscoplasticity", *Soils & Foundations*, Vol. 22, No. 5, pp 57-70.

Adachi, T and Okano, M. (1974). "A constitutive equation for normally consolidated clay", *Soils & Foundations*, Vol. 14, No. 4, pp 55-73.

ADDENBROOKE, T. I., POTTS, D. M., AND PUZRIN, A. M. (1997). "The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction." *Géotechnique*, 47(3), pp 693-712.

Al Tabbaa A. (1987). Permeability and stress-strain response of speiswhite kaolin. PhD thesis, Cambridge University.

F. Allou, C. Chazallon, and P. Hornych, (2007). A numerical model for flexible pavements rut depth evolution with time, *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* 31, 1 (2007), arXiv:nag.2347 [10.1002].

Anaraki, K. E., (2008). Hypoplasticity investigated parameter determination and numerical simulation, MS Thesis, Delft University of Technology, Delft.

Arruda, EM and Boyce MC. (1993) "A three-dimensional constitutive model for the large stretch behaviour of rubber elastic material", *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, Vol. 41, No. 2, pp 389-412.

Atkinson, J., Richardson, D., and Stallebrass, S., (1990). Effect of recent stress history on the stiffness of overconsolidated soil. *Geotechnique*, Volume 40: pp 531-540.

R. D. Barksdale, Laboratory Evaluation of Rutting in Base Course Materials. in Proc. THIRD Int. Conf. Struct. Des. Asp. PAVEMENTS. (London, 1972) pp. 161-174.

Bauer, E., (1996). Calibration of a comprehensive hypoplastic model for granular materials. *Soils and Foundations*, Vol. 36(1): pp 13-26.

BENZ, T., SCHWAB, R., AND VERMEER, P. A. (2003). "On the practical use of advanced constitutive laws in finite element foundation analysis." In: *Int. Symp. on Shallow Foundations (FONSUP)*, Paris, France, pp 49-56.

BEREST P. (1987). Viscoplasticité en mécanique des roches, *Manuel de rhéologie des géomatériaux*, Presse des Ponts et Chaussées, pp. 235 - 257.

Références bibliographiques

- BINGHAM E.C.(1913). The Viscosity of Binary Mixtures, The journal of physical chemistry, American chemical society, Volume 18, pp. 157 – 165.
- BJERRUM, L. (1967). Engineering geology of norwegian normally-consolidated marine clays as related to the settlements of buildings. *Geotechnique*, 17(2), pp 83–119.
- Blatz, PJ and Ko WL. (1962). “Application of finite elastic theory to the deformation of rubberymaterials”, *Transaction of the Society of Rheology*, Vol VI, pp 223-52.
- BODNER, S. and PARTOM, Y. (1975).Constitutive equations for elastic-viscoplastic strain-hardening materials. *Journal of Applied Mechanics*, 42(2), pp 385–389.
- BOHAC, J., HERLE, I., AND MASIN, D. (2002)."Stress and strain dependent stiffness in anumerical model of a tunnel." In: *Proc. of the 2nd Int. Conf. on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering*, Zurich, Switzerland, pp357-364.
- BOIDY E.(2002). “Modélisation numérique du comportement différé des cavités souterraines”. Thèse de Doctorat, Université Joseph Fourier Grenoble 1, 2002.
- BOLTON, M. D., DASARI, G. R., AND BRITTO, A. M. (1994)."Putting small-strain nonlinearityinto Modified Cam Clay model."In: *Proc. of the 8th Int. Conf. on ComputerMethods and Advances in Geomechanics*, Morgantown, West Virginia, 537-542.
- BONINI, M., DEBERNARDI, D., BARLA, M., and BARLAA, G. (2007).The Mechanical Behaviour of Clay Shales and Implications on the Design of Tunnels.*Rock Mechanics and Rock Engineering*.
- Boukvalas G., Whitman R. V., Marr W. A. (1984). Permanent Displacement of Sand with cyclic Loading. *Journal of Geotechnical Engineering*,ASCE,110,Volume 11: pp1606-1623.
- Boulon M., Puech A (1984). Simulation numérique du comportement des pieux sous chargement axial cyclique, *Revue Française de Géotechnique*, Volume 26 :pp7-20.
- BRIAUD, J.-L. (2007). "Spread Footings in Sand: Load Settlement Curve Approach." *Journalof Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 133(8), pp 905-920.
- Brinkgreve, RBJ and Vermeer, PA.(1997). “Plaxis finite element code for soil and rockanalysis-Version 7”, Balkema, Rotterdam.
- R.B.J. Brinkgreve. *Plaxis v8 manuel de référence*, Delft University of Technology& PLAXIS bv, Pays-Bas, 2003

Références bibliographiques

Brinkgreve, RBJ.(2005). "Selection of soil models and parameters for geotechnical engineering application". In: Yamamuro, JA and Kaliakin, VN, editors. Geotechnical SpecialPublication No.128, ACSE, pg 69-98.

S. F. Brown, (1974). Repeated load testing of a granular material, J. Geotech. Eng. Div. 100, 825 (1974).

BURLAND, J. B., BROMS, B. B., AND MELLO, V. F. B. (1977). "Behaviour of foundations and structures " In: Proc. of the 9th ICSMFE, Rotterdam, pp 495-546.

Burland, JB.(1965). "The yielding and dilation of clay;correspondence", Geotechnique, Vol.15, No. 2, pp 211-219.

Cao J., Mroueh H. and Burlon S. (2012). Skipped cycles method for geotechnical structures under large number of cycle loads. Offshore Site inv. &Geot., SUT, London.

Chaboche J.L. (1994). Modeling of ratchetting: evaluation of various approaches.Eur. Journal Mech. A/ Solids 13, pp 501-518.

Chen, CF. (1985). "Mechanics of Geomaterials", In: Z. Bazant; editor. John Wiley & Sons Ltd.pg 65-86.

Christensen, RW and Wu, PL. (1965). "Analysis of clay deformation as the rate process", J.Soil Mech. Found. Div. 91 (SM5), ASCE, pp 125-157.
Consolidation.Geotechnique, 46(3), pg 515–527.

Coon, MD and Evans, RJ.(1971) "Recoverable Deformation of Cohesionless Soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol. 97, No SM 2.

Corotis, RB, Farzin, MH. and Krizeck, RJ (1974). "Nonlinear Stress- Strain Formulations for Soil", Journal of the Geotechnical Engineering Division.ASCE.Vol. 100, No. GT9.

Dafalias Y.F. and Herman L.R. (1982).Chapter : bounding surface formulation of soil plasticity. Soil Mechanics-Transient and Cyclic Loads ;, pp 253-282, Wiley & Sons.

DAS, B. (2009). Advanced soil mechanics, Taylor & Francis Ltd.

David Mašin (2015). PhD "Hypoplasticity for Practical Applications Part 4: Determination of material parameters course on hypoplasticity Zhejiang University, June 2015".

Références bibliographiques

DAY, R. W. (2006). Foundation engineering handbook : Design and construction with the 2006 international building code, McGraw-Hill.

DEBERNARDI, D. (2004). Prove specialistiche e analisi numeriche a ritroso riguardanti lo scavo di gallerie profonde in Argille Scagliose tenendo conto della dipendenza dal tempo. Tesi di laurea (con dignità di stampa), Politecnico di Torino, Torino.

DESAI, C. S. and ZHANG, D. (1987). Viscoplastic model for geological materials with generalized flow rule. Int. J. Numer. Analyt. Methods Geomech., 11, pp 603–620.

V. A. Diyaljee and G. P. Raymond, (1982). Repetitive load deformation of cohesionless soil, J. Geotech. Geoenvironmental Eng. 108 (1982).

Diyaljee, V. A., Raymond, G. P. (1982) Repetitive Load Deformation of Cohesionless Soil. Journ. of the Soil Mech. & Found. Eng. Div., ASCE, GT 10, pp 1215-1229.

Dob Hanane, (2016b). “Modélisation Explicite du Comportement Cyclique des Sables”. Thèse de Doctorat, Université Skikda.

Dob Hanane, Messast Salah, Boulon Marc, Flavigny Etienne. (2016a). “Behavior of sand after a high number of cycles application to shallow foundation”. Geotechnical and Geological Engineering. (Geotechnical and Geological Engineering, 1 December 2016, 34(6): pp 1985-1993).

Drucker, DC and Prager, W. (1952). “Soil mechanics and plastic analysis or limit design”, Quart. Applied Math. Vol. 10, No. 2, pp 157-165.

Duncan, JM and Chang, CY. (1970). “Nonlinear analysis of stress and strain in soils”, ASCE J. of the Soil Mech. And Found. Div. Vol. 96, pp 1629-1653. 14. Eringen, C. (1962) “Non-linear theory of continuous media”, McGraw Hill.

EL-SAKHAWY, E. N. R., YOUSSEF, K. M., AND BADAWY, R. A. E. (2008). "Prediction of the Axial Bearing Capacity of Piles by Five-Cone Penetration Test Based Design Methods." In: Proc. of the 12th Conf. of International Association for Computer Methods and Advanced in Geomechanics (IACMAG), Goa, India, 3415-3423.

H.K. Engin & H.P. Jostad, (2014) On the modelling of grain crushing in hypoplasticity, Numerical Methods in Geotechnical Engineering – Hicks, Brinkgreve & Rohe (Eds) © 2014 Taylor & Francis Group, London, 978-1-138-00146-6.

Eric Boidy, Bouvard Anne, Frederic Pellet. (2002). Back analysis of time-dependent behaviour of a test gallery in claystone. Tunnelling and Underground Space Technology, Elsevier, 2002.

Références bibliographiques

Eringen, C. (1962). "Non-linear theory of continuous media", McGraw Hill.

G. Fabre et F. Pellet, (2002). Identification des caractéristiques visqueuses d'une roche argileuse, Symposium international : Identification et détermination des paramètres des sols et des roches pour les calculs géotechniques Paris, Jean-Pierre Magnan Presses LCPC, 2002 p. 36-40.

FLEMING, K., WELTMAN, A., RANDOLPH, M., AND ELSON, K. (2009). Piling Engineering, Taylor & Francis Group.

S. François, C. Karg, W. Haegeman, and G. Degrande, (2009). A numerical model for foundation settlements due to deformation accumulation in granular soils under repeated small amplitude dynamic loading, Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech. 32, n/a (2009), arXiv:nag.2347 [10.1002]

H. Fuchs and I. Stephens, (1980). Metal fatigue in engineering (Wiley, New York, 1980).

Garlanger, J.E. (1972) "The consolidation of soils exhibiting creep under constant effective stress", Geotechnique, Vol. 22, No.1, pp 71-78.

Gens, A., Potts, D.M. (1988) "Critical state models in computational geomechanics", Engineering Computations. Vol. 5, pp 178-197.

Gent, A.N. (1996) "A new constitutive relation for rubber", Rubber Chem. Technol. Vol 69, pp 59-61.

GHOREYCHI M. (1990). -Conséquences du comportement thermomécanique du sel pour la conception et la sûreté d'un enfouissement de déchets radioactifs, Stockages en souterrain, Presse de l'ENPC, 1990, p. 229 - 243.

G. Gidel, P. Horny, J. J. Chauvin, D. Breyse, and A. Denis, (2001). A new approach for investigating the permanent deformation behaviour of unbound granular material using the repeated load triaxial apparatus, Bull. Lab. Bridg. Roads 233, 5 (2001).

GIODA, G. and Cividini, A. (1996). Numerical methods for the analysis of tunnel performance in squeezing rocks. Rock Mech. Rock Engng, 29(4), 171-193.

Goldscheider, M. (1984) "True triaxial tests on dense sands". In: G. Gudehus, F. Darve, I. Vardoulakis; editors. Constitutive relations for soils. Balkema, Rotterdam.

Références bibliographiques

Gotschol A. (2002) Veränderliches und plastisches Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklischer dynamischer Beanspruchung. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 12.

Gruber N. Koreck H W. and Schwarz P. (1985). Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle. Schriftenreihe des Lehrstuhls und Profamtes für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München, Heft 5.

G. Gudehus, A. Amorosi, A. Gens, I. Herle, D. Kolymbas, D. Masin, D. Muir Wood, R. Nova, A. Niemunis, M. Pastor, C. Tamagnini, and G. Viggiani. (2008) "The soilmodels.info project". International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2008, Volume 32(12): 1571-1572, [Letter PDF].

Gudehus G. (1996). A comprehensive constitutive equation for granular materials. Soil and Foundations, Vol. 36, 1, pp. 1-12.

GUNARATNE, M. (2006). "Design of Driven Piles and Pile Groups." In: The Foundation Engineering Handbook, Taylor and Francis Group, 179-235.

J. Helm, J. Laue, and T. Triantafyllidis (2000) Untersuchungen an der RUB zur Verformungsentwicklung von Böden unter zyklischen Beanspruchungen, in Boden unter fast zyklischer Belastung Erfahrungen und Forschungsergebnisse, edited by T. Triantafyllidis (Bochum, 2000): 109–133.

Helm J. Laue J. and Triantafyllidis Th. (2000). Untersuchungen an der RUB zur Verformungsentwicklung von Böden unter zyklischen Belastungen. In Beiträge zum Workshop: Böden unter fast zyklischer Belastung: Erfahrungen und Forschungsergebnisse, Veröffentlichungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr universität Bochum, Heft Nr.32, pages 201-222.

HELWANY, S. (2007). Applied Soil Mechanics: with ABAQUS Applications, John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey.

ITASCA (2006). FLAC Theory and Background. ITASCA Consulting Group Inc., Minneapolis.

Ivo Herle, (2008) On basic features of constitutive models for geomaterials. Journal of Theoretical and Applied Mechanics, Sofia, Volume 38 Nos 1-2: 61-80. J. Geotech. Eng., 103(5), 417–430.

Jin, J. and Cristescu, N. D. (1998). An Elastic/Viscoplastic Model for Transient Creep of Rock Salt. International Journal of Plasticity, 14(1-3), 85–107.

Références bibliographiques

Kaggawa W. S., Booker J. R. and Carter J. P. (1991) Residual Strains in Calcareous Sand due to Irregular Cyclic Loading. *Journ.ofGeotech. Eng., ASCE*, Volume 117(2):201-218.

M. Kalinowska and M. Jastrzebska, (2015). Behaviour of Cohesive Soil Subjected to Low-Frequency Cyclic Loading in Strain-Controlled Tests, *Stud. Geotech.Mech.* 36 (2015), 10.2478/sgem-2014-0024.

Katona, M. G. (1984). Evaluation of Viscoplastic Cap Model. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110(8), 1106–1125.

Kavazanjian, E. and Mitchell, J. K. (1977). A general stress-strain-time formulation for

Kirzhner F. and Rosenhouse G., (2000), "Numerical Analysis of Tunnel Dynamic Response to Earth Motions", *Tunneling and Underground Space Technology*, 15 (3), pp. 249-258.

KLAR, A., AND OSMAN, A. S. (2008). "Load-displacement solutions for piles and shallow foundations based on deformation fields and energy conservation." *Géotechnique*, 58(7), 581-589.

KokSien Ti, Bujang B.K. Huat, Jamaloddin Noorzaie, Moh'dSaleh Jaafar, and Gue See Sew. (2009) "A review of basic soil constitutive models for geotechnical application", *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 14 (bund. J). pp. 1-18. ISSN 1089-3032.

Kolymbas, D., (1985) A generalized hypoelastic constitutive law. *Proceeding of International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*.

Kolymbas, D., (1999) Introduction to hypoplasticity. *Advances in Geotechnical Engineering and Tunnelling*.

Kondner, R.L. (1963) "Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils", *J of the Soil Mech. And Found. Eng. ASCE*, Balkema, Rotterdam.

Lacerda, W. A. and Houston, W. N. (1973). Stress relaxation in soil. In *Proc. 8th ICSMFE*, volume 1, pages 221–227.

J. Lanier, D. Caillerie, R. Chambon, G. Viggiani, P. Bésuelle, and J. Desrues, (2004) A general formulation of hypoplasticity. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Volume 28: 1461–1478.

LEE, J., AND SALGADO, R. (2002). "Estimation of Footing Settlement in Sand." *The International Journal of Geotechnics*, 2(1), 1-28.

Références bibliographiques

LEE, J., SALGADO, R., AND KIM, S. (2005). "Bearing capacity of circular footings undersurcharge using state-dependent finite element analysis." *Computer and Geotechnics*,32, 445-457.

LEE, J., SALGADO, R., AND PAIK, K. (2003). "Estimation of Load Capacity of Pipe Piles in Sand Based on Cone Penetration Test Results." *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Journal, ASCE*, 129(5), pp 391-403.

LEHANE, B. M., SCHNEIDER, J. A., AND XU, X. (2007)"CPT-based design of displacement piles in siliceous sands." In: *Proc. of the Int. Workshop on Recent Advances of Deep Foundations (IWDPF07)*, Yokosuka, Japon, 69-86.

F. Lekarp and A. Dawson, (1998). *Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials*, *Constr. Build.Mater.*12, 9 (1998).

J. Lemaitre and J. Chaboche, (1994). *Mechanics of solid materials* (Cambridge University Press, Cambridge,1994).

J.Lemaitre and J-L Chaboche. (1996) *Mécanique des matériaux solides*, Dunod, 1996: 253 - 341.

R. W. Lentz and G. Y. Baladi, (1981). *Constitutive equation for permanent strain of sand subjected to cyclic loading*, *Transp. Res. Rec.* 810, 50 (1981).

Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F., and Bouchard, R. (1985). *Stress-strain rate*

Luis Berenguer, TodoBom&ArezouModaressi-Farahmand- Razavi, (2014) *Constitutive model for granular materials considering grain breakage in finite deformations*. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, DOI:10.1080/19648189.2014.960101.

MALAN D. F. (1998). *An investigation into the identification and modelling of time dependent behaviour of deep level excavations in hard rock*, Ph.D. Thesis, University of the Witwatersrand, South Africa, 1998, page263 .

D.Masin, (2010). *Hypoplasticity for practical applications – PhD course*. http://web.natur.cuni.cz/uhigug/masin/hypo_course.

MASIN, D. (2005). "A hypoplastic constitutive model for clays." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 29(4), pp311-336.

MASIN, D., AND HERLE, I. (2005). "Numerical analyses of a tunnel in London clay using different constitutive models." In: *Proc. of the 5th Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Amsterdam, The Netherlands, pp595-600.

Références bibliographiques

- Mesri, G. and Godlewski, P. M. (1977). Time and stress-compressibility interrelationship.
- MESTAT, P. (1997). "Maillages d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique – Conseilset recommandations." Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées 212, pp39-64.
- P. Mestat and M. Prat. (1999). Ouvrages en interaction. Emploi des éléments finis en génie civil. Hermès science, 1999.
- Mitchell, JK. (1976) "Fundamentals of Soils Behaviour", John Wiley & Sons.
- Murayama, S and Shibata, T. (1964) "Flow and stress relaxation of clays". IUTAM symp. On Rheology and Soil Mechanics, Grenoble, pp 99-129.
- Newmark, N. M. (1960) "Failure Hypothesis for Soils," Proceedings Society Of Civil Engineers, Boulder, Colorado, June.
- Newmark, N. M. (1960) "Failure Hypothesis for Soils," Proceedings Society Of Civil Engineers, Boulder, Colorado, June.
- Niemunis A. (2003) Extended hypoplastic models for soils. Ruhr-University Bochum, Institute of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2003.34, available from www.pg.gda.pl/~aniem/an-liter.html.
- Niemunis A. and Herle I. (1997). Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, 2(4): pp279-299.
- Niemunis, T. Wichtmann, and T. Triantafyllidis (2005) A high-cycle accumulation model for sand. Comput. Geotech. Volume 32, page 245.
- NORTON F.H. (1929). Creep of Steel at High Temperatures, McGraw-Hill Book Company, New York, 1929, 90 p.
- R. Nova. (2005). Fondements de la mécanique des sols. Hermes Science, 2005.
- OETTL, G., STRAK, R. F., AND HOFSTETTER, G. (1998). "A comparison of elastic-plastic soil models for 2D FE analyses of tunnelling." Computers and Geotechnics, 23, 19-38.
- Ogden, RW. (1972) "Large deformation isotropic elasticity on the correlation of theory and experiment for incompressible rubberlike solids", Proc. R Soc. Lond. A
- Ohde, J. (1939) "Zurtheorie der druckverteilung im Baugrund." Der Bauingenieur, Vol 20, pp 451-459.
- Oka, F. (1999) "Continuum theory of granular materials" An Introduction Mechanics of Granular Materials. Oda, M & Iwashita, K, editors. Balkema, Netherlands, pp 107-113.

Références bibliographiques

D. V. Okur and a. Ansal, (2007). Stiffness degradation of natural fine grained soils during cyclic loading, *SoilDyn. Earthq.Eng.* 27, p 843.

Papon A. (2010). Modélisation numérique du comportement des sols sous très grand nombre de cycles. Homogénéisation temporelle et identification des paramètres. Thèse, Ecole Centrale de Nantes.

C. Pasten, H. Shin, and J. C. Santamarina, (2014). Long-Term Foundation Response to Repetitive Loading, *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.* 140, 04013036.

PECK, R. B. (1969). "Deep excavations and tunnelling in soft ground." In: Proc.of the 7th ICSMFE, Mexico City, Vol. 3, 225-290.

PECK, R., HANSON, W. E., AND THORNBURN, T. H. (1974). *Foundation Engineering*, John Wiley and Sons.

Perzyna P, (1966). Fundamental problems in viscoplasticity, *Advanced in Applied Mechanics*, Vol. 9, Academic press 1966.

Perzyna, P.(1963) "The constitutive equations for work hardening and rate sensitive plastic materials" *Proc. Vibrational Problems*, Vol 4, No. 3, Warsaw, pp 281-290.

Plaxis.(2010) essential for geotechnical professionals, "Material Models Manual." 2010.

POTTS, D. M., AND ZDRAVKOVIC, L. (2001). *Finite element analysis in geotechnical engineering: Application*, Thomas Telford, London, UK.

Prager, W. (1949). Recent developments in the mathematical theory of plasticity. *J. Appl. Phys.*, 20(3), pp 235–241.

Prevost J.-H. (1977). Mathematical modelling of monotonic and cyclic undrained clay behavior. *IJNAMG*, 1, 2, pp 195-216.

Prevost, J.-H.(1976). Undrained Stress-Strain-Time Behavior of Clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 102(12), pp 1245–1259.

Puzrin, M. and Burland, J., (1998) Non-linear model of small strain behavior of soils. *Geotechnique*, Volume 48: pp 217-233.

Roscoe, KH and Burland, JB. (1968) "On the generalized stress-strain behaviour of wet clay." In: J. Heyman and FA Leckie, editors. *Engineering Plasticity*. Cambridge University Press, London, pp. 535-609.

Roscoe, KH, Schofield, AN and Thrairajah, A. (1963) "Yielding of clays in states wetter than critical", *Geotechnique*, Vol.13, No.3, pp 211-240.

Roscoe, KH. (1970) "The influence of strains in soil mechanics" Tenth Rankine lecture. *Geotechnique*, Vol. 20, No. 2, pp 129-170.

Références bibliographiques

SALGADO, R. (2008). "Analysis of Single Piles: Challenges and Solutions." In: Proc. of the 12th Conf. of the International Association for Computer Methods and Advanced in Geomechanics (IACMAG), Goa, India, pp 3117-3126.

SALGADO, R., PREZZI, M., AND SEO, H. (2007). "Advanced modeling tools for the analysis of axially loaded piles." In: Int. Workshop on Recent Advances of Deep Foundations (IWDPF07), Yokosuka, Japon, 49-67.

A. Sawicki, (1987). Engineering model for compaction of sand under cyclic loading, *Rozpr.Inz.*35, 677.

A. Sawicki and a.N.D.W. Swidzinski, (1989). Mechanics of a Sandy Subsoil Subjected To Cyclic Loadings, *Int. J. Numer. Anal.Methods Geomech.* pg 13.

Schanz, T. (1998) "Zurmodellierung des mechanischenverhaltens von reibungsmaterialien.Habilitation." Stuttgart University.

Schofield, A.N and Wroth, CP. (1968) "Critical State Soil Mechanics", McGraw-Hill, New York.

H. B. Seed and K. L. Lee, (1966). Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading, *J. Soil Mech.Found. Div.* 92, 105.

Sekiguchi, H. (1977) "Rheological characteristic of clays", Proc. 9th Int. Conf. On SMFE, 1, Tokyo, pp 289-292.

Sekiguchi, H. (1985). "Macroscopic approaches-static-intrinsically time-dependant in Constitutive Laws of Soils", Pro. Discussion Session IA: In: 11th Conf. On SMFE, pp 66-98

Singh, A and Mitchell, JK. (1968) "General stress-strain-time function for soils", *J. SoilMech. Found. Div.*94 (SM 1), ASCE, pp 21-46.

Soils. In Proc. 9th ICSMFE, pages 113–120.

Sterpi, D. and Gioda, G. (2007). Visco-plastic behaviour around advancing tunnels in squeezing rock. *Rock Mechanics and Rock Engineering.*

Stutz P. (1987). Lois de comportement : Principes généraux, Manuel de rhéologie des géomatériaux, Presse des Ponts et Chaussées, 1987, p. 103 - 127.

A. S. J. Suiker and R. de Borst, (2003). A numerical model for the cyclic deterioration of railway tracks, *Int. J. Numer.Methods Eng.* Pp 57, 441.

G. T. H. Sweere, (1990). Unbound granular bases for roads, Ph.D. thesis, Delft University of Technology (1990).

Références bibliographiques

TATSUOKA F, SANTUCCI DE MAGISTRIS F., HAYANO K., MOMOYA, Y., KOSEKI J. (1998). Some new aspects of time effects on the stress-strain behaviour of stiff geomaterials, Keynote Lecture for the 2nd Int. Conf. On Hard Soils and Soft Rocks, Napoli, 1998, page 69.

Tavenas, F., Leroueil, S., La Rochelle, P., and Roy, M. (1978). Creep behaviour of an undisturbed lightly overconsolidated clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(3), pp 402–423.

Ter-Stepanian.(1975) “Creep of clays during shear and its rheological model”, *Geotechnique*.Vol 25, No. 2.

Thanopoulos I. (1981) Contribution à l'étude du comportement cyclique des milieux pulvérulents. Thèse, Université Scientifique et médicale & l'institut national polytechnique de Grenoble.

Thijs L. Lukkezen, (2016). “Implementation and inspection of a high – cycle accumulation model”. Thesis, Delft, June 2016.

TOMLINSON, M., AND WOODWARD, J. (2008). *Pile Design and Construction Practice*, Taylor& Francis Group.

Truesdell, C. (1955a) “The simplest rate theory of pure elasticity,” *Comm Pure Appl Math*: 8.pp 123-132.

Truesdell, C. (1955b) “Hypoelasticity”, *J. Rational Mech. Anal.* 4, pp 83-133.

Valanis K. C. and Lee C. F. (1984).Endochronic theory of cyclic plasticity with applications.*Journal of Applied Mechanics*, 51, pp367-374.

VonWolffersdorff, P.A.,(1996) A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mechanics of Cohesive-Frictional Material*,Volume 1:pp 251-271.

W. S. Kaggwa, J. R. Booker, and J. P. Carter, (1991).Residual strains in calcareous sand due to irregularcyclic loading, *J. Geotech.Eng.*117, 201 (1991).

WEHNERT, M., AND VERMEER, P. A. (2004). "Numerical Analyses of Load Tests onBored Piles." In: *Proc. of the 9th Symp. on Numerical Models in Geomechanics(NUMOG IX)*, Ottawa, Canada, pp 505-511.

Wichtmann T, Niemunis A, Triantafyllidis T. (2005) Strain accumulation in sand due to cyclic loading: drained cyclic tests. *Soil DynEarthqEng*, Volume 25:pp 967–979.

Wichtmann, T. (2005).Explicit Accumulation Model for Non-Cohesive Soils under Cyclic Loading.In Th. Triantafyllidis (Ed.), *Schriftenreihe des Institutes fürGrundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum*, Heft 38.

Références bibliographiques

- T. Wichtmann, a. Niemunis, and T. Triantafyllidis, (2009) Validation and Calibration of a High-Cycle Accumulation Model Based on Cyclic Triaxial Tests on Eight Sands, *Soils Found.* 49, 711 (2009).
- T. Wichtmann, a. Niemunis, and T. Triantafyllidis, (2015). Improved simplified calibration procedure for a high-cycle accumulation model, *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 70, 118 (2015).
- T. Wichtmann. (2005) Explicit accumulation model for non-cohesive soils under cyclic loading, Ph.D. thesis (2005).
- T. Wichtmann, a. Niemunis, and T. Triantafyllidis, (2006) Experimental evidence of a unique flow rule of non-cohesive soils under high-cyclic loading, *Acta Geotech.* 1, 59 (2006).
- Yeoh, O.H. (1993) "Some forms of the strain energy function for rubber", *Rubber Chem Technol.* Vol 66, pp 754-71.
- Yin, J.-H. (1999). Non-linear creep of soils in oedometer tests. *Géotechnique*, 49(5), pp 699–707.
- Yin, J.-H. and Graham, J. (1996). Elastic visco-plastic modelling of one dimensional relation for the compressibility of sensitive natural clays. *Geotechnique*, 35(2), 159–180.
- Yousef Hejazi, ing., Ph.D (2006). Influence de la prise en compte des modules en petites déformations des sols sur la modélisation numérique d'ouvrages géotechniques 2010. Thèse de doctorat à l'INSA de Lyon, Villeurbanne, France
- Yu, H.S. (1995) "A unified critical state model for clay and sand", *Civil Engineering Research Report No. 112.08.1995.* University of Newcastle, NSW 2308, Australia.
- Yu, H.S. (1998) "CASM: A unified state parameter model for clay and sand", *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 22, pp 621–653
- Zienkiewicz, O. C., Humpheson, C., and Lewis, R. W. (1975). Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics. *Géotechnique*, 25(4), pp 671–689.
- Zienkiewicz, O.C. (1985) "Mechanics of Geomaterials". In: Z. Bazant; editor. John Wiley & Sons Ltd.