

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Aboubakr Belkaid
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme
De Master en Génie Civil
Option : Géotechnique

Thème

Fluage des sols argileux saturés

Présenté 29 Juin 2019 par :

Mme. AMIRAT Sara

Mme. BENGHAOUTI Wassila

Devant le Jury composé de :

PR. BEKKOUCHE A.

Président

DR. AYAD F.

Examinatrice

PR. ZADJAOUI A.

Encadreur

DR. DAHHAOUI H.

Co. Encadreur

2018-2019

Dédicace

*Nous dédions ce modeste
travail à nos chers parents
(nos mères et nos pères)*

*Nos chères sœurs
A tous nos amis*



Remerciements

En préambule à ce mémoire nous remerciant ALLAH qui nous aide et nous donne la patience et le courage durant ces longues années d'étude.

Nous tenant à remercier sincèrement notre encadreurs Messieurs **Abdeljalil ZADJAOUI**, professeur à l'université Aboubakr Belkaid et **Hachimi DAHHAOUI**, Docteur à l'université Aboubakr Belkaid, pour leur précieux conseil et leur aide durant toute la période de la réalisation de ce mémoire. Nos vifs remerciements vont également au monsieur **Abdelmalek BEKKOUCHE**, professeur à la faculté de technologie de l'université de Tlemcen, pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de le présider et examiner, nous remercions également madame **AYAD.F**, Docteur à l'université Aboubakr Belkaid pour sa lecture profonde, sa évaluation et d'avoir accepté la tâche de rapporter cette mémoire.

Nos remerciements s'étendent également à tous nos enseignants durant des longues années des études.

Table des matières

Dédicace.....	I
Remerciement.....	II
Table des matières.....	III
Liste des tableaux.....	VI
Liste des figures.....	VII
Liste d'abréviation.....	X
Résumé.....	XI
Abstract.....	XII
ملخص.....	XIII
Introduction générale.....	1
1. Éléments de base sur le fluage des sols argileux.....	3
1.1. Introduction.....	4
1.2. Effets du temps sur le comportement des argiles.....	4
1.3. Présentation du couplage hydromécanique des sols saturés.....	5
1.3.1. État initial.....	6
1.3.2. Loi de comportement.....	7
1.4. Phénomène de consolidation.....	7
1.4.1. Théorie de la consolidation unidimensionnelle :.....	8
1.4.1.1. Définition de la consolidation unidimensionnelle.....	8
1.4.1.2. Calcul du tassement unidimensionnel de consolidation.....	10
1.4.1.1.1 Cas normalement consolidé.....	11
1.4.1.1.2 Cas sur consolidé.....	11
1.4.2 Équation de la consolidation.....	12
1.4.3 Coefficients de consolidation.....	12
1.5. Le fluage.....	14
1.5.1. Phénomène de fluage du sol.....	14
1.5.2. Effet du fluage sur la valeur de la pression de préconsolidation.....	15
1.5.2.1. Réseau des « lignes de temps » de Bjerrum.....	15
1.5.2.2. Calcul de la pression de préconsolidation en fonction de la durée de 17	
chargement.....	17
1.5.3. Généralités sur le comportement au fluage des sols.....	18
1.5.4. Les paramètres des lois de fluage.....	19
1.5.5. Étude du fluage.....	22
1.5.5.1. Procédure et interprétation des essais de fluage à l'œdomètre.....	23

1.5.5.2.	Essai triaxiale	27
1.5.5.2.1.	Conditions Expérimentales	28
1.5.5.2.2.	Essai de fluage déviatoire.....	28
1.6.	Conclusion	30
1.7.	Références biobibliographiques.....	30
2.	Comportement viscoélastique dans l'étude de fluage des sols saturés.....	32
2.1.	Introduction	33
2.2.	La viscoélasticité linéaire	33
2.2.1.	Le comportement élastique	33
2.2.2.	Le comportement visqueux	33
2.2.3.	Le comportement viscoélastique linéaire	33
2.3.	Lois d'association en série et en parallèle	35
2.4.	Les modèles rhéologiques	36
2.4.1.	Les modèles viscoélastiques simples	36
2.4.2.	Un exemple de modèle rhéologique (Maxwell et Kelvin - Voigt).....	37
2.4.3.	Les modèles composés.....	38
2.4.4.	Modèles généralisés. Équation différentielle linéaire	39
2.4.4.1.	Modèle de Maxwell généralisé.....	39
2.4.4.2.	Modèle de Kelvin généralisé	39
2.5.	Fluage et relaxation	40
2.6.	Fonction de fluage fonction de relaxation. Intégrale héréditaire	43
2.7.	Conclusion	46
2.8.	Références bibliographiques	46
3.	Etude numérique et paramétrique du fluage	47
3.1	Introduction.....	48
3.2	Présentation de l'outil d'analyse numérique ANSYS	48
3.3	Modélisation de l'essai œdométrique via ANSYS Multiphysics	50
3.3.1	Création du modèle sur ANSYS Multiphysics	50
3.3.2	Contraintes initiales	50
3.3.3	Maillage	52
3.3.4	Conditions aux limites	52
3.3.5	Prise en compte du fluage unidimensionnel.....	54
3.4	Modélisation numérique de fluage en compression œdométrique : Application à l'argile de Cubzac les Ponts	56
3.4.1	Description de site et de cas d'étude.....	56
3.4.2	Données sur le site	57
3.4.3	Déterminations des paramètres.....	59

3.4.4	Distribution des contraintes et déformations verticales	60
3.4.5	Comparaison des résultats expérimentaux à la modélisation	61
3.5	Études paramétriques.....	62
3.5.1	Influence du maillage	62
3.5.2	Influence du module de Young et coefficient de poisson	64
3.5.2.1.	Module de Young E	64
3.5.2.2.	Coefficient de Poisson ν	65
3.5.3.	Étude de l'influence des paramètres de fluage	66
3.5.4.	Influence de la géométrie	72
3.5.4.1.	La hauteur de l'échantillon H	72
3.5.4.2.	Le diamètre de l'échantillon D.....	73
3.6	Confrontation des résultats obtenus avec les résultats du programme de calcul par élément finis ROSALIE-Groupe 9	74
3.6.1.	Propriétés de sol pour le calcul.....	75
3.6.2.	Résultats des calculs	76
3.7	Conclusion	77
3.8	Références bibliographiques.....	78
	Conclusion générales	82
	Annexe A.....	84
	Annexe B.....	86

Liste des tableaux

Chapitre 01

<u>Tableau 1.1 : Généralités sur le comportement au fluage des sols (Mitchell et Soga 2005 cité par Dahhaoui 2018).....</u>	19
<u>Tableau 1.2 : Hypothèses des auteurs sur le coefficient de fluage $C_{\alpha e}$ (Zhao et al., 2016)....</u>	22
<u>Tableau 1.3 : Les méthodes opératoires adoptées pour la détermination des paramètres de fluage des sols.</u>	24

Chapitre 02

<u>Tableau 2.1 : Lois d'association en série et en parallèle.....</u>	36
---	----

Chapitre 03

<u>Tableau 3.1 : Conditions aux limites imposées.....</u>	53
<u>Tableau 3.2 : Modèles de fluage comme indiqué dans le guide d'ANSYS.....</u>	56
<u>Tableau 3.3 : Récapitule les caractéristiques d'identification et de compressibilité des échantillons (Félix 1980).</u>	58
<u>Tableau 3.4 : Propriétés mécanique des constituants locales.....</u>	60
<u>Tableau 3.5 : Déplacement vertical maximal.....</u>	61
<u>Tableau 3-6 : Résultats des différents cas de maillage.....</u>	63
<u>Tableau 3.7 : Déplacement vertical pour différent cas de maillage pour un chargement de 40kPa.....</u>	64
<u>Tableau 3.8 : Paramètres sous chargement $\sigma = 40$ kPa.....</u>	67
<u>Tableau 3.9 : Paramètres sous chargement $\sigma = 40$ kPa.....</u>	67
<u>Tableau 3.10 : Les valeurs de la courbe de compressibilité.....</u>	75
<u>Tableau 3.11 : Paramètre de calcul C .1.....</u>	75
<u>Tableau 3.12 : Paramètre de calcul C .2.....</u>	75
<u>Tableau 3.13 : Paramètre de calcul C .4.....</u>	75
<u>Tableau 3.14 : Paramètre de calcul C .4.4.....</u>	75
<u>Tableau 3.15 : Paramètre de calcul C .3.....</u>	75

Liste des figures

Chapitre 01

<u>Figure 1-1 : Courbe caractéristique de fluage (a) et relaxation (b) (Jrad, 2014)</u>	4
<u>Figure 1-2 : Modèle analogique de la consolidation avec un élément de sol (Magnan, 2000)</u> .	8
<u>Figure 1-3 : Définition des couches de sols et du chargement (Plumelle et al., 2017)</u>	8
<u>Figure 1-4 : Exemple du modèle rhéologique de Terzaghi avec le tassement d'une couche d'argile (Plumelle et al., 2017)</u>	9
<u>Figure 1-5 : Compressibilité du sol selon son état de consolidation en place (Magnan, 2000)</u>	12
<u>Figure 1-6 : variation de Cv dans le domaine surconsolidé et normalement consolidé (Plumelle et al., 2017)</u>	13
<u>Figure 1-7 : Courbe du fluage présentant les trois stades du fluage (Naze, 2008)</u>	14
<u>Figure 1-8 : Réseau des "lignes de temps" pour différentes durées de chargement Bjerrum (1967 cité par Plumelle et al., 2017)</u>	16
<u>Figure 1-9 : Chemin de l'indice des vides suivant les deux contraintes de préconsolidation (Plumelle et al., 2017)</u>	17
<u>Figure 1-10 : Schématisation de l'effet du fluage de l'argile sur la contrainte de préconsolidation σ'_p (Plumelle et al. 2017)</u>	18
<u>Figure 1-11 : Variation de l'indice de fluage avec la contrainte de consolidation pour l'argile molle de Guiche (Khemissa et Magnan, 2000)</u>	21
<u>Figure 1-12 : Principe de l'indice de fluage $C_{\alpha e}$ en fonction de l'indice de compression C_c pour deux argiles molles naturelles d'après (Mesri et Godlewski, 1977 cité par Amroun 2016)</u>	21
<u>Figure 1-13 : Courbe pressiométrique et courbe de fluage (Alhusein 2001)</u>	23
<u>Figure 1-14 : Croquis de l'œdomètre (Degago 2011 cité par Dahhaoui 2018)</u>	24
<u>Figure 1-15 : Courbe typique d'un essai de consolidation à l'œdomètre (Dahhaoui, 2018)</u> ...	25
<u>Figure 1-16 : Essais œdométriques à 9 m de profondeur (Fodil et al. 1997 cité par (Alhusein 2001)</u>	25
<u>Figure 1-17 : Évaluation du coefficient de compression secondaire (Fodil et al. 1997 cité par (Alhusein 2001)</u>	26
<u>Figure 1-18 : Essais œdométriques sur l'argile (Alhusein 2001)</u>	26
<u>Figure 1-19 : Essai œdométrique avec différentes durées de consolidation</u>	27
<u>Figure 1-20 : Dispositif expérimental ; (a) appareillage mis au point (b) cellule triaxiale conventionnelle (Dahhaoui, 2018)</u>	28
<u>Figure 1-21 : Trois étapes possibles du fluage (Félix et Kenana, 1989)</u>	29

Chapitre 02

<u>Figure 2-1 : Courbe caractéristique de fluage (Moreau ,2007)</u>	35
<u>Figure 2-2 : Courbe caractéristique de relaxation (Moreau ,2007)</u>	35
<u>Figure 2-3a : Élément visqueux linéaire (amortisseur)</u>	37

Figure 2-3b : Élément élastique linéaire (ressort).....	37
Figure 2-4a : Modèle de Kelvin Voigt	37
Figure 2-4b : Modèle de Maxwell.....	37
Figure 2-5a : Solide linéaire standard.....	38
Figure 2-5b : Modèle visqueux à trois paramètres	38
Figure 2-6 : Assemblage Maxwell et Kelvin.....	39
Figure 2-7 : Modèle de Maxwell généralisé (Salençon, 2016).	39
Figure 2-8 : Modèle de Kelvin généralisé (Salençon, 2016)	40
Figure 2-9 : Schématisation mathématique de fluage.	41
Figure 2-10 : Sollicitation et réponse de fluage.....	42
Figure 2-11 : Schématisation de principe de superposition.....	44

Chapitre 03

Figure 3-1 : Création du modèle géométrique de l'éprouvette (2D).....	51
Figure 3-2 : Création du modèle géométrique de l'éprouvette.....	51
Figure 3-3 : Les conditions aux limites hydrauliques (Haouzi 2013).....	51
Figure 3-4 : Élément utilisé pour le maillage cas 2D (Guide ANSYS référence 15)	52
Figure 3-5 : Maillage d'une éprouvette en 2D nœuds 581 éléments 535	52
Figure 3-6 : Test de l'œdomètre.....	53
Figure 3-7 : Condition aux limites du modèle.	53
Figure 3-8 : Localisation du site expérimental de Cubzac-les-ponts (Magnan et al. 1978).....	57
Figure 3-9 : Coupe géotechnique transversale de la vallée de la Dordogne à la hauteur de Cubzac-les-Ponts (Magnan et al. 1978).....	58
Figure 3-10 : Implantation des remblais du site expérimental de Cubzac-les-ponts (Magnan et al. 1978).....	59
Figure 3-11 : Distribution et nuance de déplacement vertical U_y	60
Figure 3-12 : Comparaison entre numérique et expérimentation courbe de fluage.	62
Figure 3-13 : Maillage a des éléments différents.....	64
Figure 3-14a : Influence de module de Young E (cas de chargement de 0,04 MPa)	65
Figure 3-14b : Influence de module de Young E (cas de chargement de 0,16 MPa).....	65
Figure 3-15a : Influence de coefficient de poisson ν (cas de chargement de 0,04 MPa)	66
Figure 3-15b : Influence de coefficient de poisson ν (cas de chargement de 0,16 MPa)	66
Figure 3-16a : Influence de paramètre C_1 (cas de chargement 0,04 MPa)	68
Figure 3-16b : Influence de paramètre C_1 (cas de chargement 0,16 MPa)	68
Figure 3-17a : Influence de paramètre C_2 (cas de chargement 0,04 MPa)	69
Figure 3-17b : Influence de paramètre C_2 (cas de chargement 0,16MPa)	69
Figure 3-18a : Influence de paramètre C_3 (cas de chargement de 0,04 MPa).	70
Figure 3-18b : Influence de paramètre C_3 (cas de chargement de 0,16 MPa).....	70
Figure 3-19a : Influence de paramètre C_5 (cas de chargement de 0,04 MPa).....	71
Figure 3-19b: Influence de paramètre C_5 (cas de chargement de 0,16MPa).	71
Figure 3-20a : Influence de paramètre C_6 (cas de chargement de 0,04 MPa).....	72
Figure 3-20b : Influence de paramètre C_6 (cas de chargement de 0,16 MPa).....	72

<u>Figure 3-21a : Influence de la hauteur de l'échantillon (cas de chargement de 0,04 MPa)....</u>	73
<u>Figure 3-21b : Influence de la hauteur de l'échantillon (cas de chargement de 0,16 MPa)....</u>	73
<u>Figure 3-22a : Influence de diamètre (cas de chargement de 0,04 MPa).....</u>	74
<u>Figure 3-22b : Influence de diamètre (cas de chargement de 0,16 MPa)</u>	74
<u>Figure 3-23 : Courbes de tassement à court terme.</u>	76
<u>Figure 3-24 : Comparaison des résultats avec ANSYS.....</u>	76
<u>Figure 3-25 : Relation entre le paramètre C1 et perméabilité verticale.....</u>	77

Liste d'abréviation

K_w : rigidité de l'eau

K_s : rigidité de sol

K_v : perméabilité verticale

a_w : compressibilité de l'eau

RESUME

L'étude entreprise présente une contribution numérique pour l'étude de phénomène de fluage des sols argileux saturés. Elle comporte deux études bibliographiques complémentaires. La première concerne, les notions de base et définition usuelles ainsi que les différentes situations rencontrées dans la pratique de l'ingénieur. Tant dis que la deuxième présente une description mathématique de la théorie de viscoélastique comme modèle simple et fiable pour décrire le phénomène de fluage.

Cette étude comporte aussi une étude numérique détaillée à l'aide de logiciel ANSYS. Les résultats obtenus ont fait l'objet d'une confrontation avec les travaux antérieurs. L'étude comporte aussi plusieurs études paramétriques.

Mots clés : Fluage, déformation, viscoélasticité, modèle, numérique, expérimentation et ANSYS.

Abstract

The study undertaken presents a numerical contribution for the study of creep phenomenon of saturated clay soils. It includes two additional bibliographic studies. The first concerns the basic notions and usual definition as well as the different situations encountered in the practice of the engineer. So much so that the second presents a mathematical description of the viscoelastic theory as a simple and reliable model to describe the creep phenomenon.

This study also includes a detailed numerical study using ANSYS software. The results obtained have been confronted with previous work. The study also includes several parametric studies.

Key words: Creep, deformation, viscoelasticity, model, numerical, experimentation and ANSYS.

ملخص

تقدم الدراسة التي أجريت مساهمة رقمية لدراسة ظاهرة زحف التربة الطينية المشبعة. ويشمل دراستين ببيوغرافية. الأولى تتعلق بالمفاهيم الأساسية والتعريف المعتاد بالإضافة إلى المواقف المختلفة التي واجهتها في ممارسة المهندس. كما ان الثانية تقدم وصفاً رياضياً لنظرية اللزوجة كنموذج بسيط وموثوق لوصف ظاهرة الزحف. تتضمن هذه الدراسة أيضاً دراسة عددية مفصلة باستخدام برنامج ANSYS وقد تم مواجهة النتائج التي تم الحصول عليها مع نتائج سابقة. وتشمل الدراسة أيضا العديد من الدراسات الحديثة

الكلمات الأساسية: زحف، تشوه، اللزوجة، نموذج، الرقمية، التجريب وANSYS

INTRODUCTION GENERALE

Problématique

La géotechnique s'intéresse à l'étude des sols compressibles. Car, les dépôts d'argiles molles recouvrent une grande partie de la terre. C'est donc tout naturellement qu'un effort de recherche important et continu a été déployé dans le monde pour résoudre les problèmes posés par la construction d'ouvrages sur ces sols.

Les sols argileux sont des matériaux naturels extrêmement complexes contenant une quantité de particules argileuses finement dispersées de moins de 0,002 mm de diamètre, qui ont la plus grande influence sur les difficultés physiques, mécaniques et physico-chimiques processus à l'intérieur de ces matériaux. Les sols argileux présentent toutes les propriétés rhéologiques, où le fluage est le plus typique, prononcé et facilement observé. Parce que de la nature difficile de ces matériaux il y a beaucoup d'aspects qui influencent leur comportement au fluage tel que la composition (c'est-à-dire la teneur en particules argileuses), l'historique des contraintes, changement de température, environnement biochimique et transformations. Dans comparaison avec les matériaux sableux, les sols argileux présentent généralement de grandes déformations dues au fluage basé sur l'observation visuelle des déformations des structures anciennes et naturelles pentes, l'existence d'un fluage dans les sols argileux est connue depuis des temps immémoriaux.

Néanmoins, la véritable enquête sur ce phénomène a commencé au milieu de siècle (Terzaghi 1923) en raison des activités de construction intensives. Le fluage des sols argileux a commencé à être intéressant pour les scientifiques et les spécialistes après l'observation inacceptable de grandes déformations prolongées, affectant l'exploitation normale des structures et routes.

Notre projet de fin d'études constitue une contribution dans ce sens. Il s'agit d'une étude numérique en se basant sur les résultats expérimentaux de la littérature. Modélisé le phénomène de fluage à l'aide du code des éléments finis ANSYS. En se basant basant sur les travaux expérimentaux de Félix, 1980 et Babchia et Magnan, 1986 plusieurs études numériques ont été menées pour comprendre le phénomène de fluage des sols argileux saturés.

Objectifs

- ❖ L'objectif de la présente étude consiste à analyser le phénomène de fluage, pour aboutir à une méthodologie permettant de prendre en compte les implications dans le calcul à long terme des ouvrages géotechnique.

- ❖ Reconnaître et définir le fluage et spécifier les conditions dans lesquelles il se produit.
- ❖ Mettre en évidence et comprendre les courbes de déformations en fonction du temps et décrire les trois régions de la courbe de fluage.
- ❖ Calculer le taux de fluage et la durée de vie à la rupture à partir des courbes de fluage pour un matériau donné.

Organisation de mémoire

Chapitre 1 : Ce chapitre est consacré à l'étude bibliographique du phénomène de fluage et de la définition rigoureuse du phénomène de la consolidation des sols qui ne peut être présentée qu'à travers les principes énoncés par Terzaghi (1923). Il présente l'ensemble des définitions et notions de base permettant une bonne compréhension de phénomène de fluage sujet de notre étude.

Chapitre 2 : Il comporte d'abord une synthèse de comportement viscoélastique dans le sens de mécanique des milieux continus. Puis il décrit quelques modèles bases permettant de décrire le fluage des argiles. La description mathématique de phénomène avec des solutions analytiques pour des configurations simples font aussi partie de ce chapitre.

Chapitre 3 : Ce chapitre présente notre contribution numérique pour l'étude de fluage des sols argileux. Les résultats des calculs ont fait l'objet de comparaison avec les travaux de (Félix 1980), (Babchia et Magnan, 1986) à l'aide de logiciel ANSYS qui est basé sur la méthode des éléments finis. Ce chapitre comporte aussi des études paramétriques visant à mettre en évidence l'influence de certains paramètres sur le phénomène étudié.

Le mémoire comporte une introduction générale et une conclusion relative au travail effectué. Une liste des références bibliographique se trouve à la fin de chaque chapitre séparément.

Chapitre 01 : Éléments de base sur le fluage des sols argileux

- 1.1. Introduction
- 1.2. Effets du temps sur le comportement des argiles
- 1.3. Présentation du couplage hydromécanique des sols saturés
 - 1.3.1. État initial
 - 1.3.2. Loi de comportement
- 1.4. Phénomène de consolidation
 - 1.4.1. Théorie de la consolidation unidimensionnelle :
 - 1.4.1.1. Définition de la consolidation unidimensionnelle
 - 1.4.1.2. Calcul du tassement unidimensionnel de consolidation
 - 1.4.1.1.1 Cas normalement consolidé
 - 1.4.1.1.2 Cas sur consolidé
 - 1.4.2 Équation de la consolidation
 - 1.4.3 Coefficients de consolidation
- 1.5 Le fluage
 - 1.5.1 Phénomène de fluage du sol
 - 1.5.2 Effet du fluage sur la valeur de la pression de préconsolidation
 - 1.5.2.1 Réseau des « lignes de temps » de Bjerrum
 - 1.5.2.2 Calcul de la pression de préconsolidation en fonction de la durée de chargement
 - 1.5.3 Généralités sur le comportement au fluage des sols
 - 1.5.4 Les paramètres des lois de fluage
 - 1.5.5 Étude du fluage
 - 1.5.5.1 Procédure et interprétation des essais de fluage à l'œdomètre
 - 1.5.5.2 Essai triaxiale
 - 1.5.5.2.1 Conditions Expérimentales
 - 1.5.5.2.2 Essai de fluage déviatoire
- 1.6 Conclusion
- 1.7 Références biobibliographiques

1.1. Introduction

Ce chapitre à caractère bibliographique présente une synthèse théorique sur plusieurs éléments de base permettant la compréhension de phénomène de fluage sujet de notre étude dans ce projet de fin d'études.

Le chapitre comporte plusieurs synthèses bibliographiques complémentaires à savoir le phénomène de fluage, aspects expérimentaux, les paramètres et lois décrivant le fluage et finalement, la procédure de l'étude de ce phénomène.

1.2. Effets du temps sur le comportement des argiles

L'effet du temps sur le comportement d'une argile peut être apprécié qualitativement sous plusieurs formes :

- Le fluage (déformation sous contraintes effectives constantes)
- La relaxation des contraintes (pour une déformation constante imposée)
- L'effet de la vitesse de déformation sur la résistance au cisaillement.

Les essais les plus aisés à réaliser en laboratoire sont les essais de fluage, où l'on fixe les composantes principales du tenseur des contraintes. La majeure des données disponibles provient d'essais de fluage non drainé. (Félix et Kenana, 1983)

Le fluage Le fluage est e phénomène physique qui provoque la déformation irréversible différée (non instantanée) d'un matériau soumis à une contrainte constante σ_0 , inférieure à la limite d'élasticité du matériau, pendant une durée suffisante. Le fluage ainsi que la relaxation de contrainte sont deux méthodes en quasi statique de caractérisation des matériaux visqueux (Figure 1-1). (Glen, 1955)

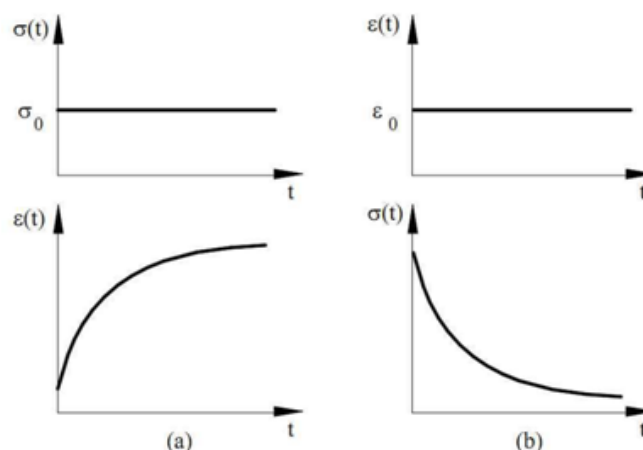


Figure 1-1 : Courbe caractéristique de fluage (a) et relaxation (b) (Jrad, 2014)

1.3. Présentation du couplage hydromécanique des sols saturés :

En application du principe de Terzaghi des contraintes effectives, on détermine d'abord le champ de pression interstitielle u et, connaissant le tenseur des contraintes totales $[\sigma]$, on en déduit le tenseur des contraintes effectives $[\sigma']$ qui permet d'étudier le comportement du squelette du sol.

Pour connaître le comportement du squelette du sol, grenu ou fin, sollicité par des forces extérieures, il faut déterminer, dans le cas général à trois dimensions, 15 composantes inconnues : les déplacements $[\delta]$ (3 composantes), les déformations $[\varepsilon]$ (6 composantes) et les contraintes effectives $[\sigma']$ (6 composantes).

Les équations d'équilibre des contraintes totales appliquées au massif de sol global, sans distinction des phases, valables évidemment quelles que soient les lois de comportement, fournissent trois équations.

$$\text{div} [\sigma] + \underline{F} = 0 \quad (1.1)$$

Dans le cas de la déformation plane, on exprime d'une part pour les contraintes totales et d'autre part le principe des contraintes effectives de Terzaghi.

L'expression de la pression interstitielle dépend du type de couplage : hydrostatique, hydrodynamique, consolidation.

Par exemple, pour un sol horizontal, saturé par une nappe statique et selon les axes x, y définis précédemment, on a :

- Expression de u

$$u = \rho_w g y \quad (1.2)$$

- Equations d'équilibre en contraintes totales

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial y} = 0 \quad (1.3)$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \rho g = 0 \quad (1.4)$$

- Postulat de Terzaghi

$$\sigma = \sigma' + u \quad (1.5)$$

$$\tau = \tau'$$

D'où les équations d'équilibre en contraintes effectives en introduisant l'expression de u

$$\frac{\partial \sigma'_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau'}{\partial y} = 0 \quad (1.6)$$

$$\frac{\partial \tau'}{\partial x} + \frac{\partial \sigma'_y}{\partial y} + (\rho - \rho_w)g = 0 \quad (1.7)$$

Cette équation montre que le sol est saturé, dans ce cas, est soumis à des forces volumiques verticales que sont la pesanteur et la poussée d'Archimède.

$$\begin{cases} 0 \\ (\rho - \rho_w)g = \gamma - \gamma_w = \gamma' \end{cases} \quad (1.8)$$

Il existe, par ailleurs, six relations entre les déformations et les déplacements

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(\delta_{i,j} + \delta_{j,i}) \quad (1.9)$$

Les six équations complémentaires qui doivent être introduites expriment les relations entre les déformations et les contraintes ou entre les incréments de déformation et les incréments de contrainte. Ce sont les lois de comportement qui traduisent le comportement du squelette du sol soumis à des forces extérieures et à l'interaction avec l'eau.

Le calcul des déplacements, des déformations, des contraintes subis par un matériau nécessite la connaissance de son état initial et de sa loi de comportement sous les actions transmises par l'ouvrage à construire. On définit d'abord l'état initial actuel, puis la loi de comportement. (Plumelle et al., 2017)

1.3.1 État initial

L'état initial est défini comme l'état actuel, avant toute nouvelle sollicitation due à l'exécution d'un ouvrage (tunnel, remblai, barrage, paroi, fondations...).

L'état initial d'un sol grenu dépend de son indice de densité ; suivant son poids volumique γ_d par rapport au poids volumique sec maximal (γ_{max}), il est dans un état lâche, compact ou très compact.

L'état initial actuel d'un sol fin dépend de son état de consolidation et de la durée du fluage qu'il a subi ; ces deux phénomènes définissent son indice des vides actuel. Cet état initial actuel est déterminé par les essais œdométriques. Les résultats de ces essais, en plus de

caractériser l'état initial actuel, permettent de calculer les déplacements et les durées pour atteindre ces déplacements des massifs de sols fins saturés sous les contraintes apportées par l'ouvrage à construire.

1.3.2 Loi de comportement

Compte tenu de la nature du sol (grenu, fin) et du type d'actions transmises par l'ouvrage, on choisit la loi de comportement la plus adaptée. On ne traite que des lois de comportement couramment utilisées dans la profession et généralement implantées dans les logiciels de calcul appliqués à la géotechnique :

- Modèle élastique linéaire parfaitement plastique (critère de Mohr-Coulomb) ;
- Modèle élastoplastique avec écrouissage (modèle de Cam-Clay).

Les paramètres de ces différentes lois sont déterminés par les essais œdométriques et les essais triaxiaux

1.4. Phénomène de consolidation :

La consolidation d'un sol fin comme le phénomène conduisant à la dissipation des surpressions interstitielles et à la diminution du volume du sol au cours du temps sous les charges qui lui sont appliquées. L'application rapide d'une charge à la surface d'un massif ou d'une éprouvette de sol se traduit, à l'instant initial, par l'apparition de surpressions interstitielles (excès de pression par rapport à la distribution d'équilibre, généralement hydrostatique) dans la phase liquide du sol. S'il existe des possibilités de drainage aux limites du massif ou de l'éprouvette, il s'établit un écoulement transitoire régi :

- par l'équation générale de l'écoulement de l'eau dans les sols (Magnan, 2000)
- par les conditions initiales et aux limites.

Au cours de cet écoulement, les surpressions interstitielles diminuent, les contraintes effectives augmentent et le volume du sol diminue, à une vitesse compatible avec la vitesse d'écoulement de l'eau hors du sol (Figure 1-2).

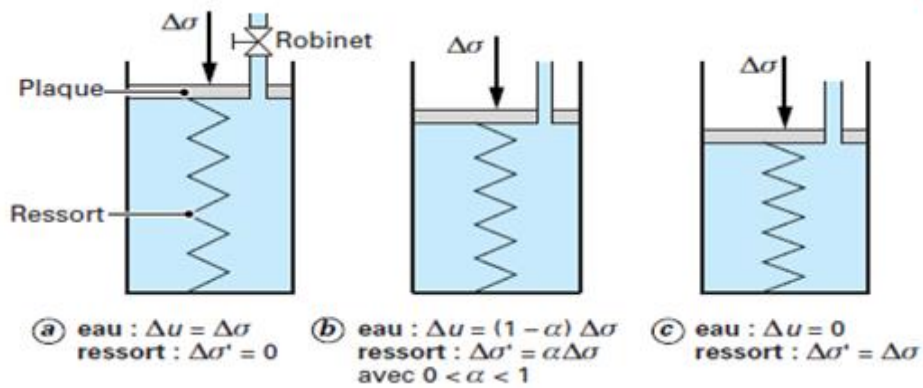


Figure 1-2 : Modèle analogique de la consolidation avec un élément de sol (Magnan, 2000)

1.4.1. Théorie de la consolidation unidimensionnelle :

1.4.1.1. Définition de la consolidation

La consolidation définie par Terzaghi s'applique à une couche d'argile saturée mince comprise entre deux couches drainantes (sable, grave) soumise à une surcharge uniforme q semi-infinie qui impose des conditions œdométriques telles que les déplacements et les déformations suivant x sont nuls en tout point (Figure 1-3). Dans ce cas, on a une consolidation unidimensionnelle. Si le chargement est local, les déplacements et les déformations suivant x sont nuls seulement suivant l'axe de symétrie.

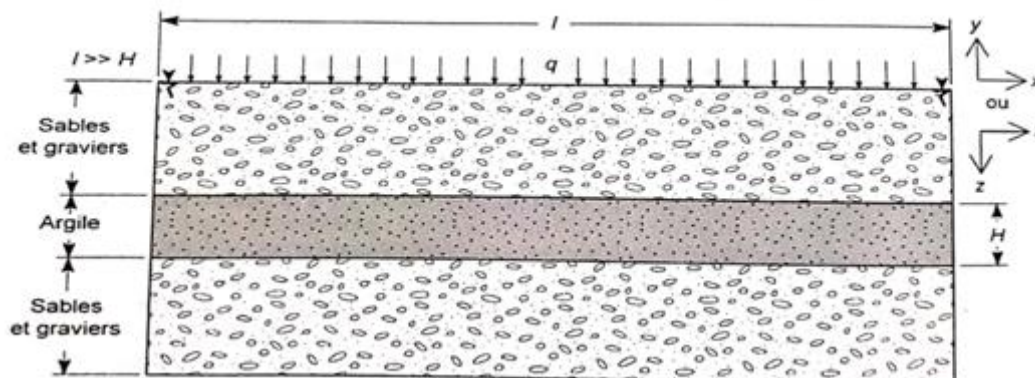


Figure 1-3 : Définition des couches de sols et du chargement (Plumelle et al., 2017)

Le squelette du sol peut être représenté par un ressort qui néglige toute viscosité de la consolidation primaire.

Quand on applique une surcharge q , les déformations latérales étant nulles, q se reporte d'abord sur l'eau qui se met en surpression u . Sous l'effet du gradient hydraulique, l'eau s'écoule ensuite vers les couches de sable et gravier drainantes. Au fur et à mesure de la

Chapitre 1 : Éléments de base sur le fluage des sols argileux

consolidation, les contraintes se reportent sur le squelette solide, entraînant un tassement du massif de sol. L'écoulement s'arrête quand Δu s'annule, le tassement est terminé,

(Figure 1-4) représente le chargement du massif de sol par un remblai de très grande largeur et de 5 m d'épaisseur apportant au terrain naturel une contrainte uniforme de 100 kPa ; ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$; $\Delta\sigma = 100 \text{ kPa}$). La figure schématise le phénomène de consolidation de Terzaghi.

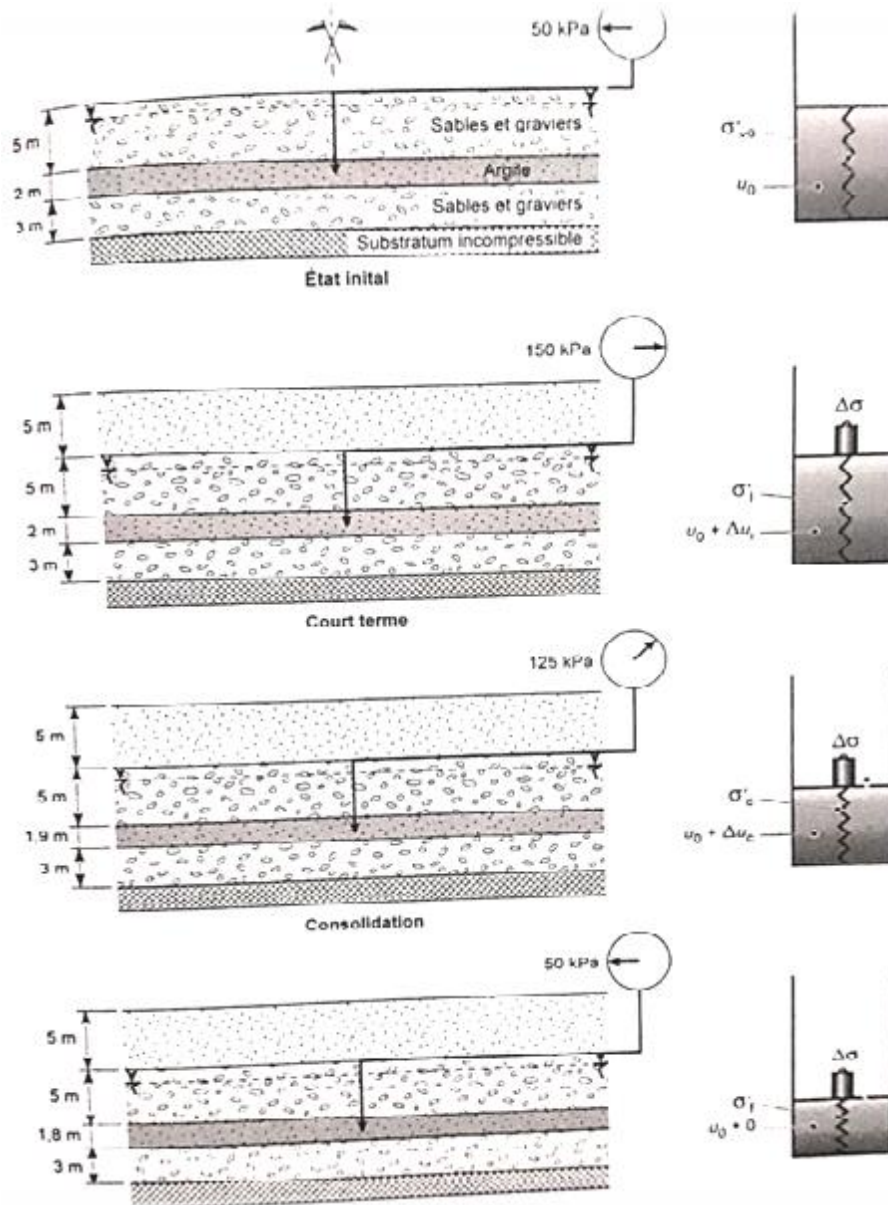


Figure 1-4 : Exemple du modèle rhéologique de Terzaghi avec le tassement d'une couche d'argile (Plumelle et al., 2017)

Le modèle, déjà utilisé pour illustrer la notion de contrainte effective, est représenté par un cylindre à parois indéformables fermé par un piston percé d'un orifice de très petit diamètre simulant la faible perméabilité de l'argile. L'argile étant saturée, en supposant que $S_r = 1$, le cylindre est rempli d'eau, la rigidité du squelette des particules d'argile est représentée par un

Chapitre 1 : Éléments de base sur le fluage des sols argileux

ressort de très faible rigidité ($K_s = 1$ MPa pour une argile molle, par exemple), l'eau étant par ailleurs pratiquement incompressible, ($K_w=2000$ MPa) par rapport à l'argile. Le poids posé sur le piston représente le poids de l'ouvrage à construire sur la couche d'argile. Ce poids doit être repris, à chaque instant, par une des deux phases du sol (squelette ou eau) ou par les deux.

La théorie de Terzaghi nécessite des hypothèses de base parmi lesquelles on retient en particulier :

- Les déformations et les écoulements sont unidimensionnels (uniquement verticaux),
- La loi de Darcy est valide ;
- La perméabilité k et le coefficient de compressibilité volumétrique sont constants dans un intervalle de charge donné ;
- Les grains du sol et l'eau sont incompressibles ;
- L'absence de consolidation (compression) secondaire ;
- La surcharge est appliquée instantanément et sur toute l'épaisseur de la couche de sol.
- Si le chargement est local, les déplacements et les déformations suivant x sont nuls seulement suivant l'axe de symétrie.

Par l'équation générale de l'écoulement de l'eau dans les sols (Magnan, 2000) :

$$k \left(\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \right) = - \frac{\partial n}{\partial t} \quad (1.10)$$

Avec :

n : la porosité, k : le coefficient de perméabilité, h : la charge hydraulique ;

Par les conditions initiales et aux limites. Au cours de cet écoulement, les surpressions interstitielles diminuent, les contraintes effectives augmentent et le volume du sol diminue, à une vitesse compatible avec la vitesse d'écoulement de l'eau hors du sol.

1.4.1.2. Calcul du tassement unidimensionnel de consolidation

Généralement, le sol étant composé d'une succession de couches hétérogènes, soit normalement consolidées, soit sur-consolidés, on découpe le terrain en sous-couches auxquelles on affecte les caractéristiques au milieu de chacune d'elle.

Chapitre 1 : Éléments de base sur le fluage des sols argileux

Ces sous-couches doivent être assez minces (1 à 2 m) pour que l'on puisse considérer qu'à l'intérieure de chaque couche les contraintes varient peu et sont indépendantes de z . pour chaque sous-couche, on a donc :

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (1.11)$$

Pour effectuer le calcul du tassement, on doit déterminer :

- L'épaisseur initiale de la couche ou des sous-couches H_0 qui est donnée par les sondages ;
- niveau de la nappe pour connaître u_0 ;
- l'état actuel du sol au milieu de chaque sous-couche ;
- les caractéristiques de compressibilité au milieu de chaque sous-couche ;
- si le chargement n'est pas œdométrique, on calcule dans l'axe du chargement, au milieu de chaque

Sous couche, la diffusion en profondeur des charges apportées par les ouvrages à construire $\Delta\sigma'$.

Elle est donnée par des formules, des abaques ou par des logiciels de calcul.

1.4.1.2.1. Cas du sol normalement consolidé

Si le sol est normalement consolidé, $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$ toute surcharge entraîne un tassement dans le domaine élastoplastique. Avec la contrainte effective qui est la somme de la contrainte due au poids du sol σ'_{v0} et de l'ouvrage $\Delta\sigma'_v$, (figure 1-5b), on obtient le calcul du tassement.

$$\Delta h = C_c \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p} \quad (1.12)$$

1.4.1.2.2. Cas du sol surconsolidé

Si le sol est surconsolidé, $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$ tant que la contrainte finale $\sigma'_f = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v$ ne dépasse pas σ'_p , le tassement se développe dans le domaine élastique (C_s). Par contre, si la contrainte finale σ'_f dépasse σ'_p , le sol entre dans le domaine plastique (C_c). Dans le cas général, on a donc la somme d'un tassement « élastique » et d'un tassement élastoplastique irréversible (figure 1-5c)

$$\Delta h = \begin{cases} C_s \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} & \text{si } \sigma'_{vf} < \sigma'_p \\ C_s \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} + C_c \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p} & \text{si } \sigma'_{vf} > \sigma'_p \end{cases} \quad (1.13)$$

En règle générale, le premier terme de la formule correspondant au cas du sol surconsolidé est nettement plus faible que le second.

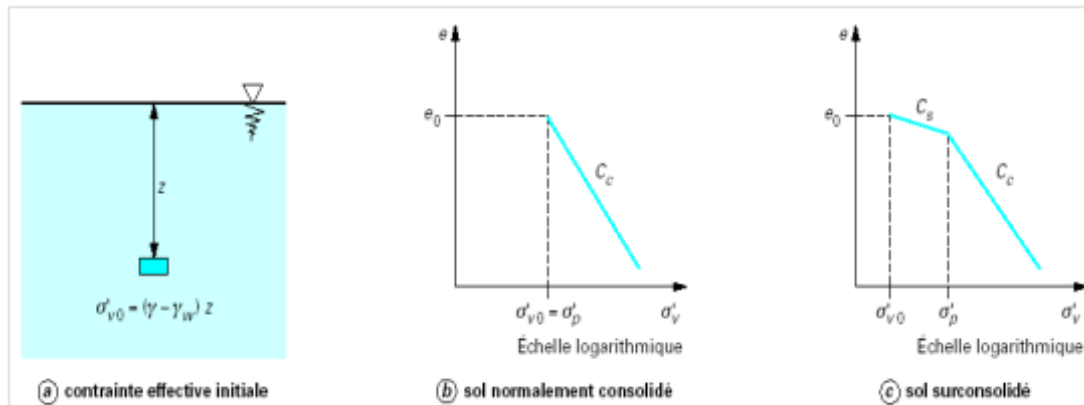


Figure 1-5 : Compressibilité du sol selon son état de consolidation en place (Magnan, 2000)

1.4.2. Équation de la consolidation

Comme, par hypothèse, tous les phénomènes sont unidimensionnels (nous les supposons verticaux), nous pouvons limiter l'analyse au comportement d'une colonne de sol de section unité, dont les plans horizontaux sont repérés par rapport à l'axe oz .

L'équation de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi s'obtient en combinant les équations de conservation de la masse de l'eau et de la masse des particules solides, la loi de Darcy et la loi de compressibilité du squelette, écrit sous forme unidimensionnelle.

$$\frac{k_v(1+e)}{a_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (1.14)$$

- k_v : perméabilité
- u : pression interstitielle
- z : ordonné initiale du point (plan horizontale)
- γ_w : poids volumique de l'eau interstitielle
- a_v : coefficient de compressibilité du squelette
- e : indice des vides

1.4.3. Coefficients de consolidation

Le coefficient de consolidation c_v n'est pas un paramètre autonome, dans la mesure où il dépend à la fois de l'indice des vides e , du coefficient de perméabilité k_v et du coefficient de compressibilité verticale a_v . Comme chacun de ces paramètres varie au cours de la consolidation, le coefficient de consolidation n'est pas constant non plus. Néanmoins, pour pouvoir utiliser la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi, on est conduit à

Chapitre 1 : Éléments de base sur le fluage des sols argileux

adopter une valeur moyenne du coefficient c_v dans l'intervalle de contrainte effective correspondant à la charge appliquée.

- Le coefficient de consolidation verticale c_v (s'exprime en m^2/s) défini par la relation :

$$c_v = \frac{k_v}{a_v} \frac{(1 + e)}{\gamma_w} = \frac{k_v}{\gamma_w} E_{oed} \quad (1.15)$$

On peut le définir également en fonction de C_c dans le domaine normalement consolidé et, par extension, dans le domaine surconsolidé en fonction de C_s .

Il est déterminé par l'essai œdométrique, pour une contrainte effective vertical aussi proche que possible de la contrainte à laquelle est soumis le sol par l'ouvrage à construire.

Ce coefficient dépend de la contrainte effective verticale, du coefficient de perméabilité verticale k_v , qui s'exprime en m/s mais aussi de la compressibilité du sol E_{oed} .

(Figure 1-6) représente les variations de C_v dans le domaine surconsolidé et dans le domaine normalement consolidé. Dans le domaine surconsolidé, la perméabilité et l'indice des vides varient peu et donc le coefficient de perméabilité verticale augmente avec la contrainte ; c'est le contraire dans le domaine normalement consolidé pour lequel la perméabilité et l'indice des vides diminuent beaucoup plus rapidement que la contrainte n'augmente.

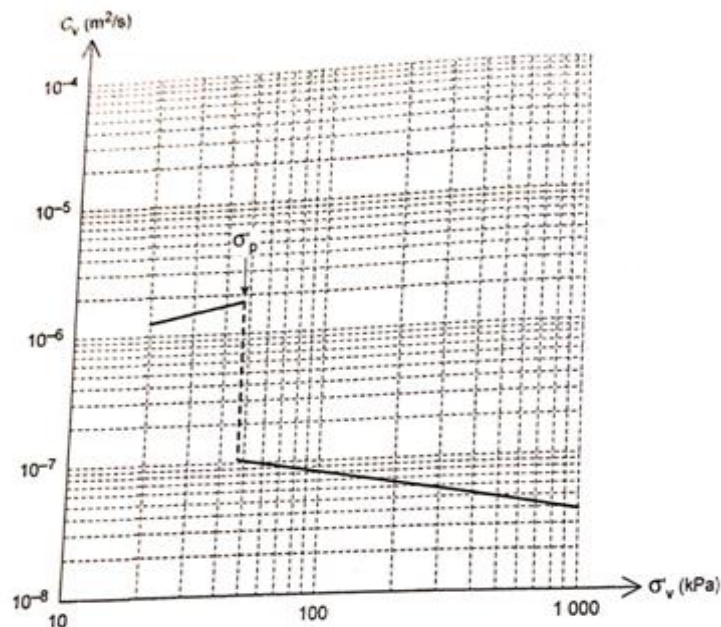


Figure 1-6 : variation de C_v dans le domaine surconsolidé et normalement consolidé (Plumelle et al., 2017)

1.5. Le fluage

1.5.1. Phénomène de fluage du sol

Le fluage des sols fins est dû aux propriétés visqueuses de l'assemblage des particules minérales entourées d'eau adsorbée qui forme de squelette inter granulaire il apparaitre avec évidence au cours de la consolidation secondaire : la contrainte effective étant constante, la déformation se prolonge dans le temps.

Autre mot le fluage est la variation du tassement ou de la déformation $\varepsilon(t)$ en fonction du temps (t) sous une contrainte effective constante $\sigma' = \sigma'_0$

La consolidation primaire n'est pas instantanée, la contrainte effective se mobilisant lentement, dès le début de l'essai œdométrique, sous l'accroissement de la contrainte effective due a la consolidation, le sol commence à fluer.

Le résultat de l'interprétation du comportement du sol comme celui d'un corps quasi solide est la présentation traditionnelle bien connue des phénomènes de fluage lorsque les contraintes dépassent le seuil de fluage composé de trois parties : le fluage primaire ou fluage transitoire à vitesse de déformation décroissante avec le temps, le fluage secondaire ou stationnaire se caractérise par une vitesse constante, le fluage tertiaire à vitesse croissante. On suppose que le fluage secondaire peut se transformer en fluage décéléré ou en fluage accéléré. Si le fluage s'accélère, cela se terminera tôt ou tard par une rupture. (Figure 1-7). (Alhusein, 2001)

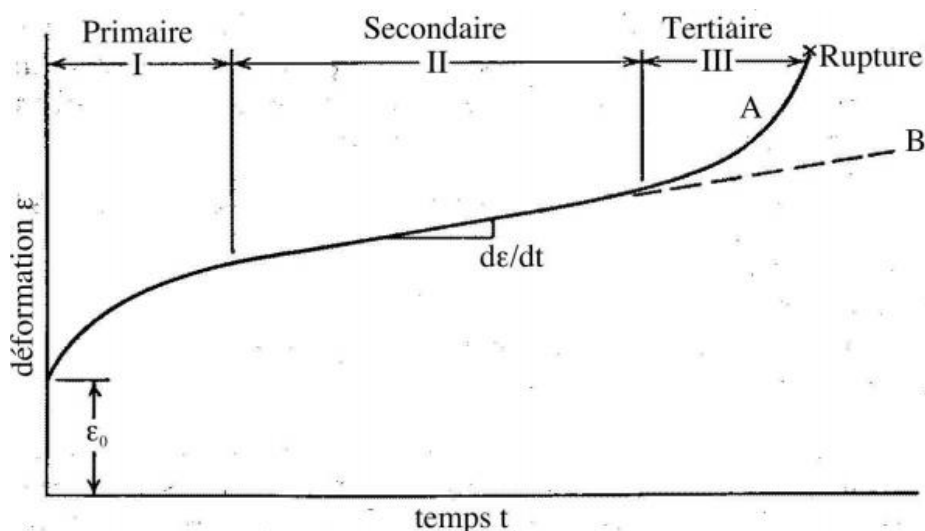


Figure 1-7 : Courbe du fluage présentant les trois stades du fluage (Naze, 2008)

Deux hypothèses sont faites dans une telle conclusion (Alhusein, 2001) :

- La durée des essais de fluage est suffisante pour être certain que le fluage secondaire se transforme en un fluage accéléré conduisant à la rupture ou au contraire en un fluage

avec stabilisation. Ainsi, les résultats des essais à court terme sont surestimés puisque la transition de l'accélération ne peut pas être obtenue par des essais de courte durée.

- La transition vers l'accélération signifie que le processus de fluage va se terminer par une rupture ; ceci est faux car pour des contraintes de cisaillement moyennes, la phase d'accélération peut être suivie par une phase de stabilisation qui survient plusieurs centaines de jours après l'application des contraintes de cisaillement et ainsi l'utilisation du critère d'accélération conduit à sous-estimer les résultats des essais de fluage.

1.5.2. Effet du fluage sur la valeur de la pression de préconsolidation

1.5.2.1. Réseau des « lignes de temps » de Bjerrum

C'est en raison de leur caractère visqueux que les sols argileux, notamment les argiles molles, manifestent des comportements qui dépendent non seulement du type de sollicitations auxquelles ils sont soumis ou de leur intensité, mais aussi des vitesses de variation de ces sollicitations au cours du temps. De nombreuses études expérimentales, effectuées sur des sols naturels ou reconstitués, ont mis en évidence cette influence du temps sur leurs caractéristiques de résistance et de déformabilité (caractéristiques de compressibilité et de perméabilité, caractéristiques de consolidation et de fluage, caractéristiques de cisaillement et de rupture), notamment celles correspondant à leur état limite. L'influence du temps sur le comportement des sols argileux s'exerce de manière plus ou moins importante selon la structure, la consistance et la compacité du sol considéré. Sur le plan pratique, les effets du temps ont été analysés suivant deux aspects différents :

- Les effets de l'âge ou du vieillissement (Taylor, 1942, puis Bjerrum 1967 cités par Alhusein, 2001) ont montré que le vieillissement des argiles sous contraintes effectives constantes ou peu variables, se traduisant par l'apparition de nouvelles liaisons inter granulaires rigides qui renforcent la structure du squelette solide, conduit à une réduction de leur indice des vides par suite des déformations de fluage qu'elles subissent. La réduction de l'indice des vides d'une argile donnée s'accompagne d'un accroissement de sa pression de préconsolidation et donc de sa résistance structurale. Cet effet semble être très prononcé dans le cas des argiles plastiques, pour lesquelles l'accroissement de résistance dû au vieillissement est proportionnel à celui de leur pression de préconsolidation. La (Figure 1-8) illustre schématiquement l'effet du temps sur les caractéristiques de compressibilité et

Chapitre 1 : Éléments de base sur le fluage des sols argileux

de consolidation d'une argile naturelle à deux âges différents. On observe sur cette figure, que lorsque l'argile est jeune, c'est à dire au début de sa formation, elle se trouve dans un état normalement consolidé caractérisé, en chaque point du massif de sol, par une pression de préconsolidation σ'_p égale à la pression effective σ'_v exercée par les terres sus-jacentes. Par contre, lorsqu'elle est âgée, c'est-à-dire quelques milliers d'années après sa formation, cette argile se trouve dans un état surconsolidé caractérisé par une pression de préconsolidation supérieure à la pression effective des terres sus-jacentes. Ainsi, plus l'argile est âgée, plus elle est résistante et plus son rapport de surconsolidation $Roc = \sigma'_p / \sigma'_v$ est élevé, ce qui se traduit par un accroissement de sa surface d'état limite. Plus cette surface est grande, plus l'argile est capable de subir des déformations réversibles importantes sans que son état limite soit atteint ;

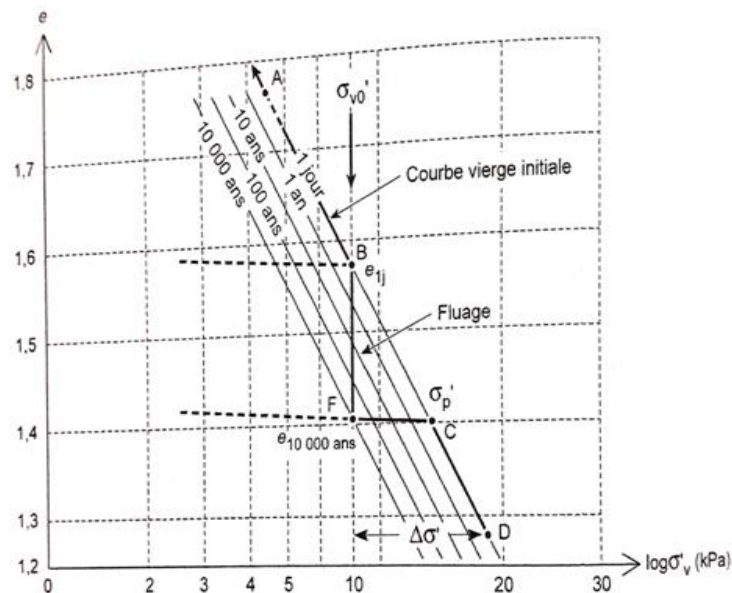


Figure 1-8 : Réseau des "lignes de temps" pour différentes durées de chargement Bjerrum (1967 cité par Plumelle et al., 2017)

Les effets de la vitesse ou de la durée de chargement Crawford (1964) et Bjerrum (1967) ont montré que la pression de préconsolidation apparente (définie par la limite des petites déformations) d'une argile naturelle est réduite lorsque la durée d'application des charges est augmentée et inversement. Ceci est, semble-t-il, attribué à une autre matérialisation du phénomène de la consolidation secondaire qui est liée au vieillissement de l'argile. A l'inverse, une diminution de la vitesse de chargement, c'est-à-dire de la vitesse de déformation de l'argile, correspond à un accroissement de la durée d'application des charges qui aurait pour

conséquence la diminution non seulement de la pression de préconsolidation de l'argile, mais également de tous les seuils qui définissent sa courbe d'état limite.

1.5.2.2. Calcul de la pression de préconsolidation en fonction de la durée de chargement

La durée conventionnelle de l'essai œdométrique est de 1 jour. On a vu que la consolidation primaire est terminée généralement bien avant. Le tassement mesuré à 24 heures comprend donc une part de consolidation primaire et une part de fluage qui produit la consolidation secondaire. On ne prend généralement en compte la viscosité du sol que dans le domaine normalement consolidé plastique, il est donc négligé dans le domaine surconsolidé élastique.

La valeur de la pression de préconsolidation σ'_p augmente quand la durée de l'essai de chargement œdométrique diminue par exemple, sur la (Figure 1-9), σ'_{p1} correspondrait à des paliers de 1 jour et σ'_{p2} à des paliers de 1h.

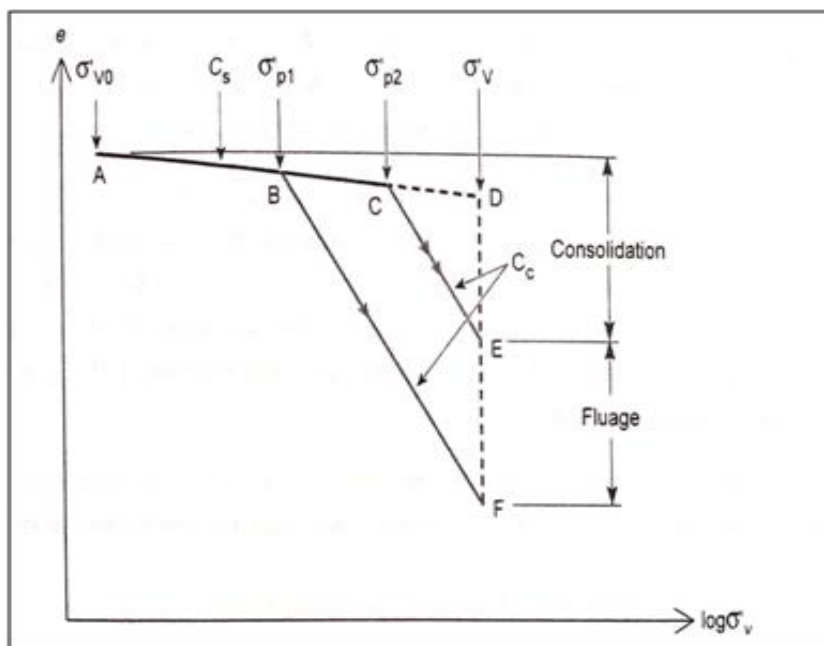


Figure 1-9 : Chemin de l'indice des vides suivant les deux contraintes de préconsolidation (Plumelle et al., 2017)

On fait un chargement de σ'_{v0} à σ'_v . Soit σ'_{p1} et σ'_{p2} , les deux contraintes de préconsolidation correspondant à deux temps conventionnels de consolidation. On considère que σ'_{p1} correspond à la contrainte de préconsolidation conventionnelle σ'_p pour une durée de 1 jour pendant laquelle il n'y aurait que de la consolidation primaire. Pour σ'_{p2} , on prend en

compte le fluage de l'argile à partir d'un temps largement inférieur à 1 jour et donc le tassement final est la somme du tassement dû à la consolidation primaire et au fluage sur la même durée totale de 1 jour

Pour déterminer la contrainte de préconsolidation tenant compte du fluage, il suffit, ayant calculé le fluage EF pendant la durée de l'essai, de mener de E une parallèle à BF qui intercepte la droite de déchargement au point C et définit σ'_{p2} voir (Figure 1-9). On peut estimer le tassement de fluage en prenant la demi-somme du tassement calculé à partir d'une minute et à partir de 95% de consolidation. Le pourcentage de consolidation à 95% est déduit des courbes de consolidation de l'essai œdométrique. (Figure 1-10)

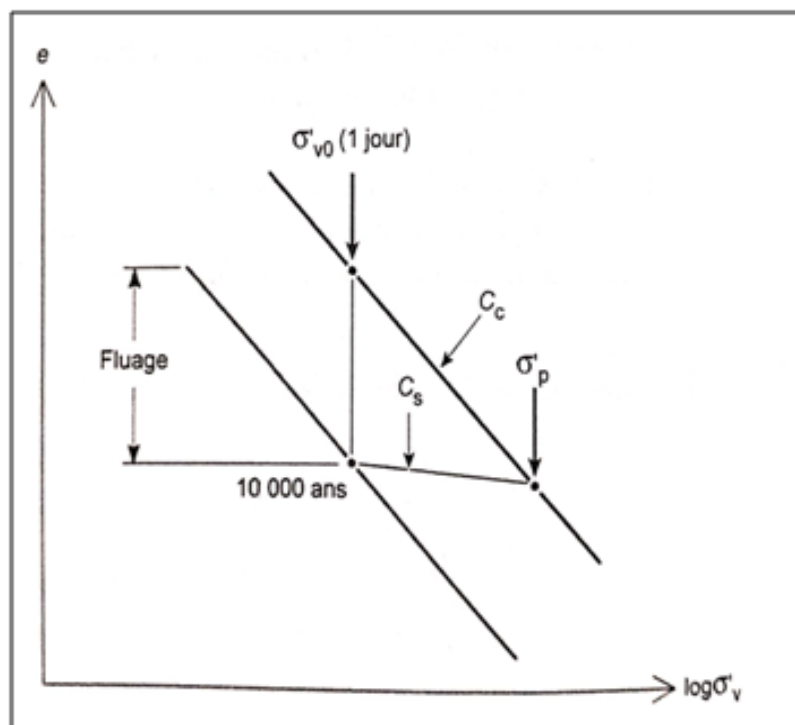


Figure 1-10 : Schématisation de l'effet du fluage de l'argile sur la contrainte de préconsolidation σ'_p (Plumelle et al. 2017).

1.5.3. Généralités sur le comportement au fluage des sols

En raison de la complexité du phénomène de fluage et du grand nombre de facteurs qui l'influencent (Tableau 1.1), plusieurs théories de fluage ont été développées pour décrire le comportement dépendant du temps. La déformation de fluage (ε) dépend de deux fonctions (f) et (g), introduisant séparément l'effet de la contrainte $f(\sigma)$ et l'effet du temps $g(t)$:

$$\varepsilon = f(\sigma) g(t) \quad (1.16)$$

Chapitre 1 : Éléments de base sur le fluage des sols argileux

Tableau 1.1 : Généralités sur le comportement au fluage des sols (Mitchell et Soga 2005 cité par Dahhaoui 2018)

Paramètres	Influence sur le fluage
Teneur en eau	Le taux de fluage augmente avec l'augmentation de la teneur en eau
Types d'argile	Les argiles les plus actives présentent généralement les plus grandes déformations de fluage (smectite, illite, kaolinite). En effet, plus la taille des particules est petite, plus la surface spécifique est grande et plus l'adsorption d'eau est importante.
Rapport de consolidation	Les sols normalement consolidés présentent une plus grande amplitude de fluage que les sols sur-consolidés.
Niveau de contrainte	Une augmentation du niveau de contrainte déviatorique entraîne une augmentation du taux de fluage jusqu'à la rupture du sol.
La pression interstitielle	Les argiles molles saturées dans des conditions non drainées sont les plus sensibles à la perte de résistance pendant le fluage en raison de la réduction de la contrainte effective causé par l'augmentation de la pression de l'eau interstitielle avec le temps. Les argiles sur-consolidées dans des conditions drainées sont également sensibles à la rupture par fluage due au ramollissement associé à l'augmentation de la teneur en eau par dilatation et gonflement.
Type de tests	Le fluage axial est à peu près le même pour les sols consolidés de manière isotrope et testés en compression secondaire dans des essais œdométriques ou des essais de type K_0 (à déformation latérale nulle).

1.5.4. Les paramètres des lois de fluage

Les observations effectuées in-situ comme en laboratoire montrent que les sols argileux continuent à se déformer après la fin de la consolidation primaire, sous contraintes effectives constantes ou peu variables : c'est le phénomène de consolidation secondaire. Définie comme la réduction du volume du sol sous charge constante ou peu variable du fait principalement du réarrangement interne des particules solides, la consolidation secondaire est due essentiellement aux propriétés visqueuses du squelette. Buisman (1936) a été l'un des premiers à observer que les tassements secondaires croissent approximativement de façon linéaire avec le logarithme du temps. Il a établi une relation expérimentale dans laquelle il exprime les variations de l'indice des vides en fonction du logarithme du temps par la relation suivante :

$$\Delta e = C_{\alpha e} \cdot \Delta (\log t) \quad (1.17)$$

Dans laquelle $C_{\alpha e}$ désigne l'indice de fluage caractérisant la viscosité du squelette. Cette relation, validée par des essais de fluage œdométrique, n'est valable que lorsque la consolidation primaire est entièrement achevée.

Chapitre 1 : Éléments de base sur le fluage des sols argileux

Elle traduit l'effet du temps sur le comportement en consolidation du sol à l'état normalement consolidé. Des résultats d'essais œdométriques conventionnels, obtenus sur l'argile molle de Guiche située dans la basse vallée de l'Adour en France (Khemissa et Magnan 2000), ont montré que l'indice de fluage varie de façon importante avec la contrainte effective de consolidation comme le montre la figure 1-11. Les résultats d'essais présentés par Mesri et Godlewski, 1977 selon la même référence sur des argiles molles d'origines diverses montrent que l'indice de fluage peut être relié à l'indice de compression comme le montre la figure 1-12.

On adopte généralement une relation linéaire entre la déformation volumique et le logarithme du temps

$$\varepsilon_v(t, \sigma = \sigma_0) = C_\alpha \log \frac{t}{t_i} \quad (1.18)$$

On définit par C_α taux de consolidation secondaire, le coefficient de cette relation

$$C_{\alpha e} = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \log t} = \frac{\frac{\Delta H}{H_0}}{\Delta \log t} \quad (1.19)$$

La vitesse de fluage $\dot{\varepsilon} = \frac{d\varepsilon_v}{dt}$ diminue donc avec le temps :

$$\dot{\varepsilon}_v = \frac{C_\alpha}{t} \quad (1.20)$$

On définit, par ailleurs, par rapport à l'indice des vides, l'indice de fluage $C_{\alpha e}$

$$C_{\alpha e} = \frac{\partial e}{\partial \log t} = C_\alpha (1 + e_0) \quad (1.21)$$

$$\frac{C_{\alpha e}}{C_c} = 0,04 \quad (1.22)$$

Encore une autre fois selon Alhusein, 2001, le rapport $C_{\alpha e}/C_c$, typiquement de l'ordre de 0,02 à 0,06, indique que les processus de variation du volume du sol en fonction de la contrainte effective et du changement de la structure du squelette (arrangement interne des grains) au cours du temps sont de même nature.

L'expression du fluage en 1D est la plus simple à poser du point de vue de la modélisation, et à observer du point de vue de l'identification expérimentale. A chaque niveau de contrainte,

Chapitre 1 : Éléments de base sur le fluage des sols argileux

la déformation obtenue est principalement composée d'une consolidation primaire, avec la dissipation des surpressions interstitielles, et d'une consolidation secondaire attribuée généralement au fluage. (Tableau 1.2) montre les propositions des auteurs sur le coefficient de fluage $C_{\alpha e}$.

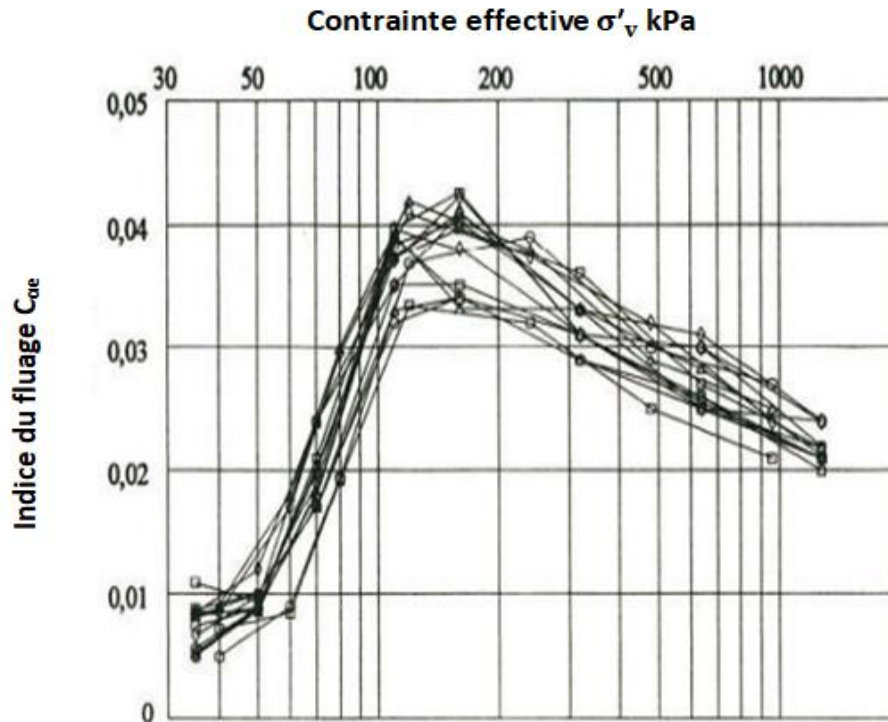


Figure 1-11 : Variation de l'indice de fluage avec la contrainte de consolidation pour l'argile molle de Guiche (Khemissa et Magnan, 2000).

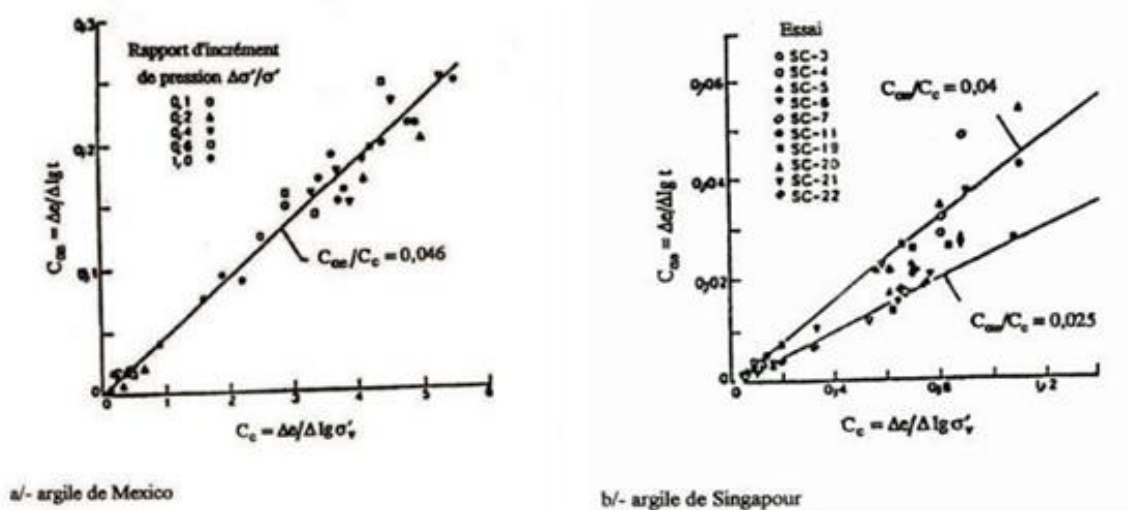


Figure 1-12 : Principe de l'indice de fluage $C_{\alpha e}$ en fonction de l'indice de compression C_c pour deux argiles molles naturelles d'après (Mesri et Godlewski, 1977 cité par Amroun 2016).

Chapitre 1 : Éléments de base sur le fluage des sols argileux

Tableau 1.2 : Hypothèses des auteurs sur le coefficient de fluage $C_{\alpha e}$ (Zhao et al., 2016)

Auteur (s)	Hypothèse (s)
Buisman (1936)	Souligne que la relation entre la déformation et le logarithme du temps est essentiellement linéaire dans l'étape de consolidation secondaire, il propose le concept de la consolidation secondaire liée au coefficient ($C_{\alpha e}$)
Bjerrum (1972)	Considère que ($C_{\alpha e}$) dépend de la pression de préconsolidation.
Mesri et al. (1977)	Montrent que ($C_{\alpha e}$) est en fait indépendant du rapport de contrainte, et dépend uniquement de la contrainte finale

1.5.5. Étude de fluage : ce paragraphe est inspiré totalement de document (Alhusein 2001).

Dans le cas de fluage en place peu de travaux ont été effectués, ceci s'explique par le temps très long pour atteindre le fluage. On signale qu'un dilatomètre a été utilisé pour étudier les massifs rocheux (Rousset 1991). D'autre part le seul appareil de mesures in-situ utilisable dans des cas de fluage est le pressiomètre (Ménard 1957). Cet appareil permet de mesurer la contrainte appliquée et la déformation au voisinage de la sonde pressiométrique.

Vu l'intérêt du pressiomètre, plusieurs auteurs l'ont abordé, entre autre : (Baguelin et al. 1978) et (Briaud 1992).

Dans un essai pressiométrique standard, on gonfle la sonde en appliquant une série de paliers de pression égaux, d'une durée d'une minute. On mesure le volume injecté en fonction de la pression appliquée.

A partir des volumes injectés et de la pression appliquée, on peut tracer la courbe pressiométrique type, cette courbe nous permet de déterminer le module pressiométrique ' E_M ' et la pression limite ' P_l '.

La pression limite conventionnelle est la pression correspondante au doublement du volume initiale de la sonde « $\Delta V/V_0 = 1$ ».

Ces deux caractéristiques « E_M, P_l » sont utilisées pour calculer le tassement instantané des fondations superficielles par la méthode pressiométrique, ainsi que la force portante.

A partir de la courbe pressiométrique, on peut tracer la courbe du fluage, cette courbe représente la différence de volume injecté entre 30 secondes et 1 minute. Il faut signaler que cette courbe présente une portion pour laquelle la différence de volume est très faible entre les pressions P_i (pression initiale correspondant à la mise en place de la sonde) et P_f (pression de fluage du sol). La Figure 1-13 illustre les points évoqués ci-dessus.

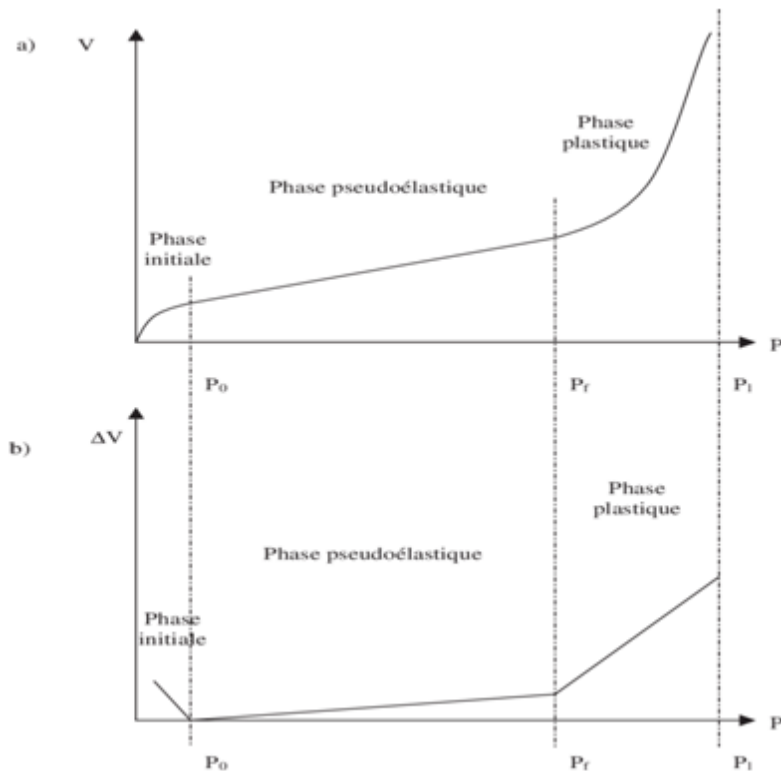


Figure 1-13 : Courbe pressiométrique et courbe de fluage (Alhusein 2001)

Pour observer le comportement in-situ du sol en fonction du temps, les paliers déchargement pressiométrique peuvent être maintenus plus longtemps qu'une minute. Des essais à 45 minutes ont été réalisés sur le site de la centrale nucléaire de Nogent (Bufi, 1990) mais les résultats ne sont pas exploitables car le pressiomètre classique est mal adapté pour des essais de fluage à pression constante.

Les limitations du pressiomètre classique ont amené (Bufi1990) à mettre au point d'un appareil de mesure du fluage in-situ, le Diflupress L.D.

Dans ce projet de fin d'études on s'intéresse uniquement au fluage au niveau de laboratoire cela peut se faire de deux manières différentes à savoir l'essai œdométrique et l'essai triaxial.

Les paragraphes suivants donnent le détail de ces études.

1.5.5.1. Procédure et interprétation des essais de fluage à l'œdomètre

L'essai œdométrique (Figure 1-14) est un test de consolidation unidimensionnelle, dans lequel l'échantillon se déforme dans une direction verticale.

La cellule œdométrique ne permet pas de créer un champ de contrainte isotrope dans l'échantillon. Cependant, l'avantage de la cellule est de permettre une mesure directe de la variation relative de volume de l'échantillon c.-à-d. la variation relative de hauteur (Dahhaoui, 2018).

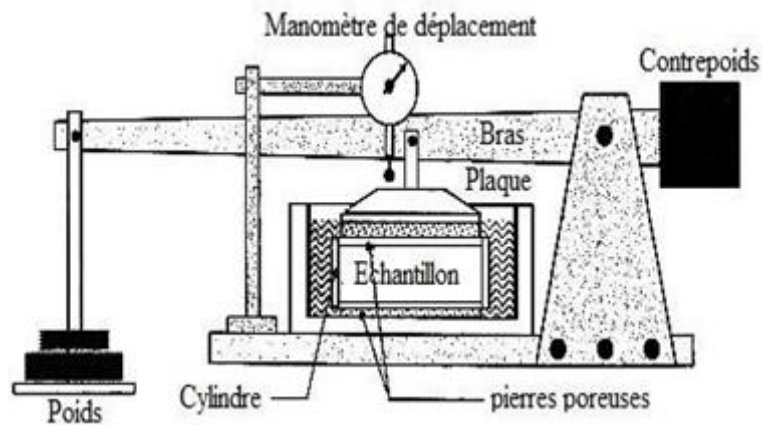


Figure 1-14 : Croquis de l'œdomètre (Degago 2011 cité par Dahhaoui 2018)

Le principe de l'essai de fluage standard, en compression œdométrique consiste à mesurer le tassement de l'éprouvette pendant une période de durée au moins égale à 7 jours sous plusieurs charges appliquées successivement

Cependant, d'autres catégories de test impliquant d'autres modes opératoires, ont été adoptés pour la détermination des paramètres de fluage des sols fin en compression unidimensionnelle le tableau ci-dessous montre ça :

Tableau 1.3 : Les méthodes opératoires adoptées pour la détermination des paramètres de fluage des sols.

Auteur (s)	Modes opératoires
(Félix, 1980)	Des essais sur des échantillons d'argile plastique molle prélevés à Cubzac-les-Ponts, comportant des tests à très long terme, sous chargement par paliers égaux à intervalles réguliers, Des essais à moyen terme soumis à un régime unique de chargement mais présentant des conditions de drainage différentes.
(Félix et al., 1981)	Des essais de courte durée dont l'application de chaque palier est supérieure à 24 heures, sur une argile à poterie de la Roche Chalais (France).
(Zhao et al., 2016)	Des essais œdométriques de 7 à 10 jours sur le Kaolin et l'argile de Shanghai, le dispositif permet un double drainage de l'échantillon
(Feng et al., 2017)	Des tests œdométriques multipalier sur les gisements marins de Hong Kong caractérisés par un cycle

La déformation verticale « ϵ_1 » ou l'indice des vides « e » est généralement tracé en fonction du logarithme décimal du temps. La pente de ces courbes conduit à la définition du coefficient de la compression secondaire noté $C_{\alpha e}$. (Figure1-15).

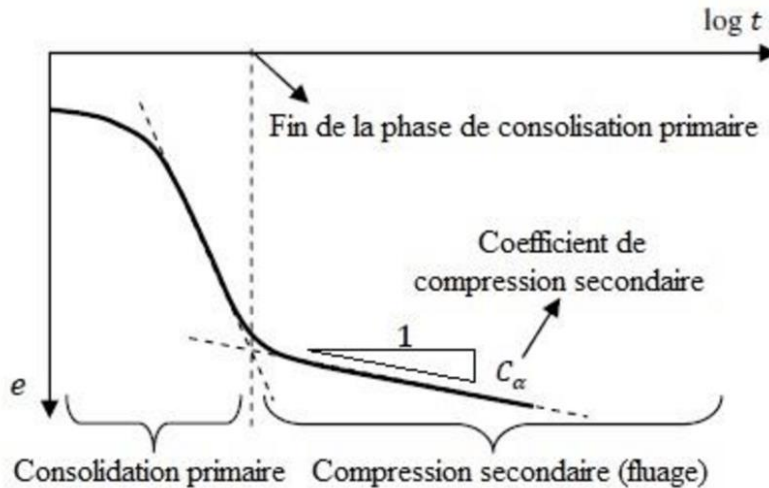


Figure 1-15 : Courbe typique d'un essai de consolidation à l'œdomètre (Dahhaoui, 2018)

La figure 1-16 présente quelques résultats obtenus sur l'argile du Flumet par (Fodil et al. 1997). On peut noter que la durée de la consolidation primaire est très courte (seulement quelques minutes). Cela provient de la valeur moyenne du coefficient de perméabilité $k = 2 \times 10^{-9} \text{ m/s}$. Cette perméabilité élevée peut être expliquée par la présence des petites couches du sable dans les matériaux argileux.

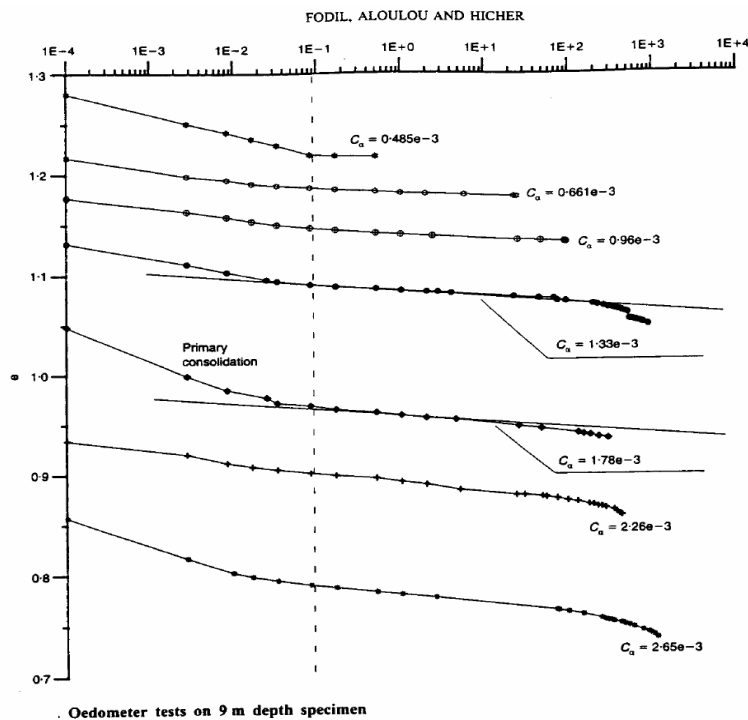


Figure 1-16 : Essais œdométriques à 9 m de profondeur (Fodil et al. 1997 cité par (Alhusein 2001)).

Sur la figure 1-17 on présente la variation du $C_{\alpha e}$ avec la contrainte

$$C_{\alpha e} = (1 + e_0) d\varepsilon / d \log (t). \quad (1.23)$$

$C_{\alpha e}$ croît avec la contrainte verticale effective mais au-dessus de la pression de consolidation.

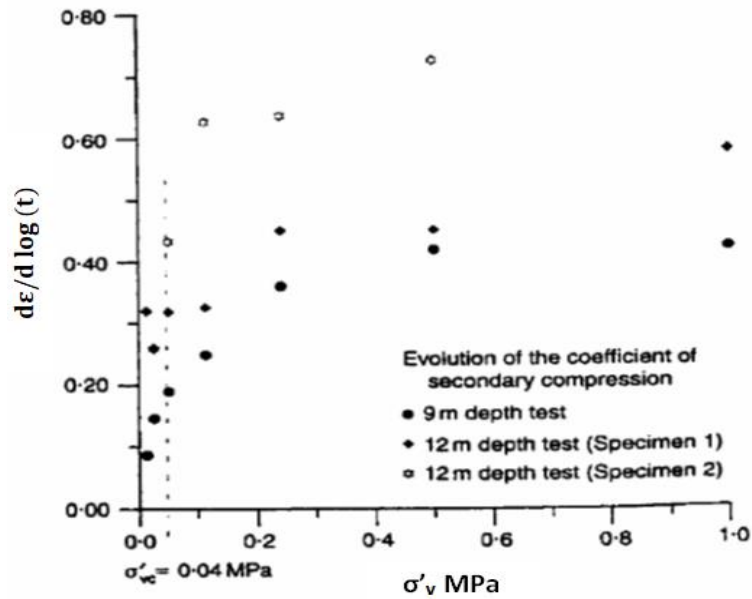


Figure 1-17 : Évaluation du coefficient de compression secondaire (Fodil et al. 1997 cité par (Alhusein 2001))

Les courbes de consolidation en axes conventionnels (e , $\log \sigma'_v$) conduisent à la définition de l'indice de compressibilité $C_c = 0,4$ (Figure 1-18).

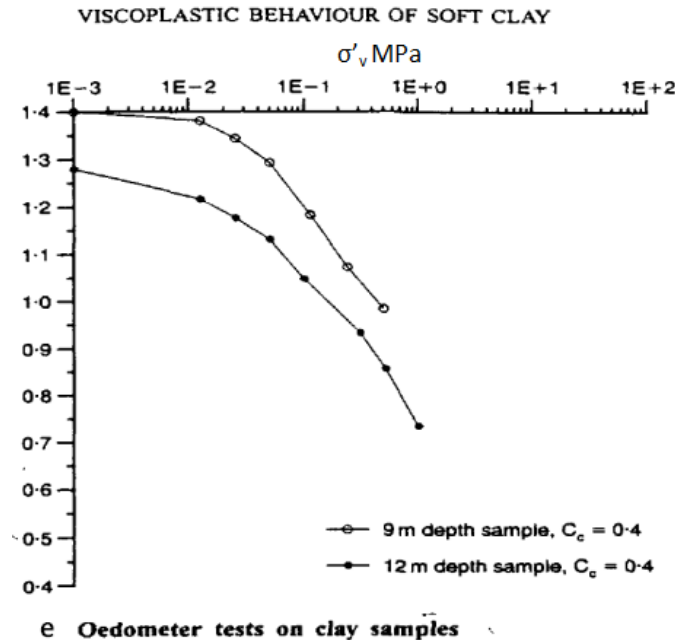


Figure 1-18 : Essais œdométriques sur l'argile (Alhusein 2001).

Pour expliquer l'effet du temps sur le comportement œdométrique, on présente sur la figure 1-19 les résultats des différentes durées de consolidation. Les courbes de consolidation sont parallèles l'une à l'autre : la durée de consolidation n'affecte pas l'indice de compressibilité, tandis que la pression de préconsolidation obtenue croît avec la vitesse de déformation.

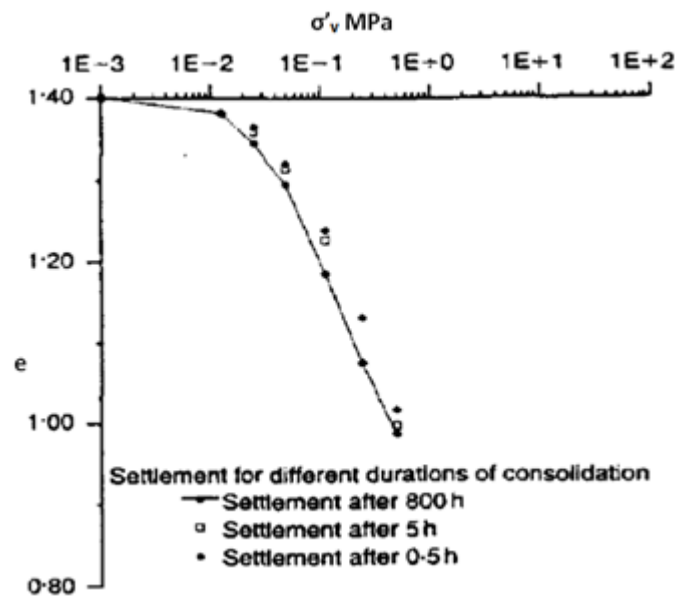


Figure 1-19 : Essai œdométrique avec différentes durées de consolidation

En conclusion, le rôle du temps est important dans les essais œdométriques et est mis en évidence par la consolidation secondaire. Cet effet se retrouve aussi sous conditions triaxiales de révolution.

1.5.5.2. Essai triaxial :

L'essai triaxial de fluage (Figure 1-20) n'est pas un essai usuel en mécanique des sols. Pour des raisons de durée d'essai et de codification du mode opératoire l'essai à vitesse de déformation imposée lui est préféré. L'étude du cisaillement des argiles (Félix et Kenana 1983) sous charge constante ou imposée (essai de fluage) est pourtant fondamentale. Dans la nature, au sein d'une pente instable ou sous un ouvrage ce sont généralement les charges qui sont imposées et non les vitesses de déformation ou même les déformations elles-mêmes.

Le fluage est défini comme une évolution de la déformation avec le temps sous une contrainte effective constante. Donc dans ce type d'essais, les contraintes effectives axiale et latérale sont maintenues constantes et la valeur des déformations axiale et volumique sont mesurées en fonction du temps.

Ce type d'essai correspond à un essai triaxial drainé : une nombreuse littérature existe sur des essais de fluage sont pratiqués sur des sols non drainés. Dans ce cas les contraintes totales sont constantes, et ces essais sont en fait mixtes : le déviateur $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$ est constant de même le volume de l'échantillon : on a donc une relaxation sur le volume se traduisant par les variations de pression interstitielle.

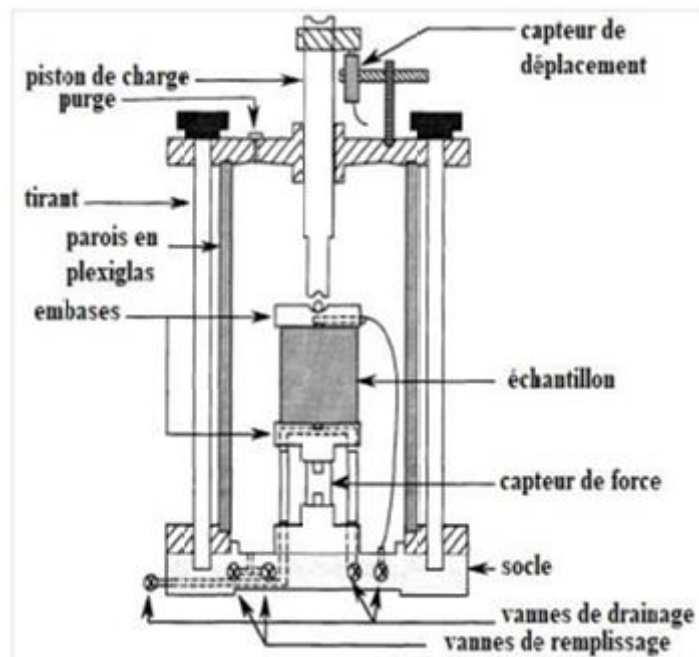


Figure 1-20 : Dispositif expérimental ; (a) appareillage mis au point (b) cellule triaxiale conventionnelle (Dahhaoui, 2018)

1.5.5.2.1 Conditions Expérimentales

L'échantillon est d'abord consolidé sous des contraintes isotropes ; puis la contrainte du cisaillement est appliquée. Après cela, à une déformation donnée (autour de 1% et de 3% pour chaque essai), la contrainte du cisaillement est maintenue et les déformations axiale et volumique sont mesurées en fonction du temps.

1.5.5.2.2. Essai de fluage déviatoire

Dans ce genre d'essai, on distingue trois phases :

- ❖ Fluage primaire caractérisé par une décroissance de la vitesse de déformation axiale ;
- ❖ Fluage secondaire qui est stationnaire (la vitesse de déformation reste constante) ;
- ❖ Fluage tertiaire avec un accroissement de la vitesse de déformation (fluage accéléré) (Figure 1-21).

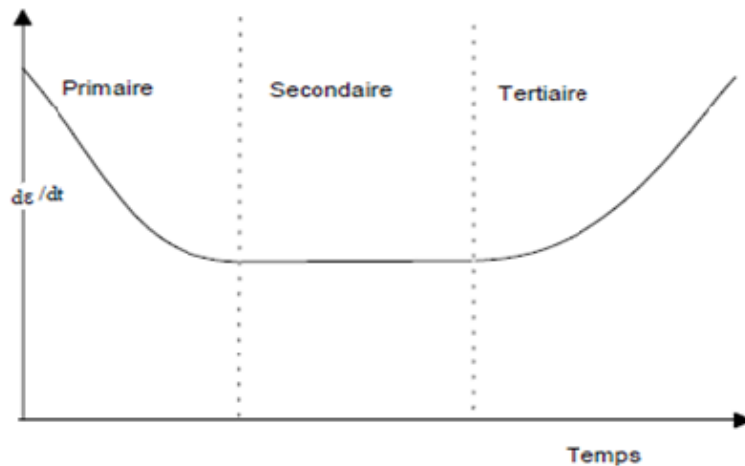


Figure 1-21 : Trois étapes possibles du fluage (Félix et Kenana, 1989).

1.6. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons pu déduire que le phénomène de fluage est un phénomène de déformation différé au cours de temps sous un état de contrainte maintenue constante.

Il est presque évident qu'il s'agit d'un phénomène complexe, donc, il est difficile de faire une étude approfondie et palier à ce problème dans ce projet de fin d'études, car il s'agit d'un phénomène de nature visqueux qui se manifeste au cours du temps et durera des mois voire des années. Le chapitre suivant donne une idée sur le comportement visqueux des argiles saturées et des éléments de base pour une meilleur modélisation dans le chapitre trois de cette contribution de projet de fin d'études.

Finalement, ce chapitre montre clairement évolution de fluage secondaire et comment il se manifeste en termes du temps et amplitude. La stabilisation de fluage secondaire peut introduire la transition vers un autre phénomène qui n'est pas étudié dans ce projet de fin d'études.

Nous n'avons pas pu comprendre est ce que la fin de fluage secondaire conduit à une rupture pour des faibles valeurs de la contrainte de cisaillement.

Le fluage est un phénomène déterministe, que nous avons essayé de comprendre sa description selon plusieurs auteurs.

Nous n'avons pas entamé la problématique de chargement à long terme et de longue durée. E point semble à voir une relation avec la théorie de la résistance limite et la rupture.

Le chapitre deux expose les notions de la théorie de viscoélasticité et montre son utilité dans une théorie de fluage des sols saturés.

1.7. Références bibliographiques.

2. Amroun, A., (2016). Caractérisation du fluage d'une argile expansive reconstituée a faible énergie de compactage.
3. Alhusein, M., (2001). Étude du comportement différé des sols et ouvrages géotechniques (Doctoral dissertation, Université Joseph-Fourier-Grenoble I).
4. Dahhaoui, H., (2018). Influence de la Non Saturation et de la Température sur le Fluage des Sols Argileux. Thèse de doctorat, Université de Tlemcen (Algérie)).
5. Félix, B., et Kenana, A. (1983). Approche expérimentale du fluage en compression triaxiale de deux argiles intactes. *Revue Française de Géotechnique*, (24), pp.65-75.
6. Félix, B., Vuailat, P., Drave, F., et Flavigny, E., (1981). Comportement visqueux et consolidation des argiles. *BULL LIAISON LAB PONTS CHAUSS*, (5SPEF XI F).
7. Félix, B., (1980). Étude théorique et expérimentale de fluage unidimensionnel des sols argileux. *Revue Française de Géotechnique*, no 13, p. 31-42.
8. Feng, W.-Q., Lalit, B., Yin, Z.-Y., & Yin, J. (2017). Long-term non-linear creep and swelling behavior of Hong Kong marine deposits in oedometer condition. *Computers and Geotechnics*, vol.84, p.1–15.
9. Jrad, H. (2014). Étude du comportement dynamique non linéaire des composants viscoélastiques : Caractérisation, modélisation et identification. École Centrale Paris.
10. Khemissa, M., et Magnan, J. P., (2000). Variabilité des résultats d'essais œdométriques sur l'argile molle de Guiche. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, N°227, pp.41-50.
11. Kenana, A., et Félix, B., (1989). Études expérimentale du comportement viscoélastique d'une argile molle à l'appareil triaxial. ERPC. IFSTTAR. France.
12. Magnan, J. P., (2000). Déformabilité des sols. Tassements. Consolidation. Ed. Techniques Ingénieur.
13. Naze, L., (2008). Chapitre XV : Fluage. Inspiré partiellement de document suivant : F.R. Larson, J. Miller, « A time-temperature Relationship for rupture and creep stresses », *Transactions of the ASME* 174 (1954) 765-775
14. Plumelle, C., Cui, Y. J., Fabre, D., Fouché-Grobla, O., Hirschauer, A., Tabbagh, A., (2017). Théorie et pratique de la géotechnique : outils pour la conception des ouvrages. Éditions Le Moniteur.

Chapitre 1 : Éléments de base sur le fluage des sols argileux

15. Glen, J, W., (1955). « The creep of polycrystalline ice », Proceedings of the Royal Society, series A, vol. 228, no 1175, p. 519-38

Chapitre 02 : Comportement viscoélastique dans l'étude de fluage des sols saturés.

- 2.1. Introduction
- 2.2. La viscoélasticité linéaire
 - 2.2.1. Le comportement élastique
 - 2.2.2. Le comportement visqueux
 - 2.2.3. Le comportement viscoélastique linéaire
- 2.3. Lois d'association en série et en parallèle
- 2.4. Les modèles rhéologiques
 - 2.4.1. Les modèles viscoélastiques simples
 - 2.4.2. Un exemple de modèle rhéologique (Maxwell et Kelvin - Voigt)
 - 2.4.3. Les modèles composés
 - 2.4.4. Modèles généralisés. Équation différentielle linéaire
 - 2.4.4.1. Modèle de Maxwell généralisé
 - 2.4.4.2. Modèle de Kelvin généralisé
- 2.5. Fluage et relaxation
- 2.6. Fonction de fluage fonction de relaxation. Intégrale héréditaire
- 2.7. Conclusion

2.1. Introduction

Ce chapitre aussi de caractère théorique, comporte des notions fondamentales sur la théorie de viscoélasticité. Il décrit aussi l'ensemble des lois rhéologiques régissant le phénomène de fluage sujet de notre. Une partie est consacrée aux lois décrivant le fluage et l'aspect mathématique de ce phénomène.

Un apprentissage pour une meilleure compréhension de la théorie viscoélastique a été effectué à partir d'un ensemble des exercices et applications simples. L'annexe A illustré ces exemples pour différentes lois.

2.2. La viscoélasticité linéaire

2.2.1. Le comportement élastique :

C'est le plus simple des comportements. Il est complètement réversible, c'est à dire que si les actions extérieures engendrant la déformation sont supprimées le solide retrouve sa forme initiale. Il n'y a donc pas de déformation résiduelle. Ce comportement est instantané et on le qualifie de linéaire si la mesure de la déformation est proportionnelle à la mesure des actions. La grande majorité des solides se comportent de façon élastique, au moins jusqu'à un certain niveau de contrainte. D'un point de vue physique, ce sont les forces de cohésion entre les particules matérielles (forces électriques) qui sont à l'origine du comportement élastique.

2.2.2. Le comportement visqueux :

On aborde maintenant les comportements pour lesquels la vitesse du chargement intervient. Intuitivement, il est clair qu'un corps réagira différemment selon la vitesse à laquelle on le déforme : sa résistance sera, par exemple, d'autant plus grande que la vitesse de déformation sera importante. On parle alors de *viscosité* pour désigner cette propriété du type frottement interne. La viscosité des solides est à rapprocher de celle des fluides, mais les lois de comportement sont plus complexes dans le cas des corps solides. On se limitera ici à décrire de manière élémentaire la notion de solide visqueux *linéaire*.

2.2.3. Le comportement viscoélastique linéaire :

Les solides élastiques et les fluides visqueux diffèrent largement par leurs caractéristiques de déformation. Les corps élastiquement déformés retrouvent leur état naturel ou non défendu après élimination des charges appliquées. Les fluides visqueux, toutefois, ne présentent aucune tendance à la récupération. De plus, les contraintes élastiques sont directement liées

à la déformation, alors que les contraintes dans les fluides visqueux dépendent (sauf pour le composant hydrostatique) lors du taux de déformation.

On appelle comportement viscoélastique un comportement de matériau qui incorpore un mélange de caractéristiques à la fois élastiques et visqueuses. Le solide élastique (Hookean) et le fluide visqueux (Newtonien) représentent des points extrêmes opposés d'un large spectre de comportements viscoélastiques. Bien que les matériels viscoélastiques soient sensibles à la température, la discussion qui suit est limitée aux conditions isothermes et la température n'entre dans les équations qu'en tant que paramètre (George E-Mase, 1970).

La viscoélasticité linéaire caractérise le comportement élastique et dissipatif d'un matériau en petites déformations. Celle-ci peut être considérée à différentes échelles. En mécanique des structures, c'est le niveau macroscopique qui est retenu. Cependant, quelques éléments d'une approche à une échelle inférieure (ici moléculaire) permettent de comprendre le phénomène physique de dissipation dans ces matériaux, ce qui permet de déterminer ou d'expliquer l'influence de certains facteurs à prendre en compte. (Moreau, 2007)

D'un point de vue phénoménologique, nous nous intéressons à l'étude macroscopique du matériau en utilisant les résultats expérimentaux. Pour certains matériaux, la réponse à une déformation ou à une contrainte constante varie au cours du temps. Ces observations se font plus particulièrement dans les cas des essais de fluage et de relaxation. Pour un essai de fluage, une contrainte constante est appliquée, et il se produit une augmentation de la déformation au cours du temps. Réciproquement, pour un essai de relaxation, c'est une déformation constante qui est imposée, et c'est alors une diminution de la contrainte qui apparaît au cours du temps. Ces deux phénomènes se caractérisent par les courbes expérimentales présentées sur les figures 2-1 et 2-2 qui caractérisent ces matériaux dans le domaine temporel

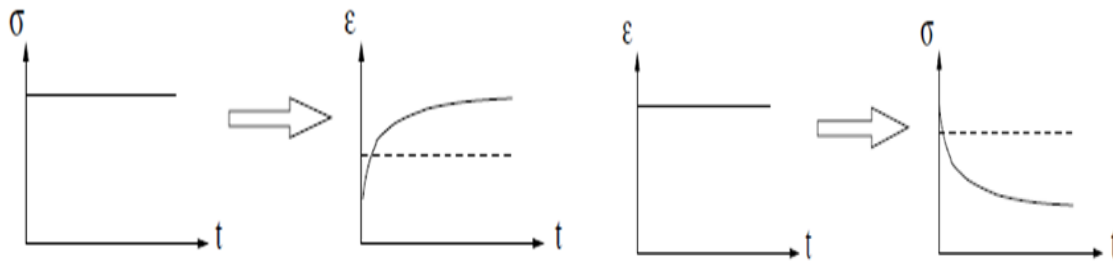


Figure 2-1 : Courbe caractéristique de fluage (Moreau ,2007)

Figure 2-2 : Courbe caractéristique de relaxation (Moreau ,2007)

Dans le cadre de la viscoélasticité linéaire, la loi de comportement, donnant la relation entre les tenseurs de contraintes et de déformations est donnée par le produit de convolution suivant :

$$\sigma(t) = \int_{-\infty}^t h(t - \tau) \frac{d\varepsilon(\tau)}{d\tau} d(\tau) \quad (2.1)$$

Avec h la fonction de relaxation. Si on considère qu'il y a équilibre jusqu'au temps $t = 0$, dans un cadre monodimensionnel en traction-compression, cette relation peut se mettre sous la forme :

$$\sigma(t) = E_0 \varepsilon(t) + \int_0^t E(t - \tau) \frac{d\varepsilon(\tau)}{d\tau} d(\tau) \quad (2.2)$$

Selon Moreau, 2007, les différents modèles viscoélastiques varient dans le choix du noyau de la fonction de relaxation h. Il est à noter que pour les modèles présentés, les formules sont données pour le module d'Young E, mais peuvent être transposées au module de cisaillement G. On appelle E et G caractéristiques matériaux.

Le comportement viscoélastique pourra être défini d'un assemblage de ressort et d'amortisseurs en série et en parallèle :

L'équation rhéologique sera obtenue en utilisant l'équation rhéologique des constituants élémentaire (ressort : solide élastique parfait ; amortisseurs : liquide visqueux newtonien) et en respectant les lois d'association en série et en parallèle des différents éléments.

2.3. Lois d'association en série et en parallèle

Le tableau 2.1 résume quelques lois d'association en série et en parallèle les plus utilisées. Ces lois seront détaillées dans ce chapitre pour une meilleure compréhension de la théorie de viscoélasticité.

Tableau 2-1 : Lois d'association en série et en parallèle

Association en parallèle	La contrainte imposée (σ) à l'ensemble est la somme des contraintes imposées à chaque branche
	La déformation subie (ϵ) est identique dans chaque branche et égale à la déformation subie par l'ensemble
Association en série	La contrainte imposée (σ) à l'ensemble est supportée en totalité par chaque élément
	La déformation totale (ϵ) est la somme des déformations subies par chaque élément

2.4. Les modèles rhéologiques :

2.4.1. Les modèles viscoélastiques simples :

Les modèles rhéologiques sont des éléments permettant de représenter des comportements mécaniques de base. Deux comportements nous intéressent :

1. l'élasticité avec le ressort

2. La viscosité avec l'amortisseur

Leur combinaison doit permettre d'obtenir des lois de comportement proches des celles des matériaux, suivant des règles simples. En série, la déformation totale des éléments est donnée par la somme de chacune des déformations, alors que les contraintes restent identiques dans ces éléments. En parallèle, c'est la déformation qui est égale pour chacun des éléments, pour une contrainte totale donnée par la somme des contraintes induites dans les éléments.

L'usage de modèles rhéologiques permet de représenter les comportements instantanés et différés en combinant des éléments élastiques (ressorts avec la constante \mathbf{G}) et visqueux (amortisseurs ayant une constante de viscosité η)

La force exercée sur le ressort σ est liée à son allongement par :

$$\sigma = G \cdot \epsilon \quad (2.3)$$

Et l'équation analogue pour l'amortisseur est donnée par :

$$\sigma = \eta \cdot \dot{\epsilon} \quad (2.4)$$

Avec :

$$\dot{\epsilon} = \frac{d\epsilon}{dt} \quad (2.5)$$

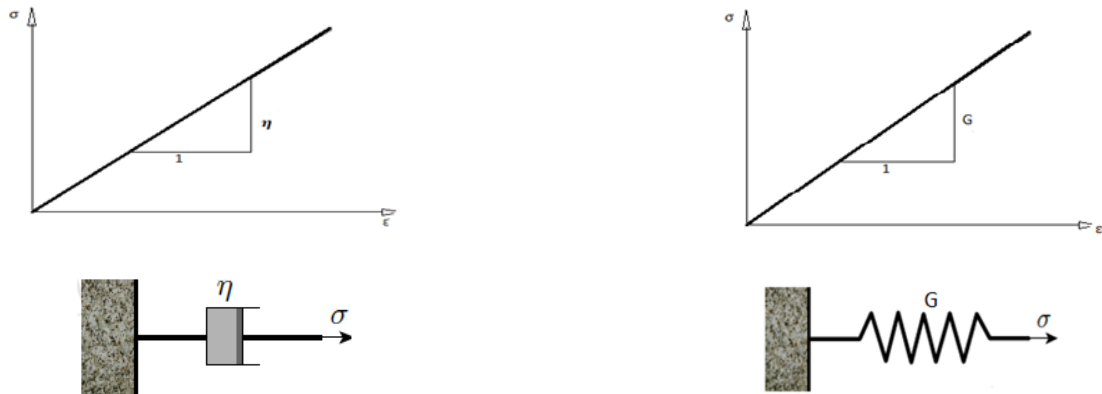


Figure 2-3a : Élément visqueux linéaire (amortisseur) Figure 2-3b : Élément élastique linéaire (ressort)

2.4.2. Un exemple de modèle rhéologique (Maxwell et Kelvin - Voigt):

Le modèle de Maxwell regroupe un amortisseur et un ressort en série celui de Kelvin - Voigt un amortisseur et un ressort en parallèle. Leurs équations respectives sont :

- Maxwell :

$$\frac{\dot{\sigma}}{G} + \frac{\sigma}{\eta} = \dot{\varepsilon} \quad (2.6)$$

- Kelvin ou Voigt :

$$\sigma = G\varepsilon + \eta\dot{\varepsilon} \quad (2.7)$$

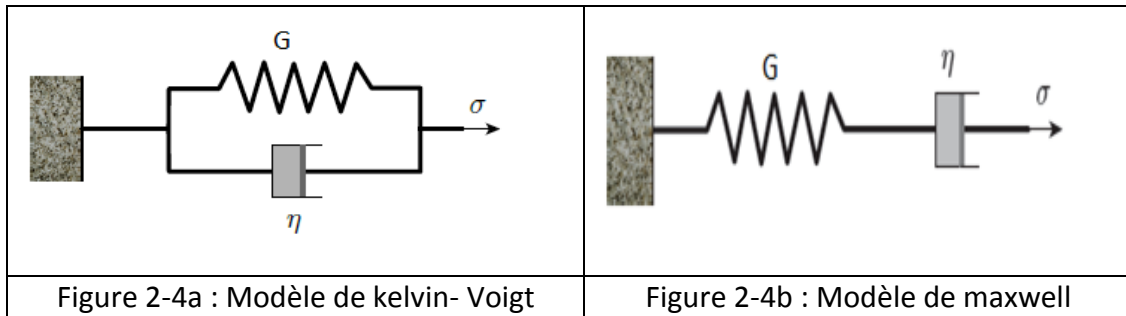
Ces équations sont essentiellement des équations constitutives viscoélastiques à une dimension. Il est utile de les écrire sous forme d'opérateur à l'aide de l'opérateur de temps linéaire différentiel: $\partial t \equiv \partial/\partial t$ ainsi l'équation (2.6) devient :

$$\{\partial t/G + 1/\eta\}\sigma = \{\partial t\}\varepsilon \quad (2.8)$$

L'équation (2.7) devient :

$$\sigma = \{G + \eta\partial t\}\varepsilon \quad (2.9)$$

Avec les opérateurs appropriés entre parenthèses. (George E-Mase, 1970)Figure 2-4a :
Modèle de kelvin- Voigt

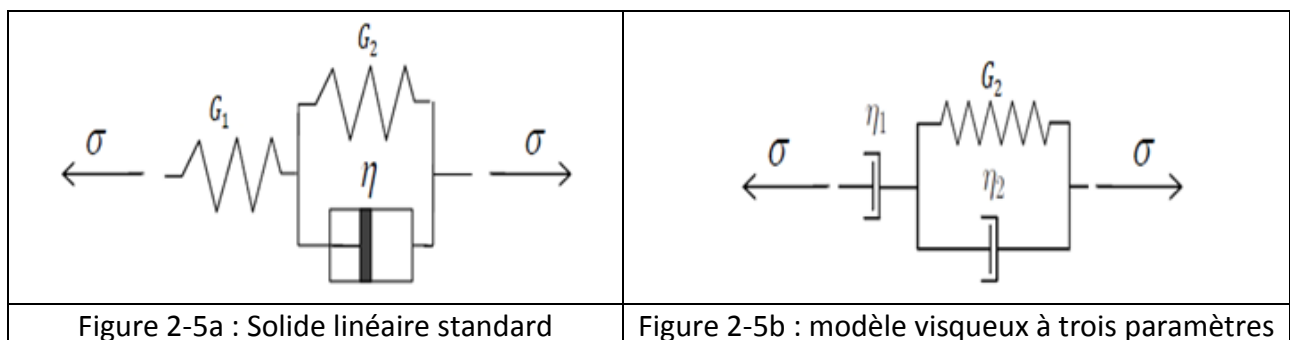


La particularité du modèle de Voigt est de ne pas présenter d'élasticité instantanée. Ceci entraîne que sa fonction de relaxation n'est pas continue et dérivable par morceaux.

2.4.3. Les modèles composés :

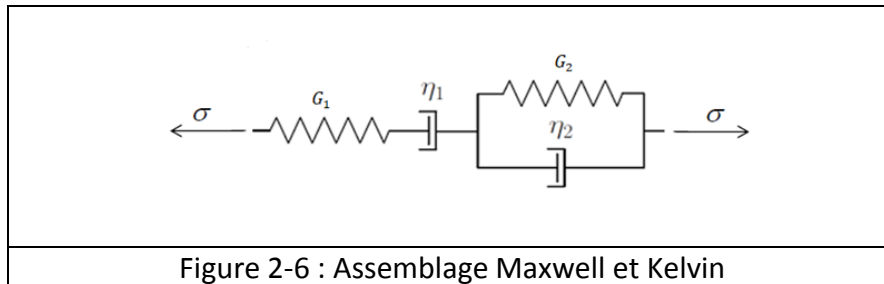
Les modèles simples de Maxwell et kelvin ne permettent pas de représenter complètement le comportement de matériaux réels. Des modèles plus compliqués offrent une plus grande souplesse dans la représentation de la réponse des matériaux réels. Un modèle à trois paramètres construit à partir de deux ressorts et d'un amortisseur, appelé Le solide linéaire standard est illustré à la figure 2.5a. Un modèle visqueux à trois paramètres consistant en deux amortisseurs et un ressort est présenté en figure 2-5b.

Il convient de noter que, du point de vue de la forme de leurs équations constitutives, une unité Maxwell en parallèle avec un ressort est analogue au solide linéaire standard de la figure 2.5a et une unité Maxwell en parallèle avec un amortisseur est analogue à la visqueuse modèle de figure 2-5b (George E-Mase, 1970).)



Un modèle à quatre paramètres composés de deux ressorts et de deux amortisseurs peut être considéré comme une unité Maxwell en série avec une unité Kelvin, comme l'illustre la figure 2-6 ci-dessous. Il existe plusieurs formes équivalentes à ce modèle. Le modèle à quatre paramètres est capable de tous les trois des modèles de repense viscoélastiques de base. Ainsi, il incorpore (réponse élastique instantanée) en raison du ressort libre E (flux

visqueux) en raison d'un amortisseur libre η et enfin (réponse élastique retardée) de l'unité de Kelvin.



L'équation de contrainte de déformation pour n'importe lequel des modèles à trois ou quatre paramètres de la forme générale.

$$p_2\ddot{\sigma} + p_1\dot{\sigma} + p_0\sigma = q_2\ddot{\varepsilon} + q_1\dot{\varepsilon} + q_0\varepsilon \quad (2.11)$$

Où le pi et qi sont des coefficients constitués de la composée des G et des N et dépendent de la disposition spécifique des éléments dans le modèle. La forme de l'opérateur (2-7) est écrite :

$$\{p_2\partial_t^2 + p_1\partial_t + p_0\}\sigma = \{q_2\partial_t^2 + q_1\partial_t + q_0\}\varepsilon \quad (2.12)$$

2.4.4. Modèles généralisés. Équation différentielle linéaire :

2.4.4.1. Modèle de Maxwell généralisé :

Le solide linéaire standard est un cas particulier du modèle de maxwell généralisé qui est composé de m modèle de maxwell assemble en parallèle. une branche parallèle supplémentaire constitué simplement d'un ressort assure que la recouvrance est total, ce qui correspond a un comportement « solide » (figure 2-7),la contrainte totale est la résultante des contraintes sur chaque unité, et ainsi de :

$$\sigma = \frac{\dot{\varepsilon}}{\partial_t/G_1 + 1/\eta_1} + \frac{\dot{\varepsilon}}{\partial_t/G_2 + 1/\eta_2} + \dots + \frac{\dot{\varepsilon}}{\partial_t/G_N + 1/\eta_N} \quad (2.13)$$

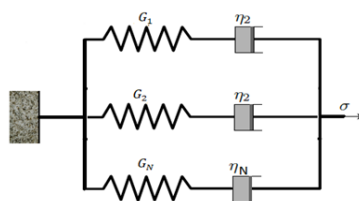


Figure 2-7 : Modèle de Maxwell généralisé (Salençon, 2016).

2.4.4.2. Modèle de Kelvin généralisé :

De la même façon de solide linéaire standard est un cas particulier de modèle de Kelvin généralisé, qui est composé de n modèle de Kelvin assemblés en série avec un ressort qui apporte l'élasticité instantanée (figure 2-8). La contrainte totale de ce modèle est égale à la somme des taches individuelles en unités de kelvin. L'équation constitutive est donc l'équation sous forme d'opérateur :

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{\{G_1 + \eta_1 \partial_t\}} + \frac{\sigma}{G_2 + \eta_2 \partial_t} + \dots + \frac{\sigma}{G_N + \eta_N \partial_t} \quad (2.14)$$

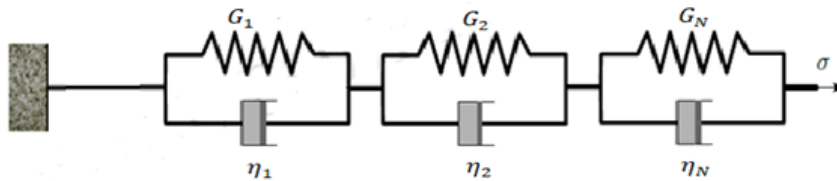


Figure 2-8 : Modèle de Kelvin généralisé (Salençon, 2016)

Pour les modèles spécifiques (2.13) et (2.14), il en résulte une équation de la forme :

$$p_2 \sigma + p_1 \dot{\sigma} + p_0 \ddot{\sigma} \dots = q_2 \varepsilon + q_1 \dot{\varepsilon} + q_0 \ddot{\varepsilon} \quad (2.15)$$

Qui peut être exprimé de manière compacte par :

$$\sum_{i=0}^m p_i \frac{\partial^i \sigma}{\partial t^i} = \sum_{i=0}^n q_i \frac{\partial^i \varepsilon}{\partial t^i} \quad (2.16)$$

Cette équation d'opérateur différentiel linéaire peut être écrite symboliquement :

$$\{P\}\sigma = \{Q\}\varepsilon \quad (2.17)$$

Où l'opérateur {P} et {Q} sont définis par :

$$\{P\} = \sum_{i=0}^m p_i \frac{\partial^i}{\partial t^i} \quad , \quad \{Q\} = \sum_{i=0}^n q_i \frac{\partial^i}{\partial t^i} \quad (2.18)$$

2.5. Fluage et relaxation

Les deux expériences de base de la viscoélasticité sont les tests de fluage et de relaxation. Ces tests peuvent être réalisés comme des tests de traction unidimensionnels (compression) ou comme de simples tests de cisaillement. L'expérience de fluage consiste à soumettre instantanément un échantillon viscoélastique à une contrainte σ_0 et à constante de

contrainte ensuite en mesurant la tache (durée de fluage) en fonction du temps. Dans l'expérience de relaxation, une contrainte instantanée ε_0 est imposée et maintenue sur l'échantillon tout en mesurant la contrainte (relaxation) en fonction du temps. Mathématiquement, le fluage et les charges de relaxation sont exprimées en fonction de la fonction de pas unitaire $[U(t - t_1)]$, définie par :

$$[U(t - t_1)] = \begin{cases} 1 & t < t_1 \\ 0 & t > t_1 \end{cases} \quad (2.19)$$

Et montré dans la (figure 2-9)

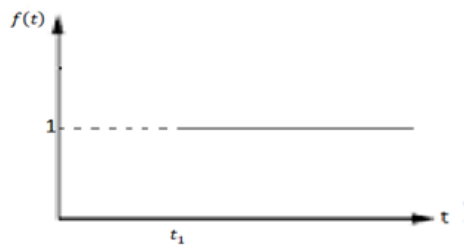


Figure 2-9 : Schématisation mathématique de fluage.

Pour le chargement de fluage,

$$[U(t - t_1)] = \begin{cases} 1 & t < t_1 \\ 0 & t > t_1 \end{cases} \quad (2.19)$$

$$\sigma = \sigma_0 [U(t)] \quad (2.20)$$

Où $[U(t)]$ représente la fonction de pas unitaire appliquée à l'instant $t_1 = 0$. La réponse d'un matériau de Kelvin est déterminée en résolvant l'équation différentielle

$$\dot{\sigma} + \frac{\sigma}{\tau} = \frac{\sigma_0 [U(t)]}{\eta} \quad (2.21)$$

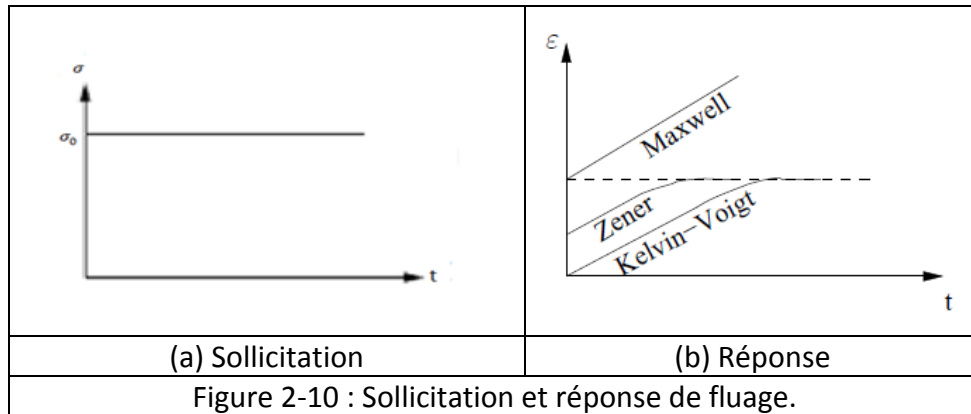
Qui résulte de l'introduction (2.20) en (2.7). Ici $\tau = \eta/G$ est appelé le temps de retard. Pour toute fonction continue du temps $f(t)$, on peut montrer qu'avec t' comme variable d'intégration,

$$\int_{-\infty}^t f(t') [U(t' - t_1)] dt' = [U(t - t_1)] \int_{t_1}^t f(t') dt' \quad (2.22)$$

Au moyen duquel (2.21) peuvent être intégrés pour donner la réponse de fluage de Kelvin

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{G} (1 - e^{-t/\tau}) [U(t)] \quad (2.23)$$

La charge de fluage, ainsi que la réponse de fluage pour les modèles Kelvin et Maxwell (matériaux) sont illustrées à la figure (2-11) ci-dessous.



La relaxation des contraintes qui se produit dans un matériau Maxwell lors de l'application de la déformation

$$\varepsilon = \varepsilon_0[U(t)] \quad (2.24)$$

Est donné par la solution de l'équation différentielle

$$\dot{\sigma} + \frac{\sigma}{\tau} = G\varepsilon_0[\delta(t)] \quad (2.25)$$

Obtenu en insérant la dérivée temporelle de (24) dans (7). Ici $[\delta(t)] = d[U(t)]/dt$ est une fonction de singularité appelée fonction d'impulsion d'unité ou fonction de Dirac delta .by définition

$$[\delta(t - t_1)] = 0, \quad t \neq t_1 \quad (2.26a)$$

$$\int_{-\infty}^{\infty} f(t') [\delta(t' - t_1)] dt = 1 \quad (2.26b)$$

Cette fonction est nulle tous les jours sauf à $t = t_1$ où on dit qu'elle a un pic indéterminé. Pour une fonction continue $f(t)$, on peut montrer que lorsque $t > t_1$,

$$\int_{-\infty}^t f(t') [\delta(t' - t_1)] dt = f(t_1)[U(t - t_1)] \quad (2.27)$$

Avec l'aide de laquelle (2.25) peut être intégré pour donner la relaxation de contrainte maxwell

$$\sigma(t) = G\varepsilon_0 e^{-t/\tau} [U(t)] \quad (2.28)$$

La relaxation des contraintes pour un matériau kelvin est donnée directement en insérant $\dot{\varepsilon} = \varepsilon_0[\delta(t)]$ dans (2.7) pour donner

$$\sigma(t) = G\varepsilon_0[U(t)] + \eta\varepsilon_0[\delta(t)] \quad (2.29)$$

La fonction delta de (2.29) indique qu'il faudrait une contrainte infinie pour produire une déformation finie instantanée dans un corps de Kelvin

2.6. Fonction de fluage, fonction de relaxation. Intégrale héréditaire :

La réponse de fluage de tout matériau (modèle) au chargement de fluage 2454 peut être écrite sous la forme

$$\varepsilon(t) = \Psi(t)\sigma_0 \quad (2.30)$$

Où $\Psi(t)$ est connue sous le nom de fonction de fluage. Par exemple, la fonction de fluage pour le modèle de Kelvin généralisé de la (figure 2.9) est déterminée à partir de (2.14) comme suit

$$\Psi(t) = \sum_{i=1}^N J_i(1 - e^{-t/\tau_i})[U(t)] \quad (2.31)$$

Où $J_i = 1/G_i$ est appelée conformité. Si le nombre d'unités en kelvin augmente indéfiniment, de sorte que $N \rightarrow \infty$, de sorte que l'ensemble fini de constantes (τ_i, J_i) puisse être remplacé par la fonction de conformité continue $J(\tau)$, la fonction de fluage Kelvin devient :

$$\Psi(t) = \int_0^{\infty} J(\tau)(1 - e^{-t/\tau})d\tau \quad (2.32)$$

La fonction $J(\tau)$ est appelée « distribution des temps de retard » ou spectre de retard. Par analogie avec la réponse de fluage, la relaxation des contraintes pour tout modèle soumis à la déformation $\varepsilon = \varepsilon_0[U(t)]$ peut-être écrite sous la forme

$$\sigma(t) = \Phi(t)\varepsilon_0 \quad (2.33)$$

Où $\Phi(t)$ est appelée fonction de relaxation. Pour le modèle généralisé de maxwell de la (figure 2.8), la fonction de relaxation est déterminée à partir de (28) comme suit

$$\Phi(t) = \sum_{i=1}^N G_i e^{-t/\tau_i} [U(t)] \quad (2.34)$$

Ici, comme $N \rightarrow \infty$ la fonction G_τ remplace l'ensemble des constantes (G_τ, τ_i) et la fonction de relaxation est définie par

$$\Phi(t) = \int_0^\infty G_{(\tau)} e^{-t/\tau} d\tau \quad (2.35)$$

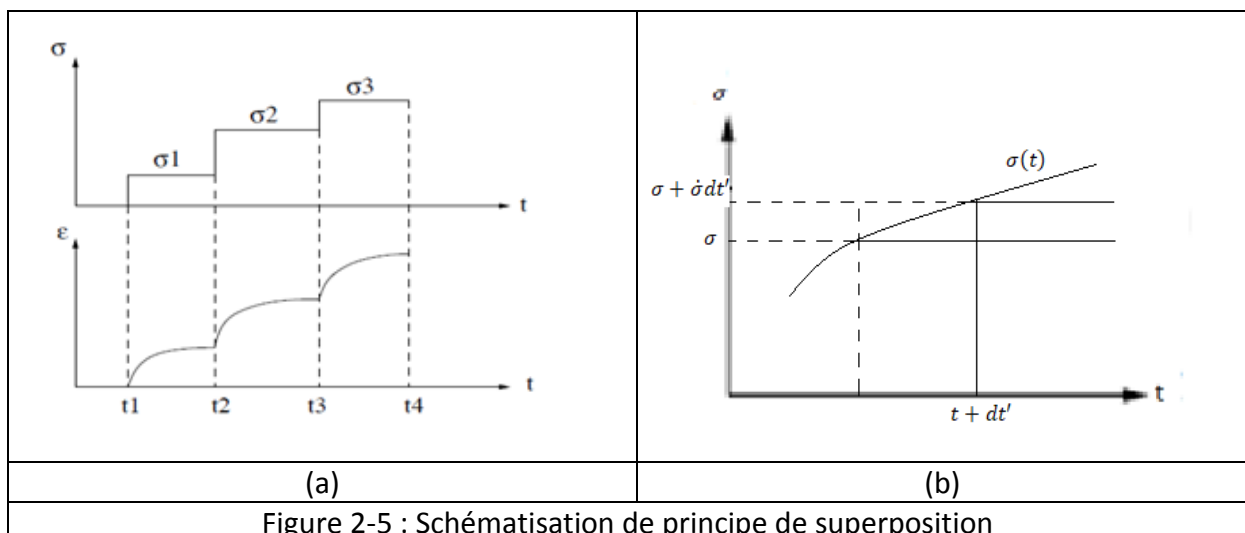
La fonction $G_{(\tau)}$ est appelée « distribution des temps de relaxation » ou spectre de relaxation. En viscoélasticité linéaire, le principe de superposition est valide. Ainsi, « effet » total d'une somme de « causes » est égal à la somme des « effets » de chacune des « causes ». En conséquence, si l'historique des contraintes par paliers de la figure 2.12(a) est appliqué à un matériau pour lequel la fonction de fluage est $\Psi(t)$, la réponse de fluage sera

$$\varepsilon(t) = \sigma_0 \Psi(t) + \sigma_1 \Psi(t - t_1) + \sigma_2 \Psi(t - t_2) + \sigma_3 \Psi(t - t_3) = \sum_{i=0}^3 \sigma_i \Psi(t - t_i) \quad (2.36)$$

Par conséquent, l'historique des contraintes arbitraires $\sigma = \sigma_0 [U(t)]$ de la figure 2.12(b) peut être analysé comme une infinité de charges échelonnées, chacune de magnitude $d\sigma$ et la réponse de fluage donnée par l'intégrale de superposition

$$\varepsilon(t) = \int_{-\infty}^t \frac{d\sigma(t')}{dt'} \Psi(t - t') dt' \quad (2.37)$$

De telles intégrales sont souvent appelées intégrales héréditaires, car on considère que la tache dépend à tout moment de l'historique du stress.



Pour un matériau initialement "mort", c'est-à-dire totalement exempt de contrainte et de contrainte au temps zéro, la limite inférieure de (2.37) peut être remplacée par zéro et la valeur de fluage exprimée en

$$\varepsilon(t) = \int_0^t \frac{d\sigma(t')}{dt'} \Psi(t - t') dt' \quad (2.38)$$

De plus, si la contrainte implique une discontinuité par étape de magnitude σ_0 à $t = 0$, (2.38) est habituellement écrite sous la forme

$$\varepsilon(t) = \sigma_0 \Psi(t) + \int_0^t \frac{d\sigma(t')}{dt'} \Psi(t - t') dt' \quad (2.39)$$

Suivant les mêmes arguments que ci-dessus, la contrainte en fonction du temps peut être représentée par une intégrale de superposition impliquant l'historique de la déformation $\varepsilon(t)$ et la fonction de relaxation $\Phi(t)$. Par analogie avec (2.37), la contrainte est donnée par

$$\sigma(t) = \int_{-\infty}^t \frac{d\varepsilon(t')}{dt'} \Phi(t - t') dt' \quad (2.40)$$

Et en ce qui concerne un matériau "mort" à $t = 0$, les intégrales comparables à (38) et (39) sont respectivement

$$\sigma(t) = \int_0^t \frac{d\varepsilon(t')}{dt'} \Phi(t - t') dt' \quad (2.41)$$

et

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \Psi(t) + \int_0^t \frac{d\varepsilon(t')}{dt'} \Psi(t - t') dt' \quad (2.42)$$

Étant donné que l'intégrale de fluage (2-38) ou l'intégrale de relaxation (2.41) peut être utilisée pour spécifier les caractéristiques viscoélastiques d'un matériau donné, il en résulte qu'une relation doit exister entre la fonction de fluage $\Psi(t)$ et la fonction de relaxation $\Phi(t)$. Pas facile à déterminer en général, mais en utilisant la définition de la transformation de Laplace

$$\bar{f}(s) = \int_0^{\infty} f(t) e^{-st} dt \quad (2.43)$$

Il est possible de montrer que les transformations $\bar{\Psi}(s)$ et $\bar{\Phi}(s)$ sont liées par l'équation

$$\bar{\Psi}(s)\bar{\Phi}(s) = 1/s^2 \quad (2.44)$$

Où s est le paramètre de transformation

Pour un matériau donné, la complaisance de fluage $\Psi(t)$ ou la fonction de relaxation $\Phi(t)$ peuvent être déterminées expérimentalement. La complaisance de fluage ou le module de relaxation peuvent être utilisés pour évaluer n'importe quel historique de chargement. Cependant, les expériences de fluage et de relaxation ne peuvent pas fournir des renseignements complets sur le comportement mécanique des matériaux viscoélastiques. Ces expériences fournissent généralement des données de test concernant le comportement d'un matériau dans la plage de temps de 10 secondes à 10 années. (Ryckelynck et al., 2014).

L'annexe A comporte un ensemble des applications pour exercice de compréhension de ce qui se trouve dans ce chapitre.

2.7. Conclusion

La viscoélasticité linéaire caractérise le comportement élastique et dissipatif d'un matériau en petites déformations. Celle-ci peut être considérée à différentes échelles.

Ce chapitre présente les principes généraux de la viscoélasticité linéaire comme comportement décrivant avec une bonne précision le phénomène de fluage. Les déformations induites par un état de chargement constant ou réciproquement les contraintes résultant d'un état de déformation constante ont été formulées par des équations mathématiques simples donnant ainsi des modèles connus dans la littérature de la mécanique des milieux continus.

Le chapitre suivant constitue notre contribution proprement dite qui est la modélisation numérique de phénomène de fluage par le logiciel ANSYS.

2.8. Références bibliographiques.

1. Moreau, A. (2007). Identification de propriétés viscoélastiques de matériaux polymères par mesures de champs de réponses en fréquence de structures. Thèse de doctorat. Rouen, INSA. France.

2. Ryckelynck, D., Cantournet, S., Maziere, M., Proudhon, H., Bouchard, P.-O, Cailletaud, G. (2014). Mécanique des matériaux solides.
3. Salençon, J. (2009). Viscoélasticité pour le calcul des structures. Editions Ecole Polytechnique.
4. George E-Mase, (1970). "Theory and problems of continuum mechanics". Série Schaum. Chapitre 9.

Chapitre 03 : Étude numériques et paramétriques de fluage

3.1 Introduction

3.2 Présentation de l'outil d'analyse numérique ANSYS

3.3 Modélisation de l'essai œdométrique via ANSYS Multiphysics

3.3.1 Création du modèle sur ANSYS Multiphysics

3.3.2 Contraintes initiales

3.3.3 Maillage

3.3.4 Conditions aux limites

3.3.5 Prise en compte du fluage unidimensionnel

3.4 Modélisation numérique de fluage en compression œdométrique : Application à l'argile de Cubzac les Ponts

3.4.1 Description de site et de cas d'étude.

3.4.2 Données sur le site

3.4.3 Déterminations des paramètres

3.4.4 Distribution des contraintes et déformations verticales

3.4.5 Comparaison des résultats expérimentaux à la modélisation

3.5 Études paramétriques

3.5.1 Influence du maillage

3.5.2 Influence du module de Young et coefficient de poisson

3.5.2.1. Module de Young E

3.5.2.2. Coefficient de Poisson ν

3.5.3. Étude de l'influence des paramètres de fluage

3.5.4. Influence des conditions de drainage

3.5.4.1. La hauteur de l'échantillon H

3.5.4.2. Le diamètre de l'échantillon D

3.6 Confrontation des résultats obtenus avec les résultats du programme de calcul par élément finis ROSALIE-Groupe 9

3.6.1. Propriétés de sol pour le calcul

3.6.2. Résultats des calculs

3.7 Conclusion

3.8 Références bibliographiques

3.1 Introduction

L'expression du fluage en 1D est la plus simple à poser du point de vue de la modélisation, et à observer du point de vue de l'identification expérimentale. A chaque niveau de contrainte, la déformation obtenue est principalement composée d'une consolidation primaire, avec la dissipation des surpressions interstitielles, et d'une consolidation secondaire attribuée généralement au fluage (Zhao et al., 2016), ce dernier peut être étudié numériquement par une analyse par élément finis. Dans ce chapitre le logiciel ANSYS a été utilisé.

Après une description globale de l'outil ainsi que la démarche à suivre pour l'étude numérique de phénomène de fluage, le chapitre comporte une étude numérique approfondie de l'évolution des déformations sous différents paliers de chargement. La valorisation de cette étude a été menée par une comparaison aux travaux expérimentaux issus de la littérature (Félix, 1980).

Nous avons aussi effectué des études paramétriques afin d'apprécier l'effet de plusieurs paramètres (géométrique, mécanique et phénoménologique).

Le chapitre se termine par l'étude d'un cas réel (Babchia et Magnan, 1986) et des conclusions relatives à ce travail de fin d'études.

3.2 Présentation de l'outil d'analyse numérique ANSYS :

ANSYS est un programme d'analyse par éléments finis notamment en génie mécanique et civil, deux environnements logiciels permettent de mettre en œuvre le code ANSYS :

- ANSYS classic : première solution logicielle développée par le constructeur. Elle est destinée à la construction de modèles éléments finis à la géométrie simple, facilement constructible à l'aide d'opérations basiques. À partir de cet environnement, l'utilisateur construit directement un modèle éléments finis en utilisant le langage de script APDL (ANSYS Parametric Design Language), elle est donc destinée à des utilisateurs compétents dans le domaine de la simulation numérique. (Krishna 2009), (<https://fr.wikipedia.org/wiki/ANSYS>)
- ANSYS Workbench : cette plate-forme propose une approche différente dans la construction d'un modèle en réutilisant le code ANSYS initial. Elle est particulièrement adaptée au traitement de cas à la géométrie complexe (nombreux corps de pièces) et aux utilisateurs non confirmés dans le domaine du calcul. Dans cet environnement, l'utilisateur travaille essentiellement sur une géométrie et non plus sur le modèle lui-

même. La plateforme est donc chargée de convertir les requêtes entrées par l'utilisateur en code ANSYS avant de lancer la résolution. Le modèle éléments finis généré reste néanmoins manipulable en insérant des commandes propres au code ANSYS.
<https://fr.wikipedia.org/wiki/ANSYS>

ANSYS comporte plusieurs modules (produits) :

- ANSYS structural : ce produit permet d'effectuer des simulations mécaniques en calcul de structures. Ses principales capacités sont : l'analyse statique ; l'analyse modale ; l'analyse harmonique (réponse forcée) ; l'analyse temporelle ; la gestion de différentes situations non-linéaires (contacts, plasticité matériaux, grands déplacements ou grandes déformations).
- ANSYS Mechanical : ce produit dispose des mêmes capacités qu'ANSYS structural, en y ajoutant notamment un solveur thermique, avec modélisation du rayonnement.
- ANSYS/CFX et Fluent : ces deux logiciels permettent d'effectuer des simulations en matière de mécanique des fluides. Fluent est un solveur ne comporte pas de manilleur, il est très utilisé dans l'industrie et la R&D(Recherche et développement) à travers le monde. Il est souvent considéré comme une référence dans le domaine de la modélisation fluide. L'un des intérêts de ce logiciel de simulation généraliste, est qu'il dispose d'un nombre relativement important de modèles, pouvant faire face à divers aspects de la mécanique des fluides : écoulements diphasiques, turbulence, combustion, transport de particules, écoulements en milieux poreux, maillages mobiles et dynamiques avec reconstruction du maillage, entre autres. (Frank et al. 2010)
Fluent est parallélisé et permet de tirer parti de systèmes multiprocesseurs aussi bien au sein d'une seule machine qu'en réseau (cluster, dualcore, plateforme multi-CPU).
- ANSYS/AUTODYN et ANSYS LS-DYNA : ces logiciels possèdent des solveurs utilisant les formulations explicites des équations à résoudre, contrairement aux produits précédemment cités. Leur domaine d'application est réservé aux modélisations mettant en jeu des situations mécaniques aux très larges déformations. (Arriaga et al. 2010)
- ANSYS Electromagnetics et Ansoft : ce produit permet de résoudre des modélisations mettant en jeu des phénomènes électromagnétiques. (Koukharenko et al. 2006)
- ANSYS Multiphysics : ce produit rassemble l'ensemble des capacités d'ANSYS en matière de simulation numérique implicite (Ramadan et al. 2009)

Parmi tous ces produits on va utiliser ANSYS Multiphysics dans notre étude et le code qu'on va utiliser s'agit de ANSYS Classic et non pas ANSYS Workbench

ANSYS apporte des solutions à de nombreux problèmes auxquels nous sommes confrontés au cours du processus de conception. Le code d'éléments finis ANSYS suscite l'intérêt des chercheurs, notamment dans des applications structurales (Mahmoud 2016), (Kada et al. 2013), Thermique et de fluide (Belhocine 2012), acoustique et électromagnétique (Ennassiri et al. 2016), Géotechniques (Lenk 2009), (Dahhaoui et al. 2018), (Smail et al. 2017), (Smail et al. 2009).

3.3 Modélisation de l'essai œdométrique

Dans cette partie, on modélise l'essai œdométrique par logiciel d'éléments finis ANSYS. La simulation de l'essai a été effectuée dans une configuration axisymétrique en analyse mécanique, en prenant en considération la déformation verticale en fonction du temps.

L'analyse comporte deux étapes distinctes :

- Géométrie, chargement et conditions aux limites (input)
- Résultats (output)

3.3.1 Création du modèle sur ANSYS Multiphysics :

Pour commencer l'étude, on a créé un modèle géométrique qui représente l'éprouvette du sol sous l'œdomètre ayant pour dimensions 50 mm de largeur et 20 mm de hauteur comme le montre la (figure 3-1).

Puis, on a fait le maillage et on a défini les conditions aux limites pour initialiser le calcul (Figure 3-2).

3.3.2 Contraintes initiales :

Les conditions aux limites hydrauliques sont montrées sur le contour de l'échantillon (haut, bas, à gauche et à droite) les deux parois sont non drainées pour cela on utilise la frontière de consolidation fermée, en d'autres termes, l'eau ne peut pas s'écouler à travers ces limites. Par contre, le bas de l'échantillon est drainé, donc l'eau peut s'échapper à travers cette limite. (Figure 3-3).

- ❖ Les conditions hydrauliques sont représentées par les faces supérieure et inférieure drainées qui peuvent simuler les rôles des pierres poreuses.

- ❖ L'échantillon est complètement saturé, le niveau de la nappe phréatique coïncide avec la surface de l'échantillon.

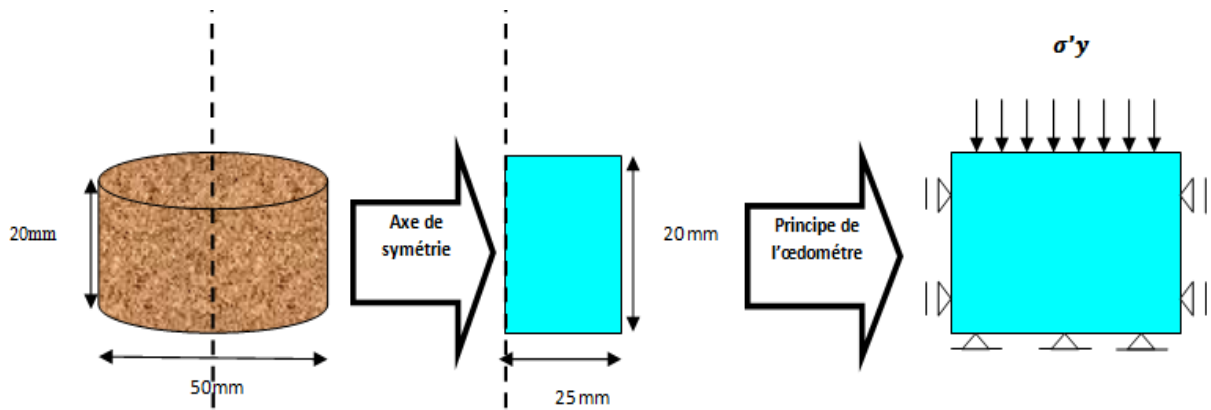


Figure 3-1 : Création du modèle géométrique de l'éprouvette (2D)

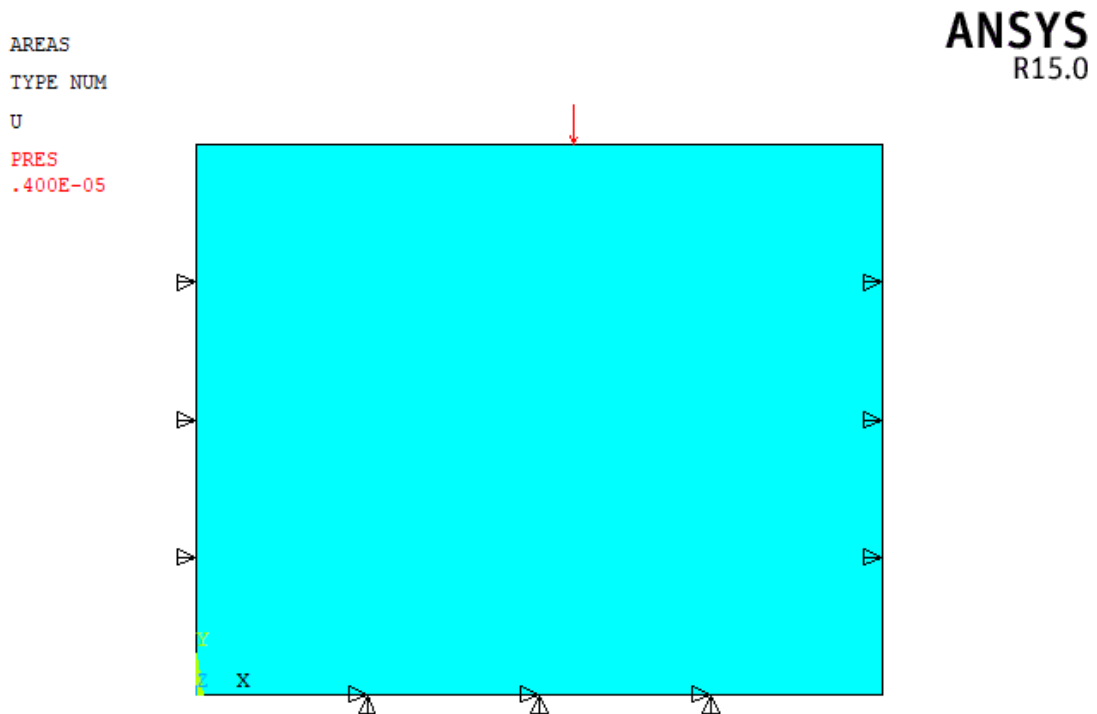


Figure 3-2 : Création du modèle géométrique de l'éprouvette

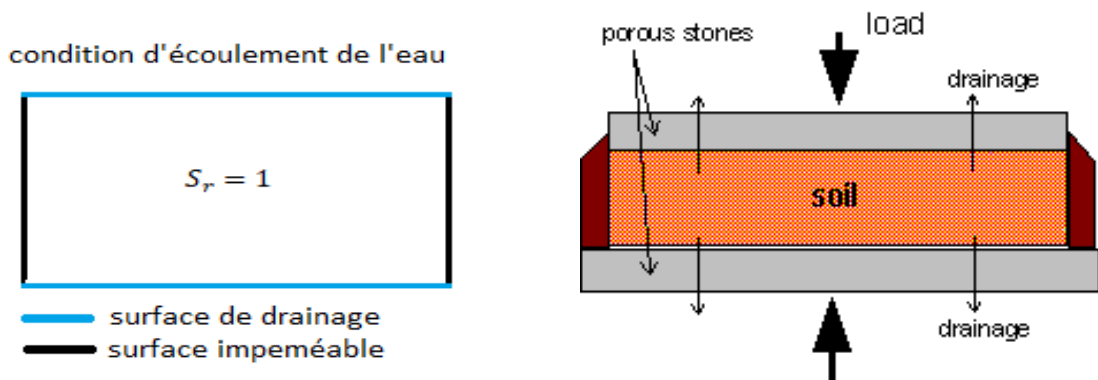


Figure 3-3 : Les conditions aux limites hydrauliques (Haouzi 2013)

3.3.3 Maillage :

Une fois la géométrie est créée, on a fait le maillage. Il s'agit d'un maillage progressif. L'éprouvette du sol a été maillée par des éléments surfaciques à 4 nœuds avec deux degrés de liberté à chaque nœud (PLANE182). (Figure3-4).

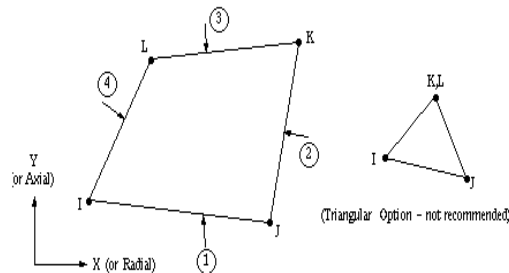


Figure 3-4 : Élément utilisé pour le maillage cas 2D (Guide ANSYS référence 15)

L'ANSYS Multiphysics effectue un maillage automatique (par défaut). Si on aurait besoin de le raffiner, on doit intervenir dans le changement des paramètres choisis par défaut. La figure 3-5 donne un maillage de l'éprouvette en 2D.

ELEMENTS

ANSYS
R15.0

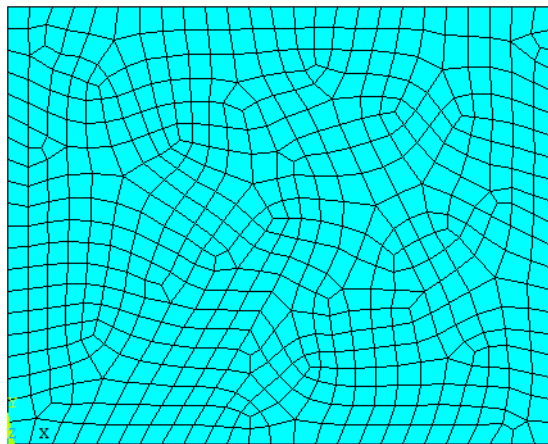


Figure 3-5 : Maillage d'une éprouvette en 2D nœuds 581 éléments 535

3.3.4 Conditions aux limites :

Les conditions aux limites imposées à l'éprouvette sont les suivantes (Figure 3-6) :

- Le bas de l'éprouvette est totalement bloqué dans toutes les directions, rotation et translation par rapport aux axes principaux x et y.
- Les deux côtés de l'éprouvette sont bloqués en rotation et translation par rapport à l'axe x

- Pour simuler un essai, nous avons appliqué une contrainte verticale σ_y à la partie haute de l'échantillon, cette contrainte est une charge surfacique, appliqué sur la face supérieure de l'éprouvette. Lors du calcul, le logiciel ANSYS va distribuer cette charge surfacique sur les nœuds pour avoir des charges nodales.
- Avec les conditions aux limites appliquées, l'éprouvette est considérée comme une couche verticale est nulle ($\varepsilon_y \neq 0$), c'est la modélisation la plus réaliste.

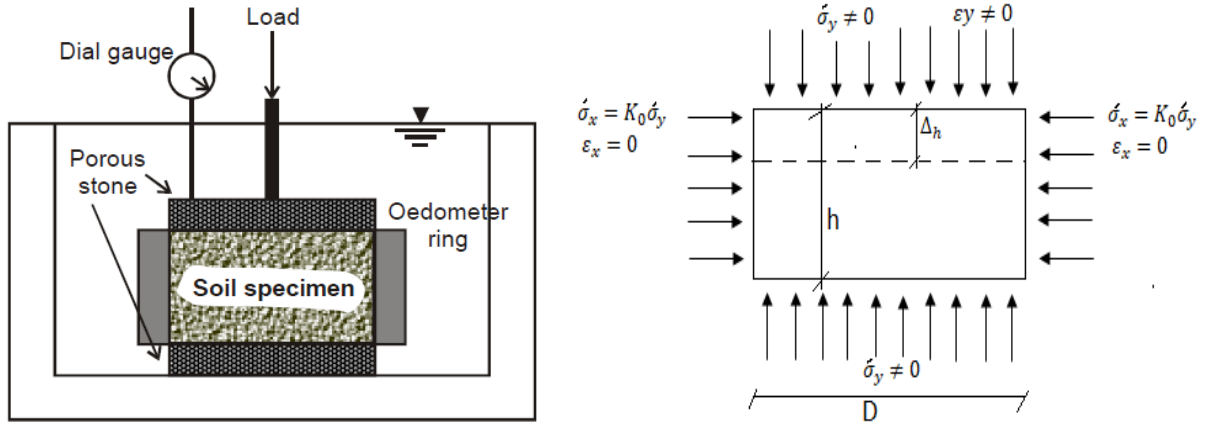


Figure 3-6 : Test de l'œdomètre

Tableau 3.1 : Conditions aux limites imposées.

Face	Déplacement	Valeurs	Rotation	Valeurs
Le bas	U_x, U_y	0	θ_x, θ_y	0
Les deux cotés	U_x	0	θ_x	0
	U_y	Libre	θ_y	Libre
Le haut	U_x, U_y	Libre	θ_x, θ_y	Libre

ELEMENTS
 U
 NFOR
 RFOR
 PRES
 .400E-05

ANSYS
 R15.0

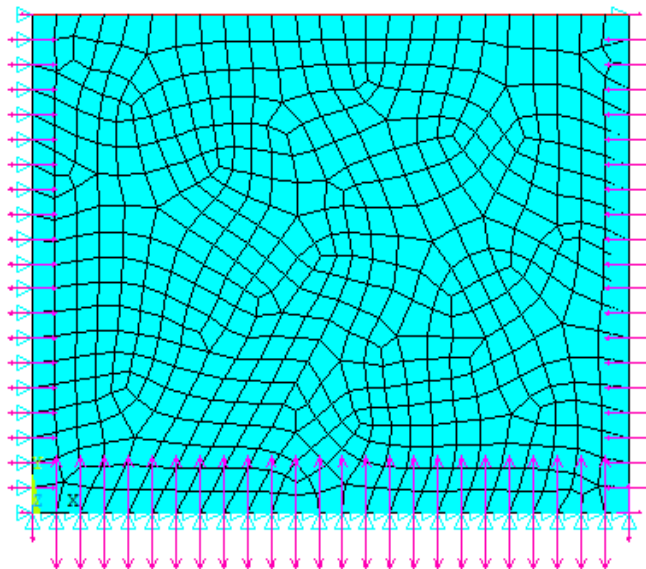


Figure 3-7 : Condition aux limites du modèle.

3.3.5 Prise en compte du fluage unidimensionnel :

Le fluage est la tendance d'un matériau à se déformer progressivement avec le temps sous une charge constante. Le fluage est plus important lorsque les charges sont élevées.

La relaxation des contraintes est une diminution des contraintes dans un matériau soumis à une contrainte constante.

Le fluage peut être intégré à une analyse par éléments finis de plusieurs manières. L'approche la plus courante consiste à utiliser une loi de fluage, qui définit l'accumulation de la vitesse de déformation de fluage (le taux de déformation de fluage $\dot{\varepsilon}_{cr}$), en fonction de la contrainte, de la déformation, du temps et de la température actuels :

$$\dot{\varepsilon}_{creep} = f_1(\sigma)f_2(\varepsilon)f_3(t)f_4(T)$$

Les tests de fluage sont utilisés pour obtenir des données pour un matériau donné, puis un ajustement de courbe de régression non linéaire est utilisé pour ajuster les données à la loi de fluage.

Des bibliothèques d'équations de taux de déformation de fluage sont incluses dans les sections équations de fluage explicites et équation de fluage implicites.

Ces équations (exprimées sous forme incrémentielle) sont caractéristiques des matériaux utilisés dans les applications de conception de fluage.

Pour obtenir une liste des éléments prenant en charge le comportement de fluage trois types d'équations de fluage sont disponibles :

Fluage primaire

Fluage secondaire

Fluage induit par l'irradiation

3.3.5.1. Modélisation du fluage dans ANSYS :

ANSYS analyse le fluage à l'aide de la méthode d'intégration temporelle implicite et explicite.

- **La méthode implicite :**

La méthode est robuste, rapide, précise et recommandée pour une utilisation générale, en particulier avec des problèmes impliquant une contrainte de fluage importante et une déformation importante. Il contient des dispositions pour inclure les constantes dépendantes de la température. En utilisant à la fois les potentiels de Von Mises et de Hill.

- **La méthode explicite :**

La méthode explicite est utile pour les cas impliquant de très petits pas de temps, tels que les analyses transitoires. Il n'y a pas de disposition pour les constantes dépendant de la température, ni la modélisation simultanée du fluage avec d'autres modèles de matériaux tels que la plasticité. La méthode implicite est plus précise et efficace que la méthode explicite.

Dans cette étude, l'intégration implicite le schéma d'ANSYS est toujours utilisée pour l'incorporation de déformations par fluage. C'est parce que ça la méthode est inconditionnellement stable et peut donc être utilisée pour suivre la réponse jusqu'au stade de l'échec. (Koduret Dwaikat2010)

3.3.5.2. ANSYS modèle de fluage :

Parmi les treize (13) modèles de fluage fournis par logiciel ANSYS (Tableau 3.2), le modèle numéro onze (11) « Combined Time Hardening (CTH) », a été choisi pour définir le comportement local au niveau de la matrice argileuse. Ce choix est justifié parce qu'il peut modéliser le fluage primaire et secondaire, et est capable de prédire la réponse macroscopique de l'argile sous le chemin œdométrique. Cette loi de comportement est basée sur les travaux de (Zienkiewicz et Corneau 1974 cité par Dahhaoui 2018) et sur la théorie unifiée de la plasticité et des déformations de fluage. Le modèle est présenté en format simplifié dans le manuel théorique de logiciel, comme suit :

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_{primaire} + \varepsilon_{secondaire} \quad (3.1)$$

$$\varepsilon_{cr} = \frac{C_1 \sigma^{C_2} t^{C_3+1} e^{-\frac{C_4}{T}}}{(C_3 + 1)} + C_5 \sigma^{C_6} t e^{-\frac{C_7}{t}} \quad (3.2)$$

Avec :

ε_{cr} = déformation microscopique de fluage.

σ = contrainte verticale

T = température

$C_{i(i=1.7)}$ = les paramètres de fluage dépendant du matériau

t = le temps

Tableau 3.2 : Modèles de fluage comme indiqué dans le guide d'ANSYS.

Modèle	Nom	Equation	Type
1	Strain Hardening	$\dot{\varepsilon}_{cr} = C_1 \sigma^{C_2} \varepsilon_{cr}^{C_3} e^{C_4/T}$	Primary
2	Time Hardening	$\dot{\varepsilon}_{cr} = C_1 \sigma^{C_2} t^{C_3} e^{-C_4/T}$	Primary
3	Generalized Exponential	$\dot{\varepsilon}_{cr} = C_1 \sigma^{C_2} r e^{-rt}, r = C_5 \sigma^{C_3} e^{-C_4/T}$	Primary
4	Generalized Graham	$\dot{\varepsilon}_{cr} = C_1 \sigma^{C_2} (t^{C_3} + C_4 t^{C_5} + C_6 t^{C_7}) e^{-C_8/T}$	Primary
5	Generalized Blackburn	$\dot{\varepsilon}_{cr} = f(1 - e^{-rt}) + gt$ $f = C_1 e^{C_2 \sigma}, r = C_3 \left(\frac{\sigma}{C_4}\right)^{C_5}, g = C_6 e^{C_7 \sigma}$	Primary
6	Modified Time Hardening	$\varepsilon_{cr} = C_1 \sigma^{C_2} t^{C_3+1} e^{-\frac{C_4}{T}} / (C_3 + 1)$	Primary
7	Modified Strain Hardening	$\dot{\varepsilon}_{cr} = \{C_1 \sigma^{C_2} [(C_3 + 1) \varepsilon_{cr}]^{C_3}\}^{1/(C_3+1)} e^{-C_4/T}$	Primary
8	Generalized Garofalo	$\dot{\varepsilon}_{cr} = C_1 [\sinh(C_2 \sigma)]^{C_3} e^{-C_4/T}$	Secondary
9	Exponential from	$\dot{\varepsilon}_{cr} = C_1 e^{\sigma/C_2} e^{-C_3/T}$	Secondary
10	Norton	$\dot{\varepsilon}_{cr} = C_1 \sigma^{C_2} e^{-C_3/T}$	Secondary
11	Combined Time Hardening (CTH)	$\varepsilon_{cr} = \frac{C_1 \sigma^{C_2} t^{C_3+1} e^{-\frac{C_4}{T}}}{(C_3 + 1)} + C_5 \sigma^{C_6} t e^{-\frac{C_7}{t}}$	Primary Secondary
12	Rational polynomial	$\dot{\varepsilon}_{cr} = C_1 \frac{\partial \varepsilon_c}{\partial t}, \varepsilon_c = \frac{cpt}{1 + pt} + \dot{\varepsilon}_m t$ $\dot{\varepsilon}_m = C_2 10^{C_3} \sigma^{C_4}$ $c = C_7 \dot{\varepsilon}_m^{C_8} \sigma^{C_9}, p = C_{10} \dot{\varepsilon}_m^{C_{11}} \sigma^{C_{12}}$	Primary Secondary
13	Generalized Time Hardening	$\varepsilon_{cr} = f t^r e^{C_6/T}$ $f = C_1 \sigma + C_2 \sigma^2 + C_3 \sigma^3$ $r = C_4 + C_5 \sigma$	Primary

3.4 Etudes numérique de fluage en compression œdométrique : Application a l'argile de Cubzac les Ponts :

3.4.1 Description de site et de cas d'étude.

Cette étude trouve son intérêt car l'ensemble des résultats obtenus seront validés avec le comportement expérimental observé sur un site réel. Il s'agit de la campagne d'étude de remblai sur sols mous sur un site expérimentale situé dans la commune de Cubzac-les-Ponts au nord de Bordeaux, en bordure de la Dordogne comme le montre la figure 3-8., le site a été décrit en détail par Magnan et al. 1978

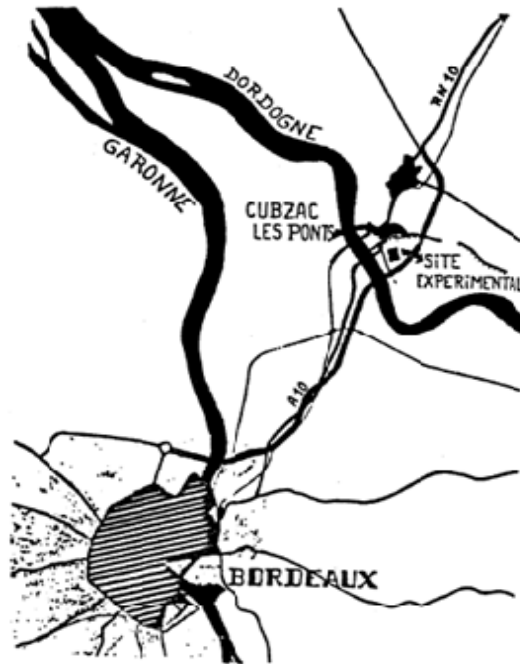


Figure 3-8 : Localisation du site expérimental de Cubzac-les-ponts (Magnan et al. 1978)

3.4.2 Données sur le site :

3.4.2.1 Généralité du site Cubzac-Les -Pontes :

Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), en collaboration avec le Laboratoire régional des Ponts et Chaussées de Bordeaux, suit à Cubzac-les-Ponts plusieurs remblais expérimentaux sur sol compressible depuis les années soixante-dix. La Figure 3-9 présente la coupe géologique de ce site :

- une mince couche de terre végétale d'une épaisseur environ de 0,3 m.
- une couche d'argile limoneuse d'épaisseur de 2 m, formant une croûte surconsolidé et altérée,
- une couche d'argile molle grise plus ou moins organique dont l'épaisseur atteint 8 m.
- le substratum constitué d'une couche de grave reposant sur des roches marneuses ou calcaires.

Ce site expérimental est situé dans la commune de Cubzac-les-Ponts en bordure de l'autoroute A10 (« Aquitaine »), sur la rive droite de la Dordogne (Reiffsteck, 2008)

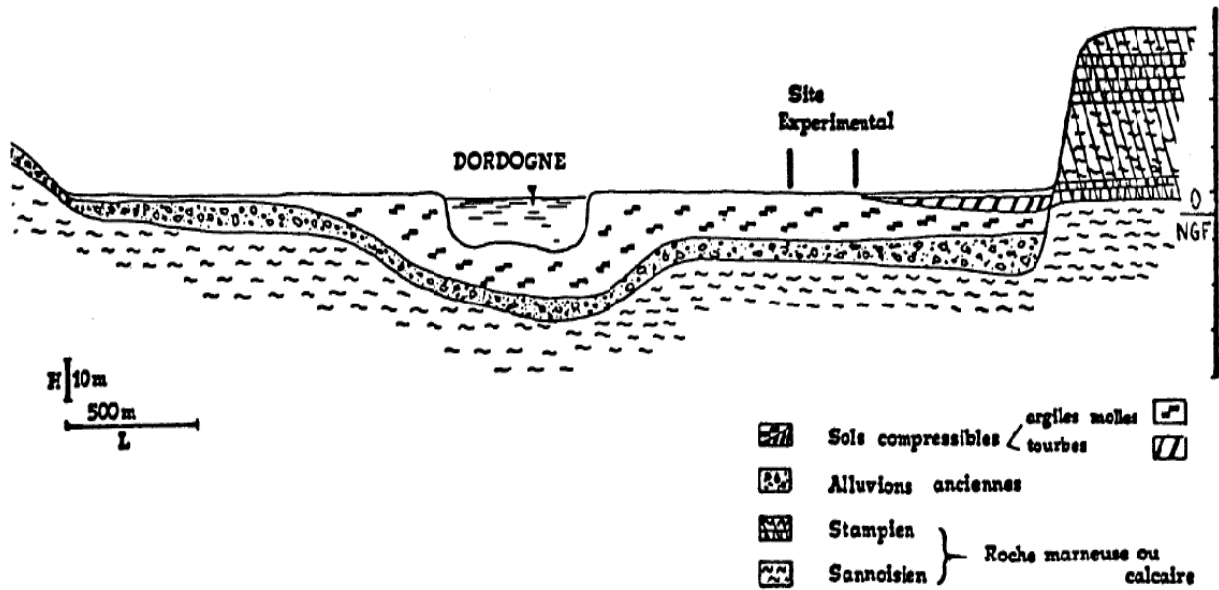


Figure 3-9 : Coupe géotechnique transversale de la vallée de la Dordogne à la hauteur de Cubzac-les-Ponts (Magnan et al. 1978)

3.4.2.2 Caractéristique des matériaux :

Le tableau 3.3 représente les différentes caractéristiques du matériau de sondage A23 entre 4 et 5 mètres de profondeur sous le remblai B du site expérimental de Cubzac-les-Ponts (Figure 3-10). Ce sondage nous intéresse car nous disposons des travaux expérimentaux de Félix en 1980.

Tableau 3.3 : Récapitule les caractéristiques d'identification et de compressibilité des échantillons (Félix 1980).

Numéro de l'échantillon	1	2	3	4
Charge appliquée constante (kPa)	40	80	160	320
Profondeur de prélèvement (m)	4,73 à 4,73	4,73 à 4,78	4,68 à 4,73	4,74 à 4,48
Poids volumique du sol sec (kN/m ³)	8,45	8,12	7,3	7,74
Teneur en eau initial (%)	77,1	80,2	91,8	85,6
Degré de saturation initial (%)	95	94	93	94
Indice des vides initial (-)	2,13	2,27	2,63	2,43
Teneur en eau finale (%)	74	71,1	59,8	50,9
Degré de saturation finale (%)	96	99	99	—
Indice des vides final (-)	1,93	1,83	1,52	1,12

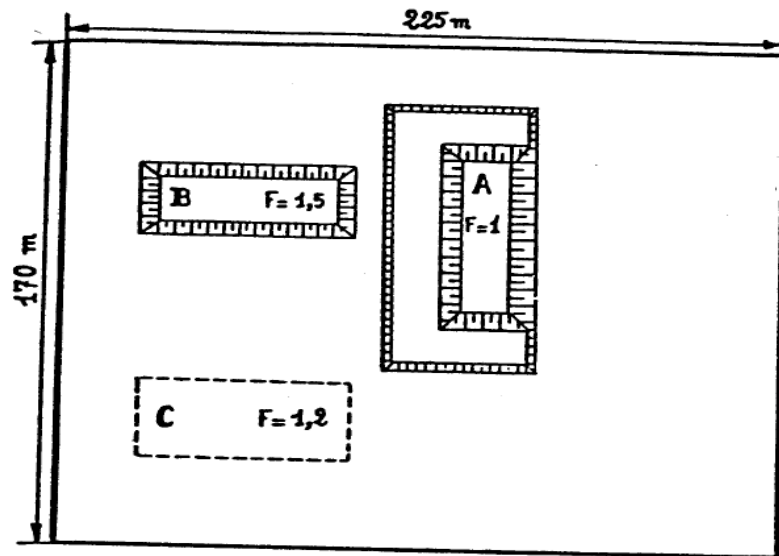


Figure 3-10 : Implantation des remblais du site expérimental de Cubzac-les-ponts (Magnan et al. 1978)

3.4.3 Détermination des paramètres de fluage C_i :

Le code d'élément finis ANSYS15 (2D) a été utilisé dans la formulation numérique du problème. Le modèle est créé à partir de données présentées ci-avant, avec une représentation 2D d'une géométrie rectangulaire le maillage utilisé est constitué par des éléments surfaciques PLANE182 (4 nœuds, 2 degrés de liberté).

Le modèle comporte 581 éléments, 535 nœuds, et permettent de ne pas alourdir le calcul tout en gardant une bonne précision au niveau des résultats.

Selon ANSYS help l'élément peut être utilisé en tant qu'élément plan ou en tant qu'élément axisymétrique. Et fournit également des résultats précis pour des matériaux doués au fluage.

Étant donné que l'argile du Cubzac-les-Ponts dont composée d'une vase vert-gris contenant quelques inclusions de débris végétaux très décomposés de couleur brunâtre. L'identification des paramètres du modèle « CTH », caractérisant le comportement local de la matrice argileuse, est générée par un outil d'ajustement à partir des résultats de test expérimental, en se basant sur le principe d'une régression non linéaire. Les paramètres obtenus sont répertoriés dans tableau 3.4. Ces derniers seront utilisés dans le modèle dit de référence dans la suite de ce projet de fin d'études.

Tableau 3.4 : Propriétés mécanique des constituants locales

Échantillon	Propriétés mécaniques						
	Paramètres élastiques		Paramètres de calcul de Fluage				
	E (MPa)	ν	C ₁	C ₂	C ₃	C ₅	C ₆
1	0,0132	0,35	1,4e-3	0,0095	-0,98	1,32e-10	6,00e-5
2	0,0132	0,35	3,5e-3	0,0095	-0,98	1,32e-10	6,00e-5
3	0,0132	0,35	9,3e-3	0,0095	-0,98	1,32e-10	6,00e-5
4	0,0132	0,35	1,0e-2	0,0095	-0,98	1,32e-10	6,00e-5

En outre, l'effet de la température n'est pris en compte dans notre étude, par conséquent les coefficients C₄ et C₇ sont considérés nuls.

3.4.4 Distribution des déplacements verticaux :

Cette étude est fondée sur les essais réalisés sur des échantillons numérotés de 1 à 4, chargés respectivement sous des charges de 40, 80, 160 et 320 kPa, instantanément et en une seule fois. La figure 3-11 représente la distribution de déplacement vertical pour différents temps (0, 6 mois, 12 mois et 18 mois) sous une charge constante de 40 kPa.

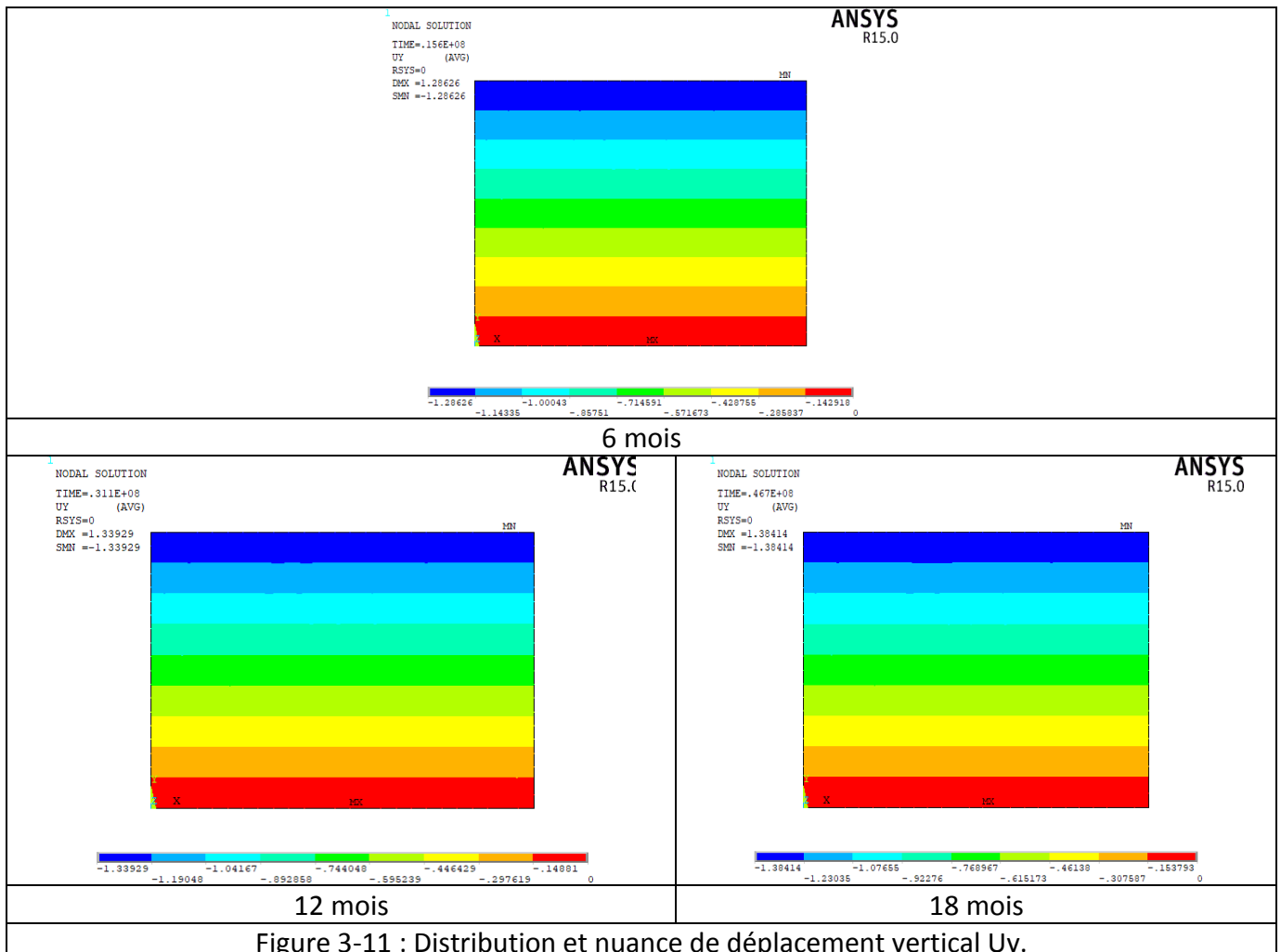


Figure 3-11 : Distribution et nuance de déplacement vertical Uy.

Nous avons enregistré une évolution dans le temps pour les différents cas de charge. Le tableau 3.5 récapitule les valeurs en mm de déplacement maximal pour les différentes configurations.

Tableau 3.5 : Déplacement vertical maximal.

	Déplacement U_y (mm)			
Contrainte (kPa)	40	80	160	320
Temps (Mois)	NUM	NUM	NUM	NUM
0	0	0	0	0
6	1,28626	2,79862	6,1032	7,78508
12	1,33929	2,8746	6,22548	7,90005
18	1,38414	2,9318	6,30725	7,97631

La valeur de déplacement est d'autant plus importante que le chargement augmente. Pour $t = 6$ mois par exemple le doublement de la charge (40 vers 80 kPa) induit une augmentation de 2,15 fois de déplacement, cependant, cette valeur diminue lorsque la charge est très importante (160 vers 320) ne donne que 1,3. Ce résultat est pratiquement le même pour les différents temps (6 mois et 18 mois). [2,23 et 1,27 ; 2.1 et 1.24] respectivement

3.4.5. Comparaison avec des résultats expérimentaux et validation de modèle de référence :

Les courbes de la figure 3-12 montrent l'évolution de la déformation verticale en % en fonction du temps (min). Elle comporte la pour chaque chargement (40 à 320 kPa) les courbes expérimentaux (Félix, 1980) et ceux de l'étude numérique pour le même niveau de la contrainte.

Nous n'avons retenu ici que le résultat de simulation en bonne cohérence avec l'expérimentation. Le calage est fortement influencé par les paramètres C_i mentionnés dans le tableau 3-5 ci-dessus.

Nous enregistrons que pour un niveau de chargement faible une différence entre l'expérimentation et le numérique cette différence est d'autant plus importante que le temps est faible (t inférieur à 4 mois environs). A long terme la stabilisation se converge pratiquement vers la même valeur de déformation.

Conformément au déplacement vertical de la figure 3.11 la déformation en % se trouve doublé pour un chargement doublé (faible chargement) par contre pour de forte incrément 160 vers 320 kPa on constate un passage de 31 vers 41 %.

En conclusion le calage des paramètres C_i montre clairement que le paramètre C_1 est un paramètre intrinsèque de sol ce qui explique aussi la variabilité spatiale des paramètres de ce site. Les autres paramètres restent les mêmes une fois le calage est correct.

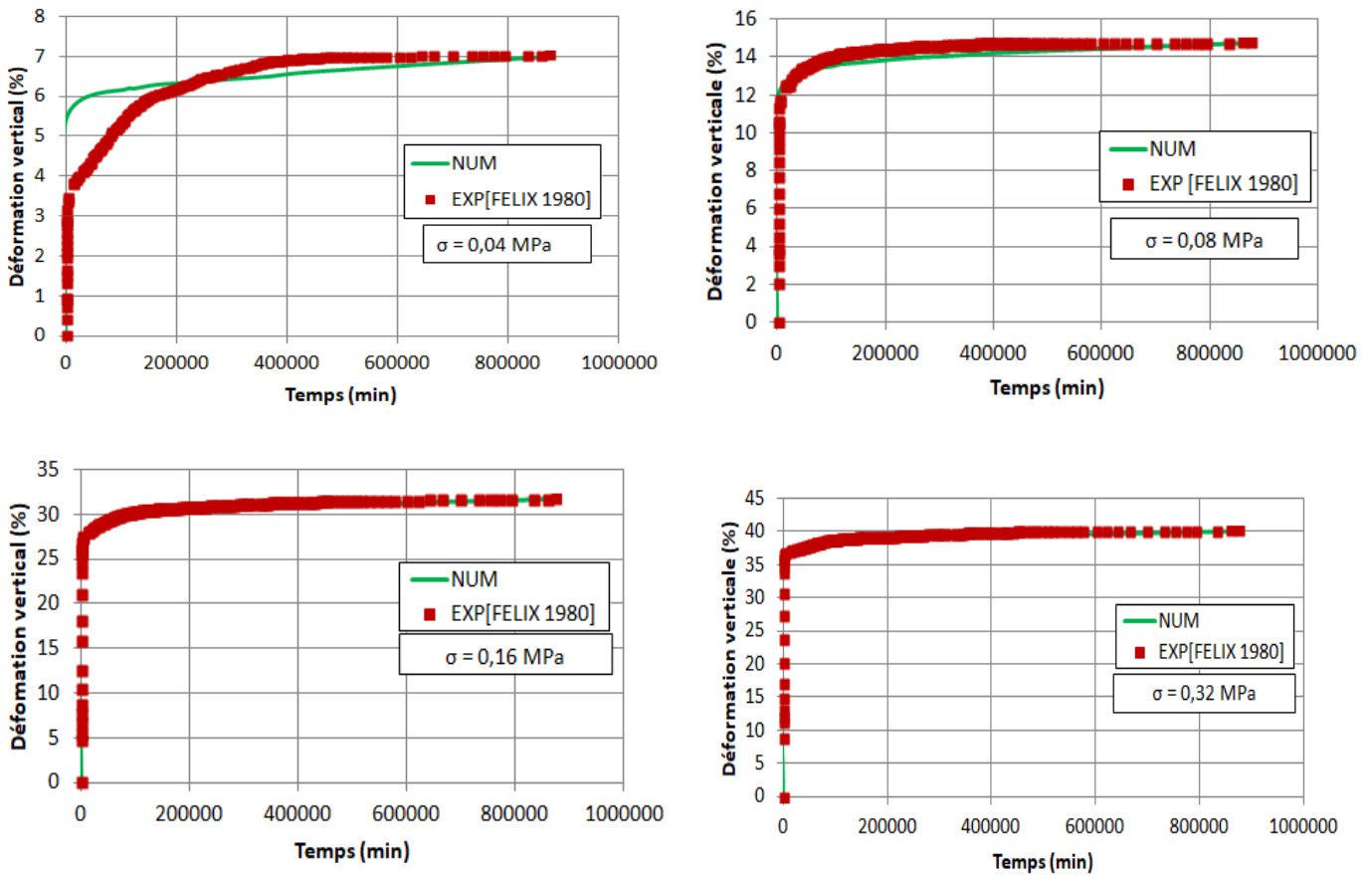


Figure 3-12 : Comparaison entre numérique et expérimentation courbe de fluage.

3.5 Études paramétriques :

Une étude paramétrique a été réalisée pour étudier l'effet des différentes variables ayant une influence sur le phénomène étudié en particulier l'évolution des déformations dans le temps.

3.5.1 Influence de maillage :

La méthode des éléments finis repose sur un découpage de l'espace selon un maillage bien défini. Un maillage est défini par (<https://fr.wikipedia.org/wiki/Maillage>):

- Son repère ;
- Les points le constituant, caractérisés par leurs coordonnées ;
- Les cellules, constituant des polytopes (généralisation d'un polygone à une dimension quelconque) en reliant n de ces points ;

Et peut-être caractérisé notamment par :

- Sa dimension : typiquement 2D ou 3D ;
- Son volume (dimension totale couverte) ;
- Sa finesse : surface ou volume moyen des cellules composant le maillage ;
- La géométrie des cellules : triangles, quadrilatères (parallélogrammes, rectangles, carrés), ..., polygones, en 2D ; tétraèdres, prismes, hexaèdres (parallélépipèdes, cubes),..., polyèdres en 3D
- Le degré de l'élément ;

Le sol est modélisé par un maillage surfacique à des éléments quadrilatéraux à 8 nœuds. Ce dernier a été obtenu automatiquement à l'aide des options d'ANSYS Multiphysics.

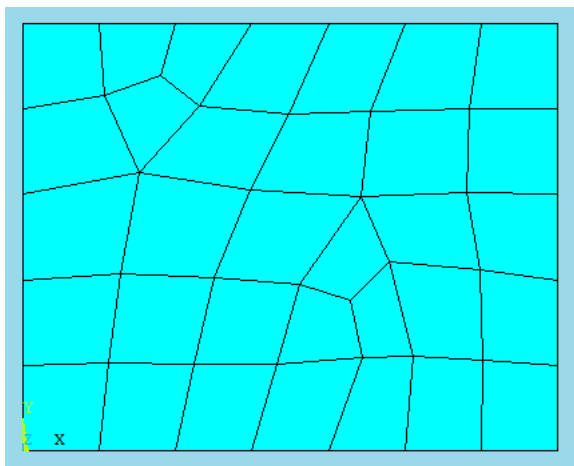
Un test de convergence est prévu pour évaluer l'influence du maillage sur la précision, de la simulation numérique. On a essayé quatre cas de maillage (grossier, fin, triangulaire et quadrilatère) dont les caractéristiques sont présentées dans le tableau 3.6

Tableau 3-6 : Résultats des différents cas de maillage

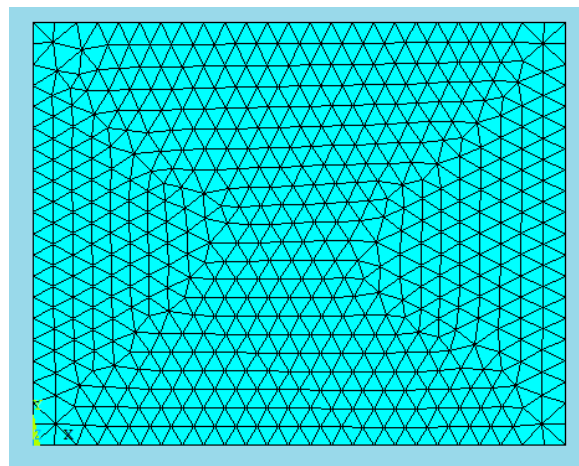
Type de maillage	Nœuds	Éléments	Type d'élément	Temps CPU(s)
Grossier	46	33	PLANE182	8,391
Quadrilatère	2256	2165	PLANE182	8,953
Triangulaire	2339	1124	PLANE183	8,969
Fin	54243	53792	PLANE182	58,078

Les figures 3-13a, 3-13b, 3-13c, 3-13d montrent les modèles de maillage du notre échantillon, on constate que Plus le maillage est resserré plus le nombre des nœuds et des éléments augment ainsi que le temps de maillage augmente en fonction de la finesse d'élément.

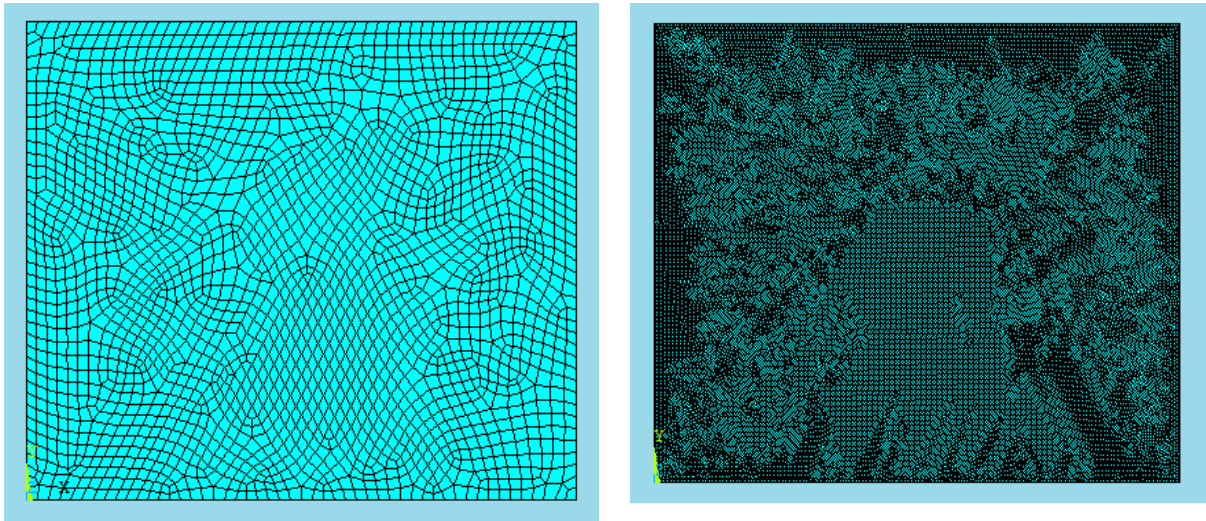
Cependant, pour l'ensemble des situations choisies nous n'avons pas enregistré de différences entre les quatre maillages choisis. Le tableau 3.7 montre qu'on a obtenu la même valeur de déplacement vertical. Ceci est en cohérence avec la théorie. A partir d'un certain moment l'augmentation des nœuds et/ou des éléments n'influence pas le résultat final.



Maillage à éléments grossier (Nœuds 46, Éléments 33)



Maillage à éléments triangulaires (Nœuds 2339, Éléments 1124)



Maillage à éléments quadrilatères (Nœuds 2256, Éléments 2165)

Maillage à éléments fin (Nœuds 54243, Éléments 53792)

Figure 3-13 : Maillage a des éléments différents

Tableau 3.7 : Déplacement vertical pour différent cas de maillage pour un chargement de 40kPa

Type d'élément	UY maximal (mm)
Grossier	1,4
Quadrilatère	1,4
Triangulaire	1,4
Fin	1,4

3.5.2 Influence du module de Young et du coefficient de poisson :

3.5.2.1 Module de Young E :

Les figures 3-14a et 3-14b (40 et 160kPa respectivement) montrent l'évolution de la déformation verticale en fonction du temps pour différentes valeurs de module E.

Pour chaque instant « t » on constate que plus le module augmente plus la déformation diminue. Ce résultat est trivial plus la rigidité augmente d'un corps plus sa résistance augmente et par conséquent sa déformabilité diminue. Une augmentation de 4 fois de module induit une diminution d'environ 45% pour le chargement de 40 kPa. Cette diminution est d'autant moins importante lorsqu'il s'agit d'un chargement de 160 kPa. On enregistre une diminution de 23%.

Il semble que le module E affecte énormément la déformation verticale et l'évolution de cette dernière dans le temps.

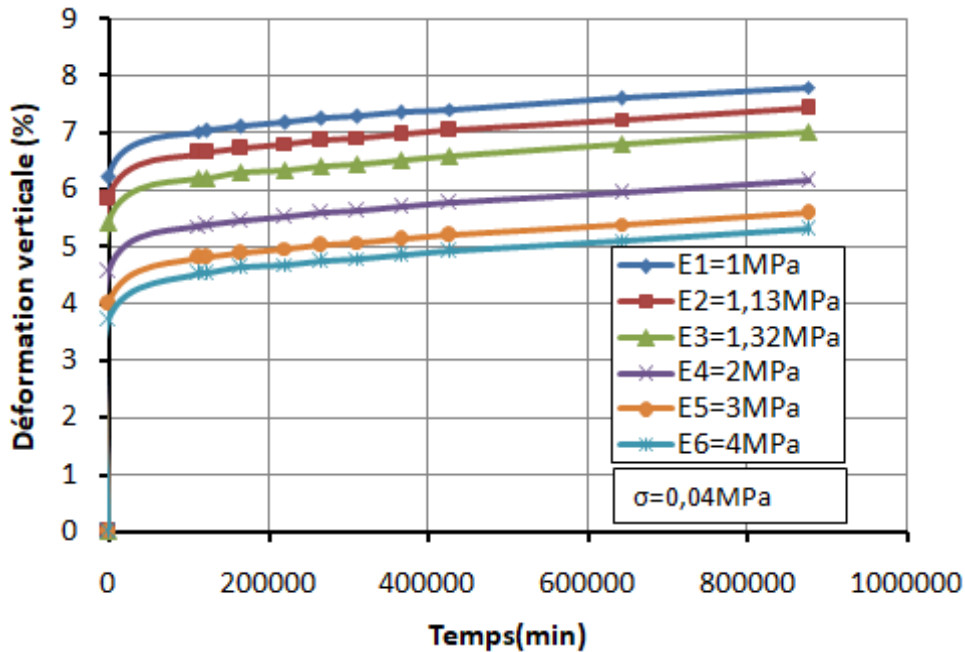


Figure 3-14a : Influence de module de Young E (cas de chargement de 0,04 MPa)

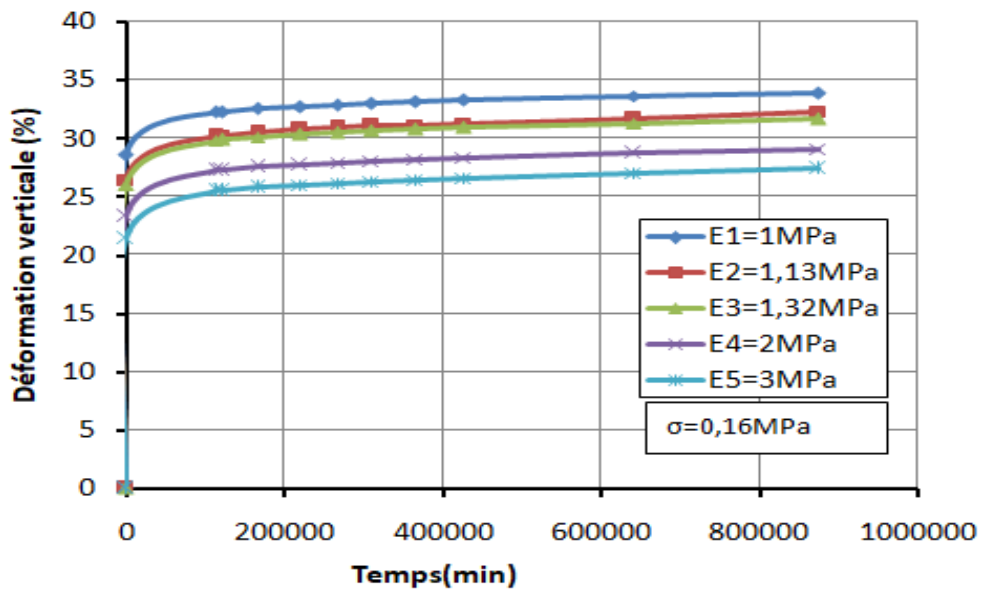


Figure 3-14b : Influence de module de Young E (cas de chargement de 0,16 MPa)

3.5.2.2 Influence de coefficient de Poisson ν :

Le coefficient de Poisson généralement influence la déformation latérale. C'est un paramètre d'élasticité affectant aussi la déformation verticale.

Les figures 3.15a et 3.15b montrent l'influence de ce paramètre sur la courbe de fluage pour différents chargement. Etant donné la sensibilité de ce paramètre et ces valeurs faibles nous avons utilisé des intervalles petits de variation. Une augmentation de 150% de coefficient de Poisson provoque une diminution de la déformation verticale de 11,41 % et 7,55% respectivement pour 40 kPa et 160kPa.

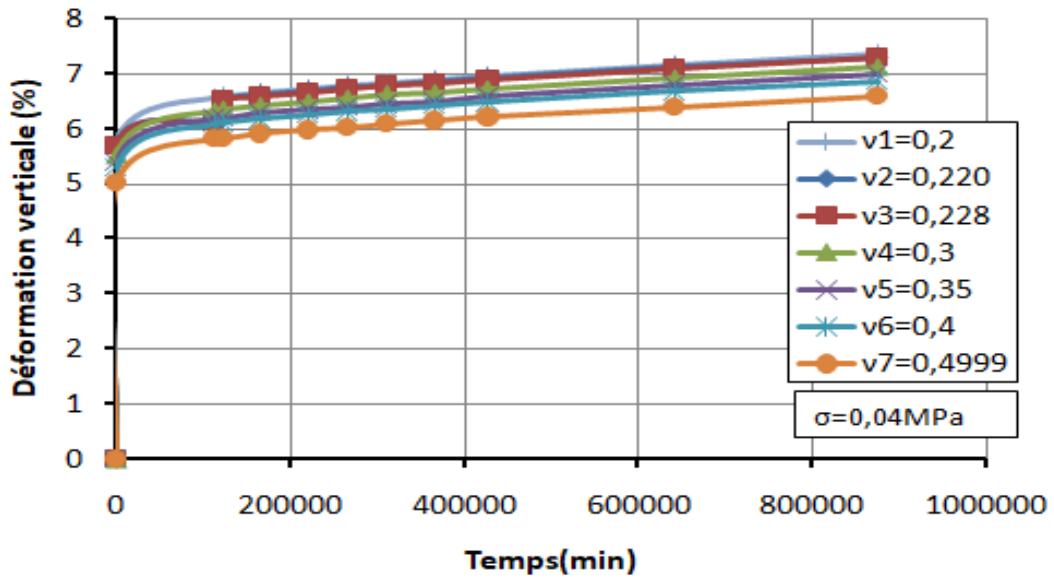


Figure 3-15a : Influence de coefficient de poisson ν (cas de chargement de 0,04 MPa)

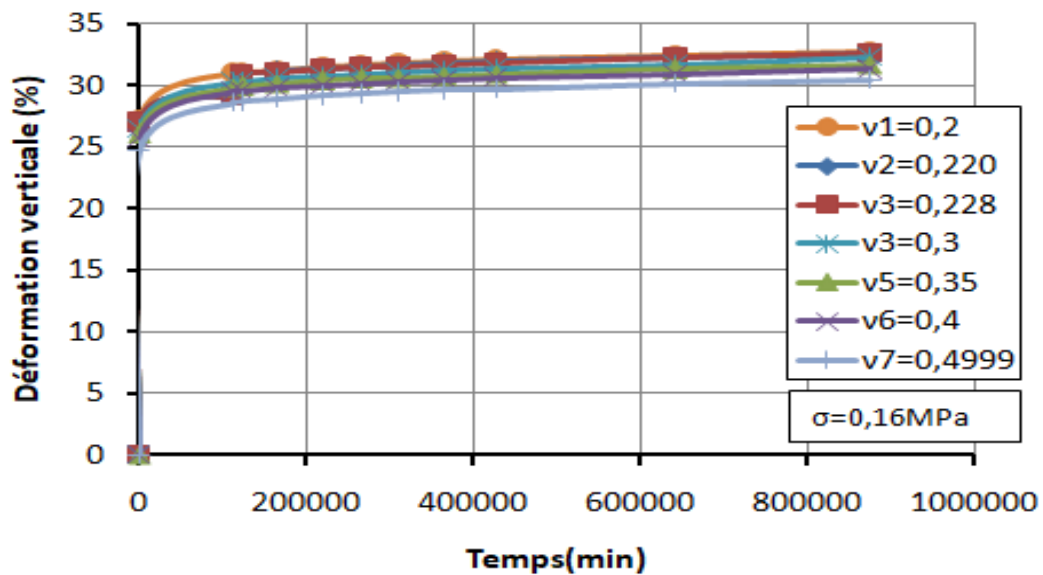


Figure 3-15b : Influence de coefficient de poisson ν (cas de chargement de 0,16MPa)

3.5.3. Influence des paramètres C_i :

Les paramètres $C_1, C_2, C_3, C_4, C_5, C_6$ et C_7 sont les coefficients du modèle de fluage. C_4 et C_7 sont nuls car la température n'est pas prise en compte dans ce projet de fin d'études.

Les tableaux 3.8 et 3.9 présentent respectivement les différents paramètres utilisés pour une simulation numérique respectivement pour $\sigma = 40 \text{ kPa}$ et $\sigma = 160 \text{ kPa}$.

Tableau 3.8 : Paramètres sous chargement $\sigma = 40$ kPa

Échantillon 01	Paramètres	Valeurs faibles				Valeur référence	Valeurs élevées			unité
	E	1,13	1		1,32		4	3	2	MPa
v	0,3 0,28	0,2	0,22	0,35		0,4		0,4999	/	
C ₁	0,9e-3	0,5e-3		1,4e-3		3,4e-3		2,4e-3	/	
C ₂	0,0062	0,004		0,0095		0,012		0,02	/	
C ₃	-0,991	-0,999		-0,98		-0,88		-0,82	/	
C ₅	0,98e-10	0,6e-10		1,32e-10		1,58e-10		2,5e-10	/	
C ₆	0,00002	0,00008		0,00006		0,00009		0,0003	/	

Tableau 3.9 : Paramètres sous chargement $\sigma = 40$ kPa

Échantillon 03	Paramètres	Valeurs faibles				Valeur référence	Valeurs élevées			unité
	E	1,13	1		1,32		4	3	2	MPa
v	0,3 0,28	0,2	0,22	0,35		0,4		0,4999	/	
C ₁	6,1e-3			9,3e-3		1,2e-2		2,4e-3	/	
C ₂	0,0062	0,004		0,0095		0,012		0,02	/	
C ₃	-0,991	-0,999		-0,98		-0,88		-0,82	/	
C ₅	0,98e-10	0,6e-10		1,32e-10		1,58e-10		2,5e-10	/	
C ₆	0,00002	0,00008		0,00006		0,00009		0,003	/	

- **Influence de paramètre C₁ :**

C₁ est un paramètre du fluage, la figure (3-16a) et la figure (3-16b) montre son effet sur la déformation verticale. C₁ déterminera la position globale des courbes de déformation. Lorsqu'il augmente, les courbes de déformation se déplacent vers le haut. En outre l'augmentation de C₁ augmentera la distance entre les courbes de déformation.

Pour un chargement de 40 kPa on enregistre une diminution de la déformation verticale de 164% pour une diminution de C₁ de 58%. Par contre pour un niveau de chargement de 160kPa on note une diminution de 70% pour une diminution de C₁ de 171% d'où l'effet de chargement.

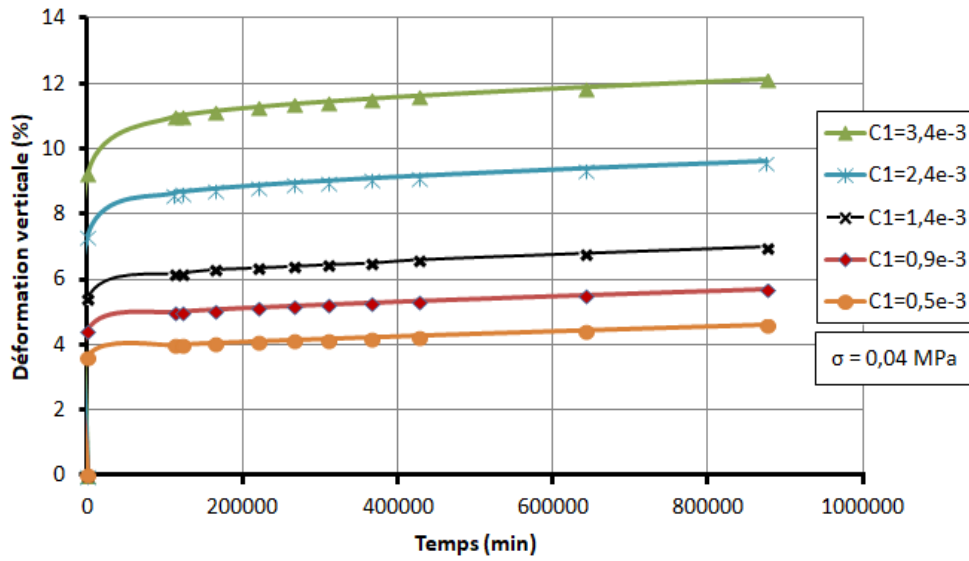


Figure 3-16a : Influence de paramètre C_1 (cas de chargement 0,04 MPa)

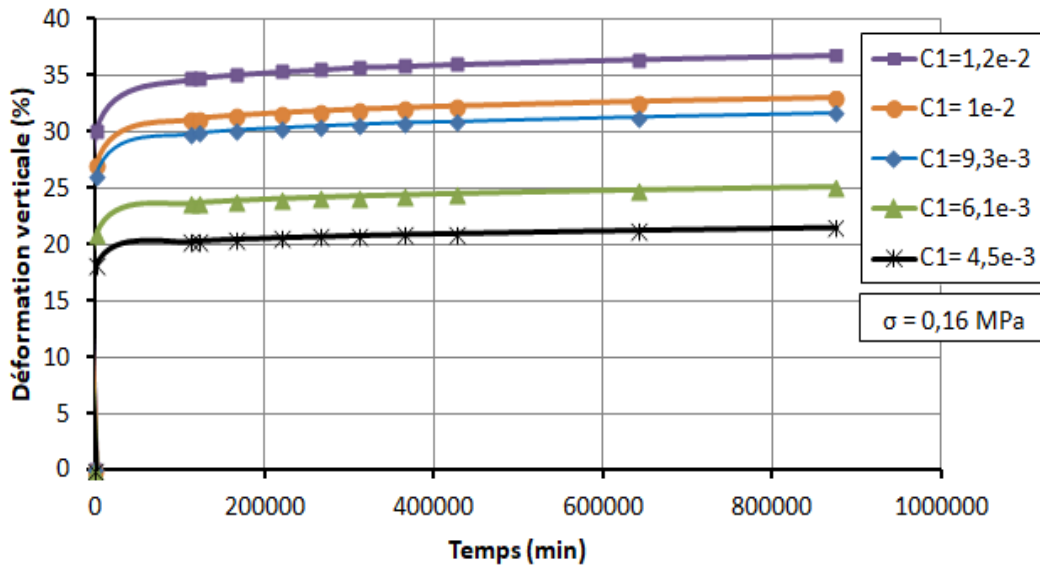
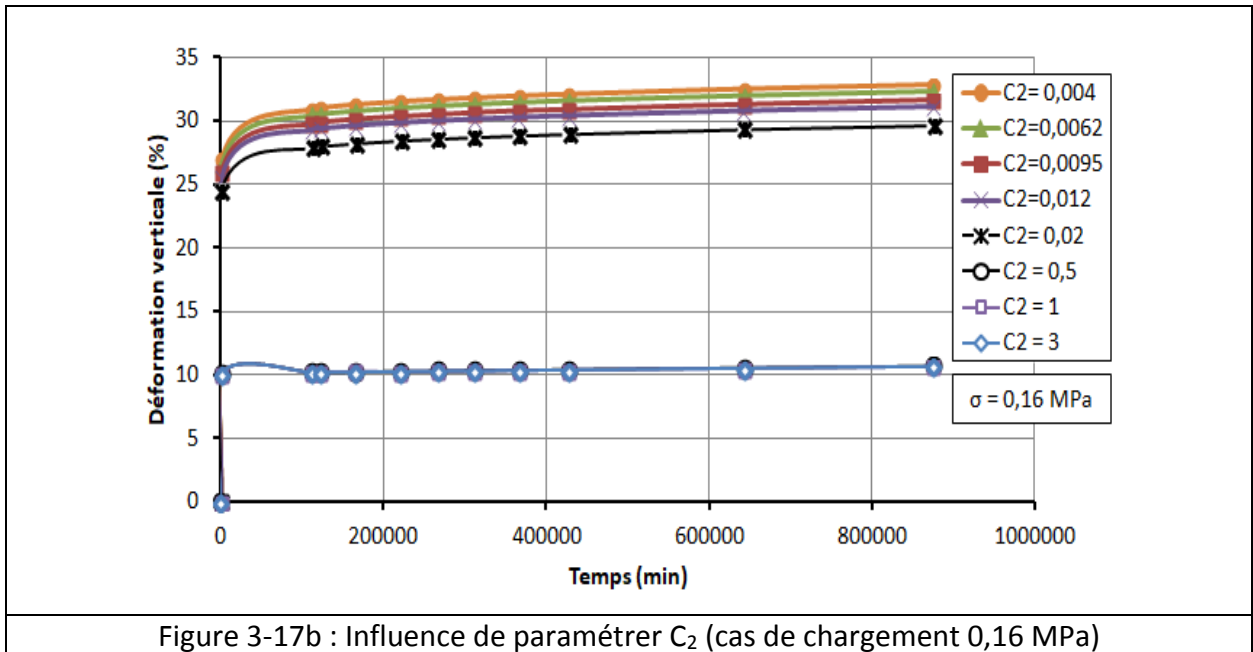
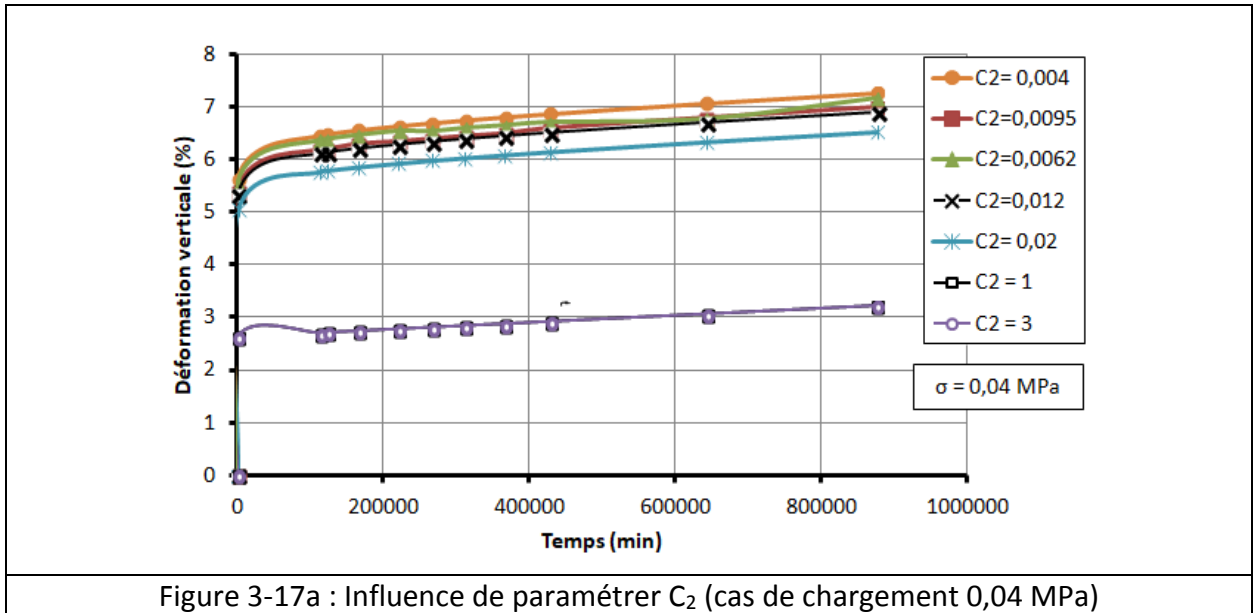


Figure 3-16b : Influence de paramètre C_1 (cas de chargement 0,16 MPa)

- Influence de paramètre C_2 :

C_2 est le coefficient lié à la contrainte appliquée. Si C_2 est égale à 1, la relation de déformation et de contrainte devient linéaire. La contrainte de fluage est fonction de la contrainte et du temps. (Figure 3-17a), (Figure 3-17b) montrent respectivement l'effet de paramètre C_2 sur la déformation verticale, lorsque ce coefficient augmente la déformation diminue donc en constate une relation inversement proportionnelle.



- Influence de paramètre C_3 :

La figure 3-18a et la figure 3-18b montre l'effet du coefficient C_3 sur la vitesse de déformation sous un chargement de 0,04MPa et 0,16 MPa respectivement. C_3 représente l'effet de la vitesse de déformation par rapport au temps et indique la tendance du taux de déformation.

On peut voir que le taux de déformation doit diminuer au fil du temps ou la déformation sera infinie avec un chargement constant à long terme.

Par conséquent, le coefficient C_3 doit être inférieur à 0. Un C_3 inférieur correspond au plus petit taux de déformation, contrairement à un C_3 plus grand qui représente le plus grand taux de déformation.

La figure 3-18a et la figure 3-18b montre pour un chargement de 40 kPa on enregistre une augmentation de la déformation verticale de 136,6% pour une valeur élevée de C_3 de 179%. Aussi pour un niveau de chargement de 160kPa on note le même pourcentage de C_3 avec une augmentation de 114,3% de la déformation verticale.

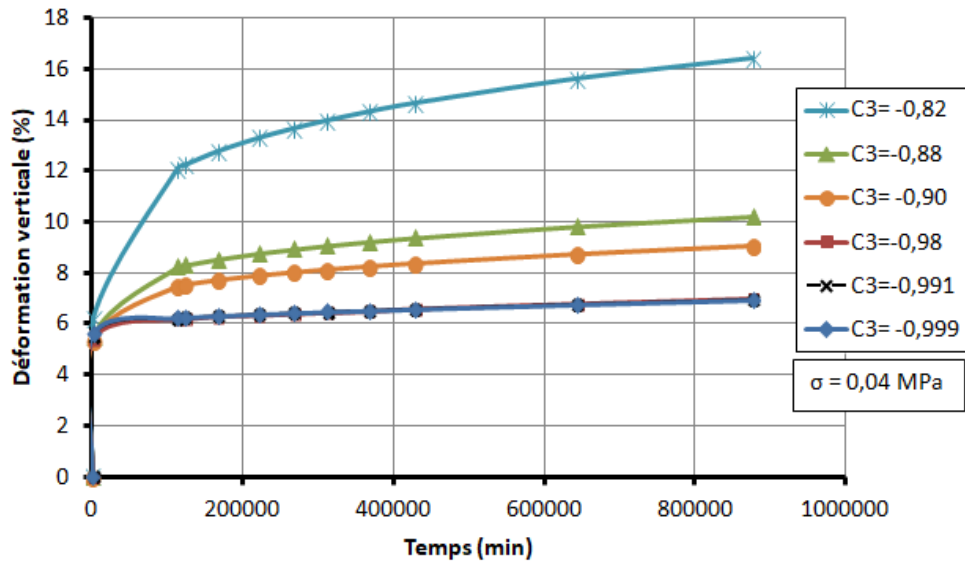


Figure 3-18a : Influence de paramètre C_3 (cas de chargement de 0,04 MPa).

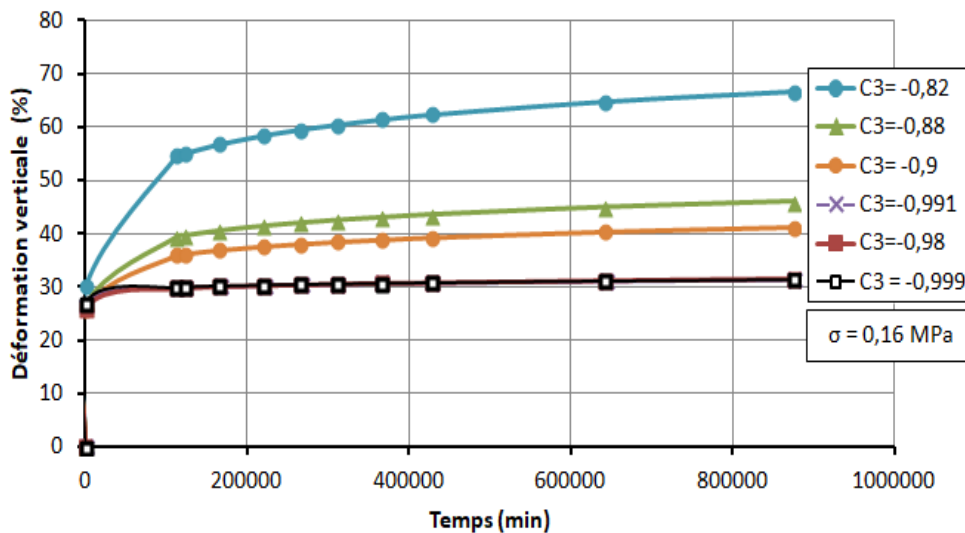


Figure 3-18b : Influence de paramètre C_3 (cas de chargement de 0,16 MPa).

- Influence de paramètre C_5 :

Dans ce cas pour les deux niveaux de charge à court terme on enregistre aucun effet de C_5 par contre à moyen et long terme l'effet de ce paramètre est ressenti pour $\sigma = 40$ kPa. Les figures suivantes montrent cette variation.

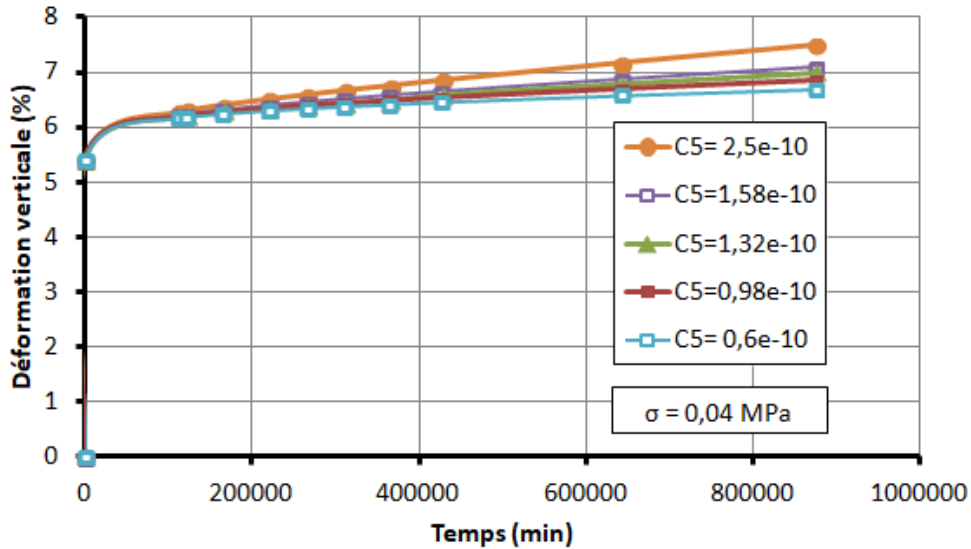


Figure 3-19a : Influence de paramètre C_5 (cas de chargement de 0,04 MPa).

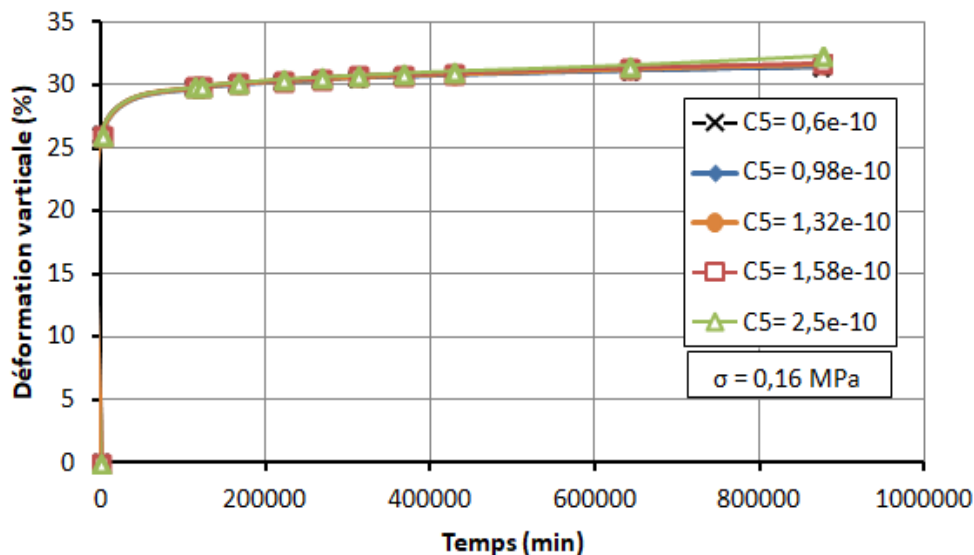


Figure 3-19b : Influence de paramètre C_5 (cas de chargement de 0,16 MPa).

- Influence de paramètre C_6 :

La variation de paramètre C_6 ne peut donc avoir une grande influence sur le résultat obtenu. Les figures 3-20a et 3-20b montrent une très petite variation inférieure à 1%, plus la variabilité de résultats est faible, mieux le modèle numérique est stable et inversement.

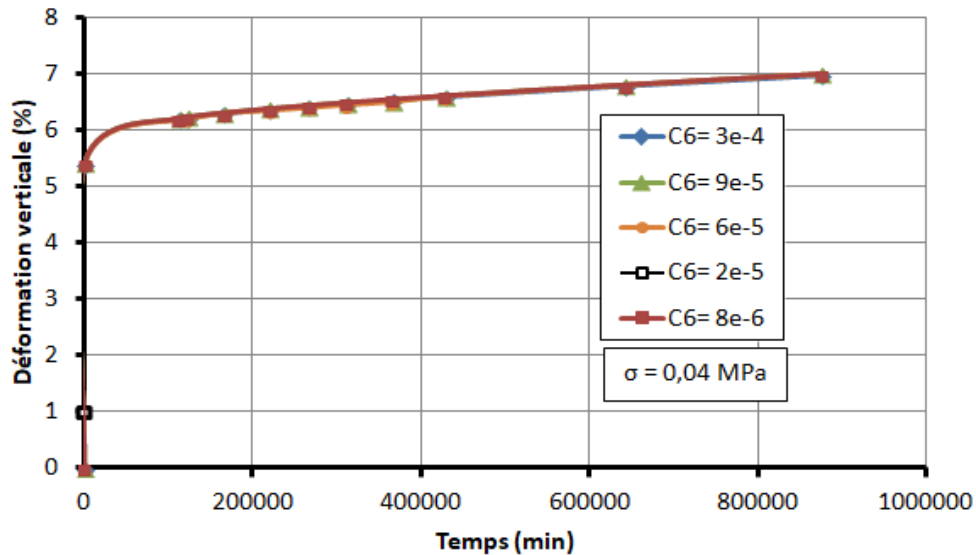


Figure 3-20a : Influence de paramètre C_6 (cas de chargement de 0,04 MPa).

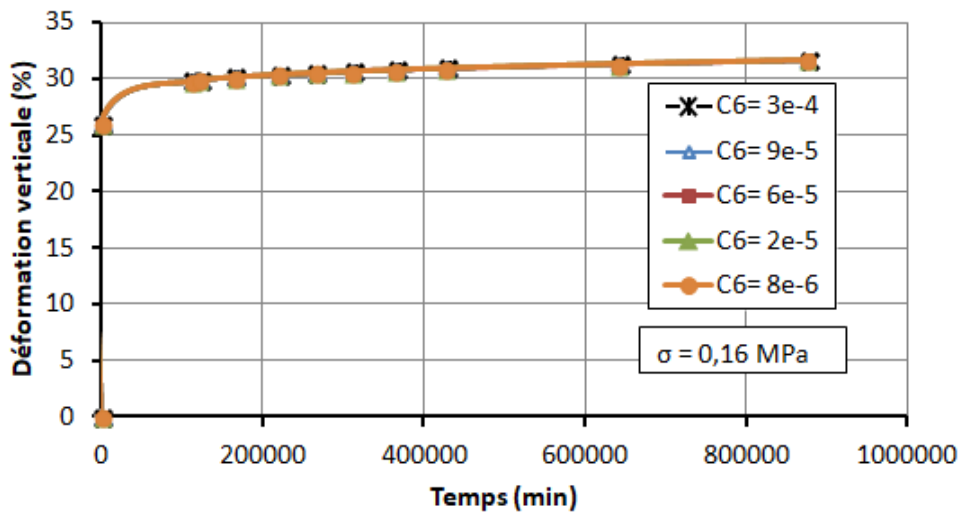


Figure 3-20b : Influence de paramètre C_6 (cas de chargement de 0,16 MPa).

3.5.4. Influence de la géométrie :

3.5.4.1. La hauteur de l'échantillon :

Les figures 3-21a et 3-21b représentent l'effet de la hauteur de l'éprouvette sur la déformation verticale d'argile.

Encore une autre fois nous constatons que les courbes sont confondues. Ceci s'explique par une faible dissipation des pressions inertielles malgré des conditions de drainage différentes (10, 15, 20, 35 et 40 mm) et un niveau de chargement aussi différent (40, 80, 160 et 320 kPa). Ce résultat nécessite une étude plus profonde tenant compte des conditions de l'essai au laboratoire et les conditions de suivi en place.

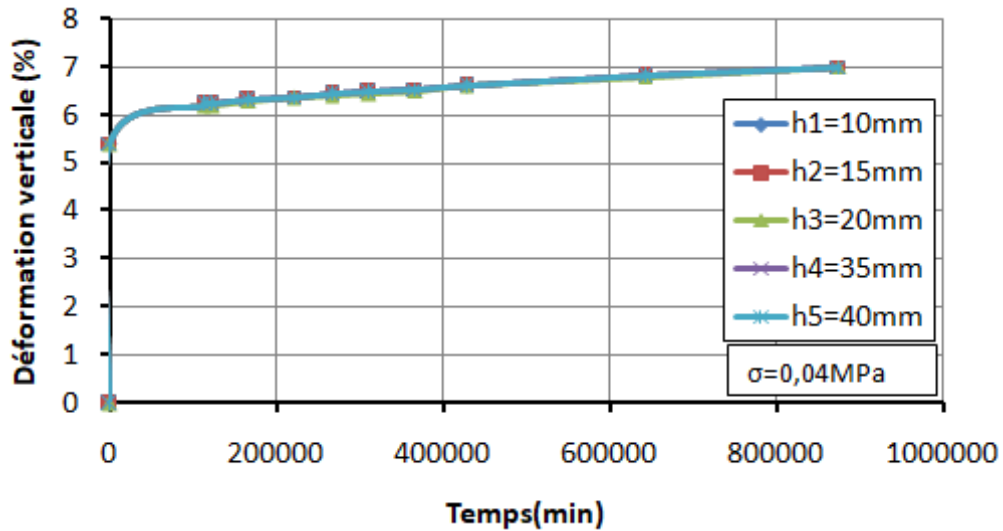


Figure 3-21a : Influence de la hauteur de l'échantillon (cas de chargement de 0,04 MPa)

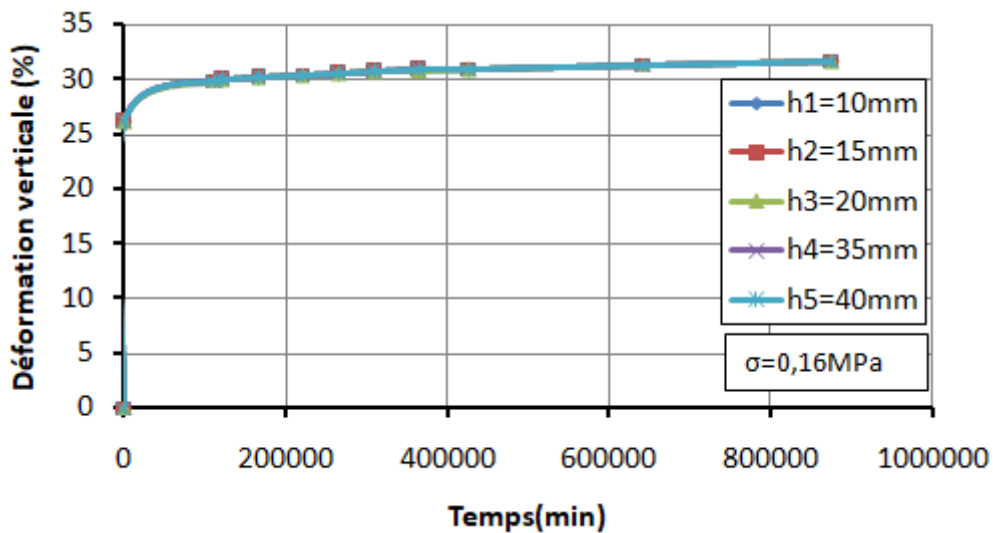


Figure 3-21b : Influence de la hauteur de l'échantillon (cas de chargement de 0,16 MPa)

3.5.4.2. Influence de diamètre de l'échantillon :

Les figures 3-22a et 3-22b représentent l'effet du diamètre sur la déformation verticale.

Donc nous constatons que le diamètre aussi n'affecte pas l'évolution de la déformation verticale dans le temps. Ce résultat semble incorrect avec la théorie de consolidation adimensionnelle de Terzaghi. Le temps d'évolution de la pression interstitielle et sa dissipation dépend énormément de chemin de drainage.

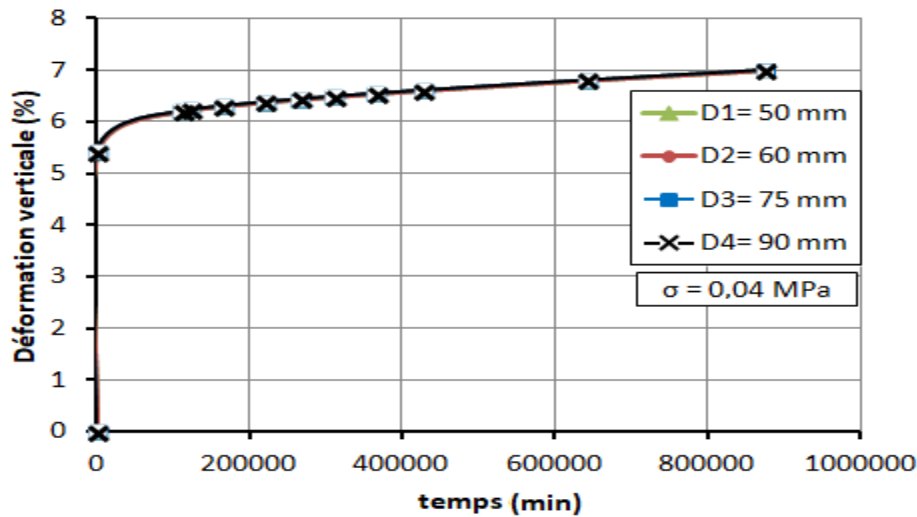


Figure 3-22a : Influence de diamètre (cas de chargement de 0,04 MPa)

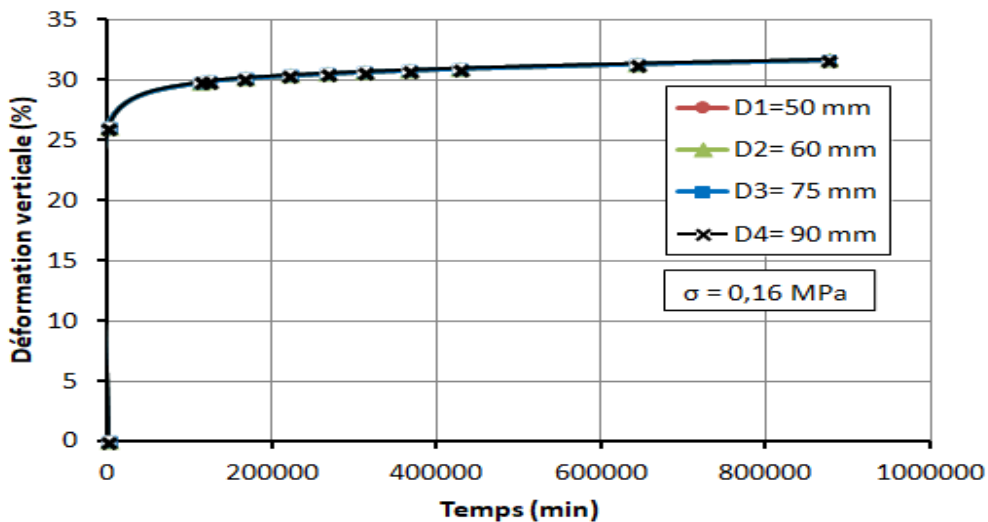


Figure 3-22b : Influence de diamètre (cas de chargement de 0,16 MPa)

3.6. Confrontation des résultats obtenus avec les résultats du programme de calcul par élément finis ROSALIE-Groupe 9 :

Après la modélisation du comportement au fluage de l'argile Cubzac-Les-Ponts, nous avons trouvé que le programme proposé représente une excellente capacité pour des calculs à long terme allant jusqu'à 608 jours.

L'objectif de cette partie repose sur l'utilisation du programme proposé en amont sur des calculs à court terme menée sur l'argile Cubzac-Les-Ponts, nous sommes intéressés par ce programme ROSALIE-Groupe 9 parce qu'il a fait l'objet d'une étude sur le comportement à court terme de l'argile que nous avons étudié (Cubzac-Les-Ponts).

3.6.1. Propriétés de sol pour le calcul :

- L'essai a été réalisé sur l'argile de remblai Bsité de Cubzac-Les-Ponts, on a appliqué un chargement vertical $\Delta\sigma_v = 160$ KPa qui a provoqué un tassement final $s = 1,54$ mm.
- Propriétés du sol pour le calcul (pour plus de détail sur cette partie nous revoyons le lecteur à (Babchia et Magnan, 1986).

Tableau 3.10 : Les valeurs de la courbe de compressibilité

σ'_p (KPa)	σ'_{v0} (KPa)	e_0	C_c	C_s	e_p
60	30	1,71	0,735	0,06	1,695

Tableau 3.11 : Paramètre de calcul C.1

E(MPa)	ν	K_h (m/s)	K_v (m/s)	K_0	a^*_w (KPa ⁻¹)
1295	0,35	$4,75 \cdot 10^{-10}$	$1,9 \cdot 10^{-10}$	0,5	0

Tableau 3.12 : Paramètre de calcul C.2

E(MPa)	ν	K_h (m/s)	K_v (m/s)	K_0	a^*_w (KPa ⁻¹)
1295	0,35	$4,75 \cdot 10^{-10}$	$1,9 \cdot 10^{-10}$	0,5	$1,57 \cdot 10^{-5}$

Tableau 3.13 : Paramètre de calcul C.4

λ	K	$e_{\lambda 0}$	e^{p_0}	e_0	E_v (KPa)	E_h (KPa)	M	ν_{hh}	ν_{hh}	G_{vh} (KPa)	K_0
0,32	0,026	3,005	1,504	1,371	31246	19529	1,2	0,1	0,25	14061	0,5

Tableau 3.14 : Paramètre de calcul C.4.4

S_r (%)	99,8	99	96
a_w (KPa ⁻¹)	2,5	10	20
a^*_w (kPa ⁻¹)	1,57	6,3	12,6

Tableau 3.15 : Paramètre de calcul C.3

Temps en s	E(MPa)	ν	K_h (m/s)	K_v (m/s)	K_0	a^*_w (KPa ⁻¹)
15	1295	0,35	$1,02 \cdot 10^{-9}$	$4,08 \cdot 10^{-10}$	0,5	$1,57 \cdot 10^{-5}$
30	"	"	"	"	"	"
60	"	"	"	$9,63 \cdot 10^{-10}$	"	"
120	"	"	$9,63 \cdot 10^{-10}$	$3,42 \cdot 10^{-10}$	"	"
240	"	"	$8,56 \cdot 10^{-10}$	"	"	"
480	"	"	"	"	"	"
900	"	"	"	"	"	"
1800	"	"	$7 \cdot 10^{-10}$	$2,8 \cdot 10^{-10}$	"	"
3600	"	"	$5,91 \cdot 10^{-10}$	$2,36 \cdot 10^{-10}$	"	"
7200	"	"	$2,25 \cdot 10^{-10}$	$9 \cdot 10^{-11}$	"	"
14400	"	"	$1,25 \cdot 10^{-10}$	$5 \cdot 10^{-11}$	"	"
86400	"	"	"	"	"	"

3.6.2. Résultat des calculs :

Les résultats issus de Babchia et Magnan sont représentés sur la figure suivante figure 3-23. Elle comporte la courbe de Terzaghi et la courbe expérimentale en tenant compte de la variation de la compressibilité de l'eau a_w .

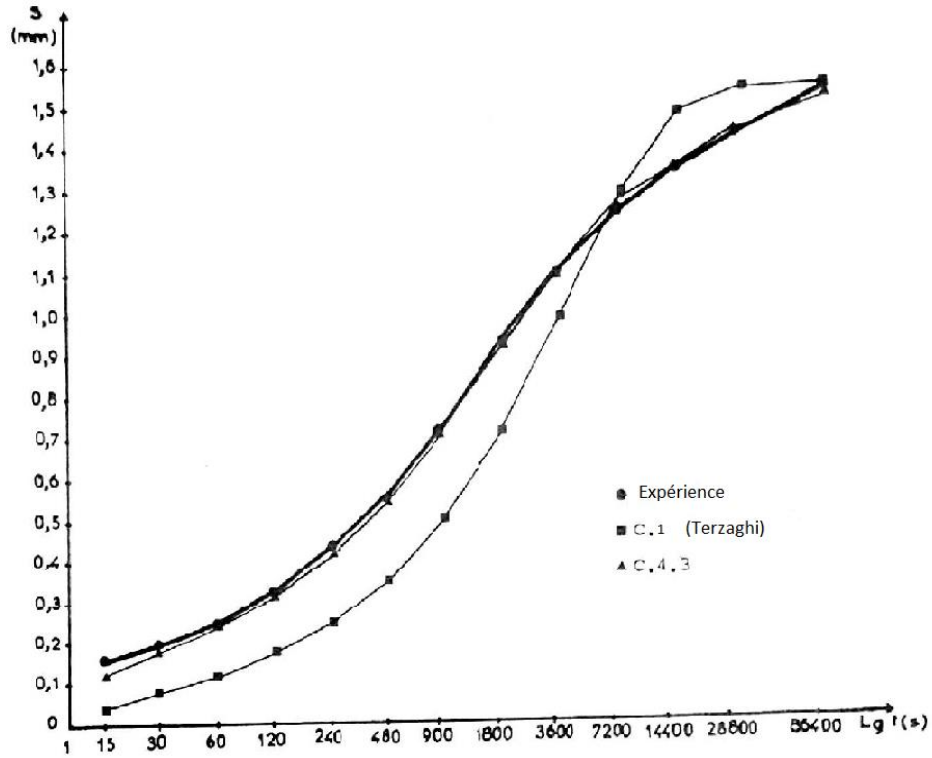


Figure 3-23 : Courbes de tassement à court terme.

Pour notre cas la figure 3-24 présente les mêmes courbes avec celle obtenue par ANSYS.

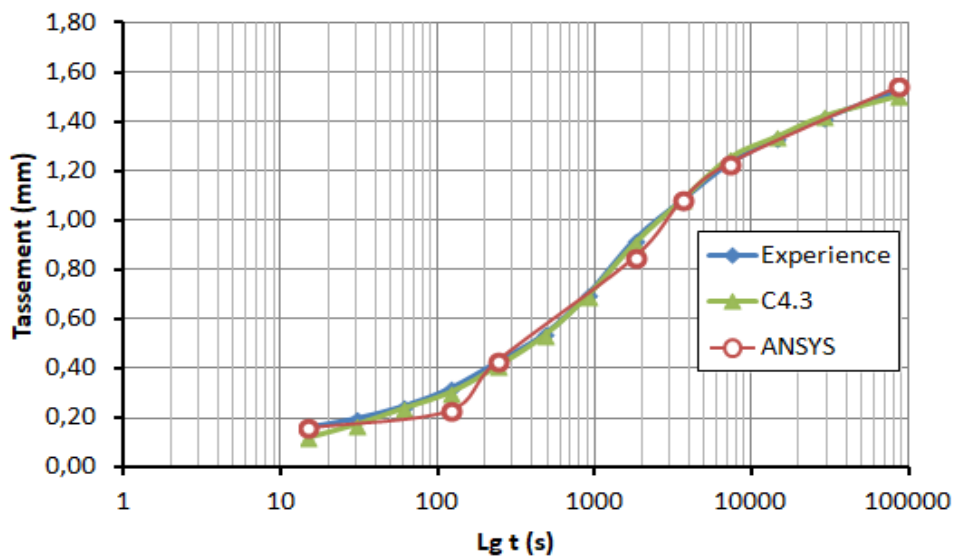


Figure 3-24 : Comparaison des résultats avec ANSYS.

Dans cette étude on montre que la variation de la perméabilité verticale k_v dans le programme de calcul ANSYS a permis d'avoir des résultats similaires à ceux obtenus par le calcul C.4.3 et a montré l'efficacité du programme ANSYS pour des calculs à courte terme 86400 seconde.

La loi de variation de k_v en fonction de e déterminée par la méthode indiquée dans le mode opératoire est :

$$e = 6,29 + 0,49 \lg k_v \quad (3.4)$$

Dans la thèse de (Dahhaoui 2018) a montré une relation de variation de C_1 avec l'indice des vides, en se basant sur la loi de variation de k_v en fonction de e (3.4), une relation a été établie entre C_1 et k_v (Figure 3-25)

C_1 est lié à la variation des propriétés intrinsèque du sol, lorsque les propriétés du sol changent le paramètre C_1 change proportionnellement.

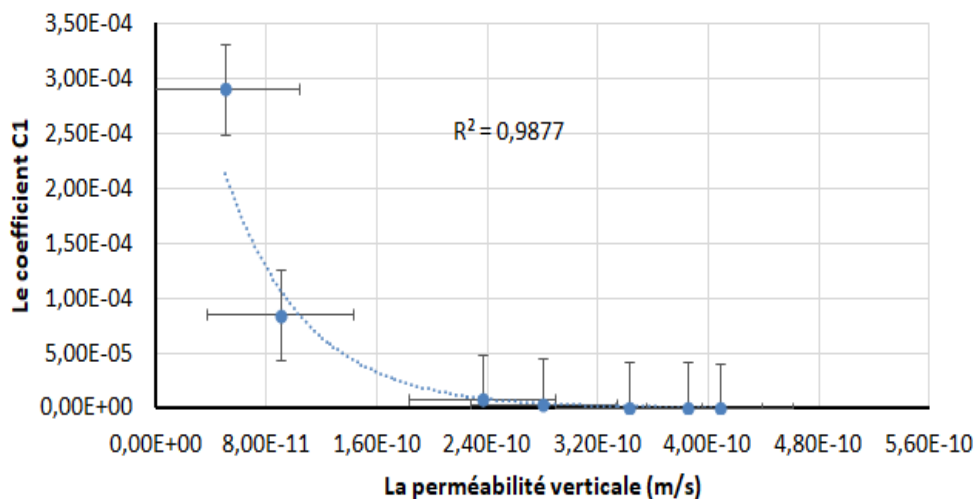


Figure 3-25 : Relation entre le paramètre C1 et perméabilité verticale

3.7. Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté une simulation numérique de l'essai de fluage unidimensionnelle sous l'odomètre en utilisant le code de calcul ANSYS (méthode d'élément finis)

On a débuté cette étape par la présentation des équations disponible pour le calcul des déformations en fonction de temps. Le choix des lois de comportement « Combined time Hardening » permet pris prise en considération de la phase de la consolidation primaire et secondaire observer au cours des tests de fluage œdométriques conventionnelles.

A travers les résultats des différentes simulations, on a remarqué la bonne capacité du programme proposé à faire simuler les essais a long durée allant jusqu'au 18mois

Dans la deuxième partie de ce travail, on a présenté une étude paramétrique pour remarquer l'influence des paramètres d'entrée du programme proposée (Input) sur la qualité des résultats obtenus (output) La sensibilité de ces paramètres sur les résultats de calcul, se résume comme suit : pour la rigidité de matériau comme elle augmente les déformations diminues concernant le maillage nous n'avons pas enregistré de différences entre les quatre maillages choisis et puis les paramètre C_i son influence est très remarquable par rapport les autre paramètre et pour l'influence de la géométrie est presque complètement manquante

Dans la dernière partie, une modification a été apportée au niveau du programme proposé afin de voir si les résultats obtenus sont comparables avec ceux du programme ROSALIE- Groupe 9. Une relation a été établie entre l'un des paramètres du modèle et l'évolution de la perméabilité vertical. Les résultats de comparaison sont désormais satisfaisants, et la modification apportée donne des résultats similaires avec le calcul C.4.3 obtenu par le programme ROSALIE- Groupe 9

3.8. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. Arabet, L., (2010). Modélisation numérique du tassement et de la consolidation des sols sous l'oedomètre. Université 20 Août 1955 de Skikda.
2. ANSYS (2015). Manuel d'utilisation. help
3. Arriaga, A., Pagaldai, R., Zaldua, A. M., Chrysostomou, A., & O'Brien, M., (2010). Impact testing and simulation of a polypropylene component. Correlation with strain rate sensitive constitutive models in ANSYS and LS-DYNA. Polymer Testing, vol. 29, no 2, p. 170-180
4. Biot, M. A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation. Journal of applied physics, vol. 12, no 2, p. 155-164.
5. Brot, C. C., Etsion, I., &Kligerman, Y., (2008). A contact model for a creeping sphere and a rigid flat. Wear, vol. 265, no 5-6, p. 598-605.
6. Babchia, M. Z., et Magnan, J. P., (1986). Analyse numérique du comportement des massifs de sols argileux (Rapport de recherche LPC N°140)
7. Belhocine, A., (2012). Thermomécanique des disques de frein Application du Code de Calcul ANSYSv11. 0 (Doctoral dissertation, Oran ; Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed Boudiaf).

8. Dahhaoui, H., (2018). Influence de la Non Saturation et de la Température sur le Fluage des Sols Argileux. Thèse de doctorat, Université de Tlemcen (Algérie).
9. Dahhaoui, H., Belayachi, N., &Zadjaoui, A. (2018). Modeling of creep behavior of an argillaceous rock by numerical homogenization method. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, vol. 62, no 2, p. 462-469.
10. Ennassiri, H., Zidat, F., Chabour, F., Amara, Y., &Barakat, G., (2016). Couplage électromagnétique vibroacoustique pour l'étude des émissions sonores d'une Machine Synchrones à Rotor Bobiné (MSRB). In *Symposium de Genie Electrique*.
11. Frank, T., Lifante, C., Prasser, H. M., & Menter, F., (2010). Simulation of turbulent and thermal mixing in T-junctions using URANS and scale-resolving turbulence models in ANSYS CFX. *Nuclear Engineering and Design*,vol. 240, no 9, p. 2313-2328.
12. Haouzi, F. Z., (2013). Analyse numérique du comportement non drainé d'une argile saturée lors de l'expansion d'un cylindre creux. Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal).
13. Kodur, V., Dwaikat, M., &Fike, R., (2010). High-temperature properties of steel for fire resistance modeling of structures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 22, no 5, p. 423-434
14. Krishna, V., (2009). Structural optimization using ANSYS classic and radial basis function based response surface models.
15. Koukharenko, E., Beeby, S. P., Tudor, M. J., White, N. M., O'Donnell, T., Saha, C., ...& Roy, S., (2006). Microelectromechanical systems vibration powered electromagnetic generator for wireless sensor applications. *Microsystem technologies*, vol. 12, no 10-11, p. 1071-1077.
16. Kada, A., Lamri, B., Benlakehal, N., Bouchair, H., &Ahour, B., (2013). Analyse non-linéaire de poutres métalliques PRS de longues travées sous l'effet de hautes températures dues à l'incendie. *Nature &Technology*, no 8, p. 27.
17. Lenk, P., (2009). Modelling of Primary Consolidation. *Slovak Journal of Civil Engineering*, p.26-37.
18. Lépidas, I., et Magnan, J. P., (1990). Fluage et consolidation des sols argileux : modélisation numérique (No. 157).
19. Magnan, J. P., &Babchia, M. Z., (1985). Analyse numérique des massifs d'argiles molles. In *Proc. 11th Int. Conf. SMFE, San Francisco*, vol. 2, pp. 781-784.

20. Magnan, J. P., & Belkeziz, A., (1982). Consolidation d'un sol élastoplastique. Revue Française de Géotechnique, no 19, p. 39-49.
21. Magnan, J. P., Mieussens, C., & Queyroi, D., (1978). Comportement du remblai expérimental B à Cubzac-les-Ponts. Revue française de géotechnique, (5), no 5, p. 23-36.
22. Mahmoud, A. M. (2016). Finite element modeling of steel concrete beam considering double composite action. Ain Shams Engineering Journal, vol. 7, no 1, p. 73-88.
23. Reiffsteck, P., (2008). Comparaison des paramètres d'élasticité anisotrope de l'argile naturelle de Cubzac-les-Ponts déterminés partir de différentes techniques au laboratoire. XXVIème rencontres universitaires de génie civil.
24. Smail, N., Bekkouche, A., et Rouissat, B., (2009). La modélisation et l'auscultation, des outils pour l'analyse du comportement des barrages. Colloque International Sols Non Saturés et Environnement « UNSATlemcen09 ».
25. Smail, N., et Rouissat B., Influence of deformation moduli on the settlement of earth dams. International journal of geomate, (2017), vol. 13, no 38, p. 16-22.
26. Zhao, D., Hattab, M., Yin, Z., et Hicher, P. Y., (2016). Comportement au fluage de l'argile sur chemin œdométrique. In Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur.
27. <https://fr.wikipedia.org/wiki/Maillage>
28. <https://fr.wikipedia.org/wiki/Ansys>

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études est une contribution à l'étude de la consolidation et du fluage unidimensionnels des sols argileux saturés. Une déformation est dite unidimensionnelle lorsqu'elle se produit suivant une seule direction ; tel est le cas, par exemple, d'un échantillon de sol soumis à une compression et freiné latéralement dans une cellule œdométrique.

L'effort a porté sur l'appréhension des caractéristiques rhéologiques du squelette solide et surtout sa capacité de fluier sous charges constantes.

La loi de comportement d'un corps capable de fluier peut-être étudiée à partir du principe de superposition. Ce principe, on le sait, est à la base de la théorie de l'élasticité s'applique à des déformations qui restent petites. Boltzmann (1874) l'a généralisé aux matériaux viscoélastiques : l'application à différents moments d'une succession de charges élémentaires provoque une déformation qui est la somme de celles élémentaires, que provoqueraient chacune des charges appliquées séparément dans les mêmes conditions.

Dans ce travail nous avons aussi montré que les corps idéaux composés de modèles rhéologiques du type ressort et amortisseurs linéaires montés en série ou en parallèle satisfont également aux hypothèses de cette théorie de fluage.

Des essais de compression œdométrique sur des échantillons d'argile ont été réalisés par Félix, 1980 et utilisés ici pour justifier expérimentalement la validité du principe de superposition. Son application a été limitée aux types de déformation les plus répandus dans la pratique. Il s'agit de celles provoquées par une charge croissant de manière monotone et, en particulier, par la dissipation des surpressions interstitielles lors de la consolidation. Ces travaux ont été exploités dans la simulation numérique.

Il a été retenu un modèle de fluage implanté dans le logiciel ANSYS et adapté à notre cas. Le modèle semble prédire avec une bonne précision le fluage des sols argileux. Les études menées dans le chapitre 3 montrent la cohérence avec les travaux expérimentaux (Félix, 1980) ce qui explique la puissance de ce travail pour une meilleure compréhension à long terme de déformations provoquées par des charges et par conséquent les vérifications à l'ELS des ouvrages géotechniques.

L'étude paramétrique a comportée plusieurs volés : influence de E, nu qui semble en bonne cohérence avec la théorie. Un sol rigide se déforme moins et voire son évolution dans le temps plus lente ce qui explique le retardement de la phase de transition et les ruptures brusques.

La mise en évidence de l'influence des paramètres de modèle montre aussi l'apport de chaque coefficient séparément. Il a été constaté que quelques paramètres sont prédominant d'autres moins dans la réponse sous chargement constant. Néanmoins, dans cette étude le comportement viscoplastique n'a pas été pris en compte ce qui explique peut-être les divergences obtenues dans quelques résultats.

Il s'avère dans l'analyse de l'effet de h et D qu'il manque d'approfondir la recherche étant donné que nous n'avons pas réussi à quantifier l'influence de ces paramètres sur le fluage.

Ce travail n'est qu'une modeste contribution dans ce domaine. Les futurs travaux peuvent approfondir et éclaircir plusieurs points en tenant compte de modèle plus complexes et réalistes.

Néanmoins, le code ANSYS, constitue un outil fort intéressant pour l'analyse du comportement des argileux sous des les ouvrages, et il faut souhaiter qu'il soit appliqué à de nombreux ouvrages réels dans les travaux qui succèdent cette modeste contribution.

Annexe A :

Quelques application et exercices pour compréhension et apprentissage.

Exercice N°1

Soit les deux modèles viscoélastiques suivant

Déterminer la déformation totale du modèle viscoélastique selon le modèle de Zener.

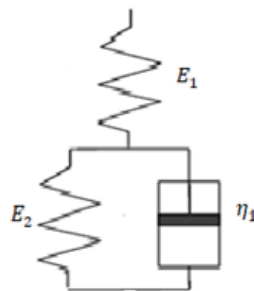


Figure A.1. Modèle viscoélastique (modèle de Zener).

Arrangement en parallèle :	Arrangement en série :
Les déformations sont égales Les contraintes sont superposées	Les déformations sont superposées Les contraintes sont égales.

Système A (entre η_1 et E_2) : on a un arrangement en série

$$\varepsilon = \varepsilon_1 = \varepsilon_2 \quad \text{et} \quad \sigma = \sigma_1 + \sigma_2$$

$$\text{Ressort 2} \quad \sigma_2 = E_2 \varepsilon_2 \quad \text{Amortisseur 1} \quad \sigma_1 = \eta_1 \dot{\varepsilon}_1$$

$$\text{On a :} \quad \varepsilon = \varepsilon_1 = \varepsilon_2 \rightarrow \dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}_1 = \dot{\varepsilon}_2$$

$$\text{Donc :} \quad \sigma = \eta_1 \dot{\varepsilon} + E_2 \varepsilon$$

$$\text{Système A :} \quad \sigma_A = \eta_1 \dot{\varepsilon}_A + E_2 \varepsilon_A$$

Entre système A et E_1 :

Pour ce cas, on a un arrangement en série

$$\varepsilon = \varepsilon_A + \varepsilon_1 \quad \sigma = \sigma_A = \sigma_1$$

$$\text{Ressort } E_1 : \quad \sigma_1 = E_1 \varepsilon_1 \rightarrow \varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_1}$$

Donc :

$$\begin{aligned} \varepsilon_A &= \frac{1}{E_2}(\sigma_A - \eta_1 \dot{\varepsilon}_A) \\ \varepsilon &= \frac{1}{E_2}(\sigma_A - \eta_1 \dot{\varepsilon}_A) + \frac{\dot{\sigma}_1}{E_1} & \varepsilon &= \frac{1}{E_2}(\sigma_A - \eta_1 \dot{\varepsilon}_A) + \frac{\sigma}{E_1} \\ \varepsilon &= \left(\frac{1}{E_2} + \frac{1}{E_1}\right)\sigma - \frac{\eta_1}{E_2}\dot{\varepsilon}_A \quad (1) \\ \varepsilon &= \varepsilon_A + \varepsilon_1 \rightarrow \dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}_A + \dot{\varepsilon}_1 & \varepsilon_1 &= \frac{\sigma_A}{E_1} \rightarrow \dot{\varepsilon}_1 = \frac{\dot{\sigma}_1}{E_1} = \frac{\dot{\sigma}}{E_1} \\ \dot{\varepsilon}_A &= \dot{\varepsilon} - \frac{\dot{\sigma}}{E_1} \quad (2) \end{aligned}$$

(2) dans (1), nous donne :

$$\varepsilon = \left(\frac{1}{E_2} + \frac{1}{E_1}\right)\sigma - \frac{\eta_1}{E_2}\left(\dot{\varepsilon} + \frac{\dot{\sigma}}{E_1}\right)$$

EXERCICE N2 :

Vérifier la relation contrainte-déformation pour les modèles maxwell et kelvin donnés par les équations (2.6) et (2.7) respectivement de chapitre 2

Dans le modèle maxwell pour la figure 2-3a, la déformation totale au ressort et la déformation du de l'amortisseur. Donc $\varepsilon = \varepsilon_s + \varepsilon_D$ et $\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}_s + \dot{\varepsilon}_D$. Puisque la contrainte sur chaque élément est σ , équation (2.3) et (2.4) de chapitre 2, on peut utiliser

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\sigma}/G + \sigma/\eta$$

Dans le modèle de Kelvin de la figure 2-3b , $\sigma = \sigma_s + \sigma_D$ et directement à partir de l'équation (2.3) et (2.4),

$$\sigma = \eta \dot{\varepsilon} + G\varepsilon$$

EXERCICE N3

Utiliser la forme d'opérateur de la relation de contrainte-déformation du modèle kelvin pour obtenir la loi contrainte-déformation pour le solide standard linéaire de la figure 2-5a de chapitre 2

Ici la déformation totale est la somme de déformations au ressort plus la déformation dans l'unité kelvin

Donc $\varepsilon = \varepsilon_s + \varepsilon_K$ ou en format opérateur $\varepsilon = \sigma / G_1 + \sigma / \{G_2 + \eta_2 \partial t\}$. a partir de ce

$$G_1 \{G_2 + \eta_2 \partial t\} \varepsilon = \{G_2 + \eta_2 \partial t\} \sigma + G_1 \sigma$$

Et donc :

$$G_1 G_2 \varepsilon + G_1 \eta_2 \dot{\varepsilon} = (G_1 + G_2) \eta_2 \dot{\varepsilon}$$

Annex B :

Programme de calcul par ANSYS (cas de chargement $\sigma = 0,04$ MPa)

Finish

/clear

/prep7

! Element surfacique 8 nœuds

ET, 1, PLANE182

! Propriétés élastiques

mp, ex, 1,0.000132

mp,nuxy,1,0.35

! Les constantes de la loi de comportement

*SET, C1, 1.4e-3

*SET, C2, 0.0095

*SET, C3,-0.98

*SET, C4, 0

*SET, C5, 1.32e-10

*SET, C6, 6e-5

*SET, C7, 0

! Loi de comportement

Tb, creep, 1,11

Tbdata, 1, C1, C2, C3, C4, C5, C6, C7

Save

! Dimensions (25X20mm)

RECTNG, 0, 25, 0,20,

! Maillage

AESIZE, ALL, 1

! Spécifier l'élément sujet au maillage

SMRT, 8

! Spécifier le dimensionnement de maillage

MSHAPE, 0,2D

! Maille avec des éléments en forme de quadrilatère

MSHKEY, 0

! Maillage libre

Amesh, all

! Conditions aux limites

! Déplacement sur la ligne (x=0)

FLST, 2, 1, 4, ORDE, 1

FITEM, 2,4

DL, P51X, UX,

! Déplacement sur la ligne (x=25)

FLST, 2, 1, 4, ORDE, 1

FITEM, 2,2
DL, P51X, UX,

! Déplacement sur la ligne (y=0)

FLST, 2, 1, 4, ORDE, 1
FITEM, 2,1
DL, P51X, ALL,

! Chargement sur la ligne (y=20)

FLST, 2, 1, 4, ORDE, 1
FITEM, 2,3
SFL, P51X, PRES, 0.000004, valeur de chargement a modifié (unité ton/mm²)

! Solution

/SOLU
Nlgeom, on
RATE, OFF
DELT, 1.0E-8, 1.0E-9, 1.0E-8
TIME, 1.0E-8
OUTRES, ALL, all
/OUTPUT, SCRATCH
SOLVE
/OUT
RATE, ON
DELT, 0.1, 0.099, 0.1
TIME, 0.1
OUTRES, ALL, all
/OUTPUT, SCRATCH
SOLVE
/out
Rate, on
Delt, 1, 0.99, 1
Time, 1.0
Outres, all, all
/output, scratch
Solve
/out
Rate, on, on
Delt, 5.0, 4.99, 5.0
Time, 5.0
Outres, all, all
/output, scratch
Solve
/out
Rate, on
Delt, 10.0, 9.99, 10.0
Time, 10.0
Outres, all, all
/output, scratch

Solve

/out

Rate, on

Delt, 100,99.99, 100

Time, 100

Outres, all, all

/output, scratch

Solve

/out

Rate, on

Delt, 1000,999.99, 1000

Time, 1000

Outres, all, all

/output, scratch

Solve

/out

Rate, on

Delt, 10000,9999.99, 10000

Time, 10000

Outres, all, all

/output, scratch

Solve

/out

Rate, on

Delt, 10000, 1000,10000

Time, 52531200

Outres, all, all

/output, scratch

Solve

Finish