

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire de Magister

Présenté à l'Université de Guelma
Faculté des Sciences et Sciences de l'Ingénierie

Département de : *Génie Civil*
Spécialité : *Risques Naturels et vulnérabilité des ouvrages*

Présenté par : **Betehi Cherif**

Thème : Comportement Des Sols Compressibles

Sous la direction de : **Dr. Nouaouria Mohamed Salah**

JURY

Dr : Nafa Zahredine	Université de Guelma	Président
Dr : Nouaouria M^{ed} Salah	Université de Guelma	Rapporteur
Pro : Belabed Lazhar	Université de Guelma	Examineur
Dr : Rouli Ahmed	Université de Tebessa	Examineur
Dr : Mimoun Abdelghani	Université de Guelma	Invité

2010

Abstract

The soil mechanics is usually interested in the study of compressible soils. Because these soil deposits cover large part of the world, it's therefore naturally that an effort of considerable research is provided in the world to solve the problems caused by the construction of buildings on these types of soils.

We present in this research work the study of the behaviour of compressible soils under primary consolidation and secondary compression due to applied loads during a certain time in unsaturated and saturated state respectively.

Our research work is divided into two main parts. In the first part, we have undertaken consolidation tests in order to determine the primary consolidation and the secondary compression (creep) of two types of clay, namely: clay of Guelma and clay of Annaba. Furthermore, we have conducted direct shear tests on the clays mentioned above. Our aim is to determine the shear parameters (C et ϕ) in order to use them in the numerical modeling of the consolidation tests.

The second part was an attempt to model the consolidation tests. The software used in the modeling is the finite element code "Plaxis V8" which was purchased by the Civil Engineering and Hydraulics Laboratory. Two models were used: The Soft Soil Model (SSM) and The Soft Soil Creep Model (SSCM).

Then we compared the experimental results with the numerical ones. A good agreement between these results was found.

Finally, general conclusions and perspective for further work were illustrated.

Keywords : Compressible soils, consolidation, Plaxis V8, creep, saturated soils, unsaturated soils , numerical modeling .

Résumé

La mécanique des sols s'intéresse toujours à l'étude des sols compressibles. Puisque les dépôts de ces sols couvrent une grande partie du monde, il faut naturellement qu'un effort d'une recherche considérable soit fourni dans le monde pour résoudre les problèmes causés par la construction des ouvrages sur ces types de sols.

Nous présentons dans ce travail de recherche l'étude du comportement des sols compressibles sous la consolidation primaire et la compression secondaire dues aux charges appliquées pendant un certain temps sous l'état non saturé et saturé respectivement.

Notre travail de recherche est scindé en deux parties principales. Dans la première partie, nous avons réalisé des essais de consolidation afin de déterminer la consolidation primaire et la compression secondaire (fluage) de deux types d'argile : argile de Guelma et argile de Annaba.

Ensuite, nous avons conduit des essais de cisaillement direct à la boîte sur les argiles mentionnées ci-dessus. Notre objectif est de déterminer les paramètres de cisaillement (C et ϕ) pour les utiliser dans la modélisation numérique des essais de consolidation.

La seconde partie est une tentative de modéliser les essais de consolidation. Le logiciel utilisé dans la modélisation est le code d'éléments finis « Plaxis V8 » qui a été acheté par le Laboratoire de Génie Civil et d'Hydraulique. Deux modèles ont été utilisés : le Modèle (SSM) et le modèle (SSCM).

Nous avons ensuite comparés les résultats expérimentaux avec ceux déterminés numériquement. Une assez bonne concordance entre ces résultats a été trouvée.

Finalement, des conclusions générales et des perspectives pour le futur travail ont été illustrées.

Mots clés : Sols compressibles, consolidation, Plaxis V8, fluage, sols saturés, sols non saturés, modélisation numérique.

تهتم ميكانيكا التربة دائما بدراسة التربة الإنضغاطية وذلك باعتبار أن هذه التربة تغطي مساحة كبيرة من سطح الأرض مما يجعلها مجالا مهما للبحث من أجل إيجاد حلولاً للمشاكل المتعلقة بإنشاء البنيات المؤسسة على هذه التربة.

نقدم في هذا البحث دراسة تصريف التربة الإنضغاطية بفعل الرص الأولي والضغط الثانوي تحت تأثير الحمولات خلال زمن معين في حالة التشبع الكلي والتشبع الجزئي على التوالي.

ينقسم هذا البحث إلى قسمين رئيسيين. في القسم الأول أجرينا فحوصات الرص لإيجاد الرص الأولي والضغط الثانوي لنوعين من التربة الطينية، طين قالمة وطين عنابة. ثم أجرينا فحوصات القص المباشر لإيجاد وسائط القص (C et ϕ) لاستعمالها في نمذجة فحوصات الرص.

القسم الثاني هو عبارة عن تجربة لنمذجة فحوصات الرص. البرنامج المستعمل في هذه النمذجة هو برنامج معتمد على العناصر المنتهية « Plaxis V8 » الذي اقتناه مخبر الهندسة المدنية والمياه. استعمل نموذجان في هذه النمذجة: نموذج (SSM) ونموذج (SSCM).

أجرينا بعد ذلك مقارنة بين النتائج الناجمة عن التجارب والنتائج الرقمية فوجدنا اتفاق جيد بين هذه النتائج.

في الأخير أعطينا استنتاجا لبحثنا مع وضع مقترحات للعمل المقبل.

الكلمات المفتاحية: التربة الإنضغاطية، الرص، Plaxis V8 ، الزحف، التربة المشبعة، التربة غير المشبعة
نمذجة رقمية

TABLE DES MATIERES

Chapitre I : Etude Bibliographie sur les sols compressibles

1. Introduction	01
2. Etude la compressibilité unidimensionnelle des sols.....	04
2.1 Hypothèse	05
2.2 Courbe de compressibilité	05
2.3 Courbe de consolidation	11
3. La consolidation	11
3.1 Consolidation primaire	11
3.1.1 Théorie de la consolidation de TERZAGHI.....	12
3.1.2 Degré de consolidation moyenne	13
3.1.3 Équation de consolidation	13
3.1.4 Détermination expérimentale du coefficient de consolidation C_v	16
3.2 Consolidation secondaire	18
3.2.1 définition	19
3.2.2 corrélation sur le coefficient de compression secondaire	22
3.2.3 comportement contrainte-déformation	23
3.2.3 les essais de consolidation secondaire	24
L'effet de la vitesse de chargement sur la compression secondaire	24
L'effet de niveau de contrainte	25
L'effet de temps sur la courbe de compressibilité	27
4. calculs le tassement de consolidation	28
5. limites d'Atterberg	30
6. Compressibilité des sols saturés et non saturés.....	34

Chapitre II : Étude expérimentale la compressibilité des sols (consolidation unidimensionnelle primaire et secondaire)

Introduction	37
1. Les essais d'identification	39
2. Les limites d'Attarberg	40
a)- Limite de liquidité	40
b)- Limite de plasticité.....	41
c)- Rétrécissement linéaire	41
d)- classification les deux sols.....	41
Estimation les valeurs de compressibilités	42
3. Les essais de consolidation	43
3.1 Argile Guelma	43
3.1.1 Influence de la charge appliquée sur le tassement dans l'essai oedométrique	46
3.1.2 Les courbes de compressibilité	47

3.2 Argile Annaba	49
3.2.1 Influence de la charge appliquée	50
3.2.2 Les courbes de compressibilité	51
3.3 Résumé des essais de consolidation unidimensionnelle	53
4. Les essais de fluages	53
4.1 influence de section de l'échantillon	55
4.2 Influence de la charge appliquée sur l'éprouvette	55
4.3 Influence de la teneur en eau	57
4.4 Conclusion des essais de fluages	63
5. les essais de cisaillement	63

Chapitre III: Présentation du code de calcul Plaxis

1. Modèles de comportement des sols compressibles (argileux)	67
1.1 Introduction	67
Modèles utilisés dans les simulations des sols compressibles	68
2.1 Modèle pour sols "mous" (Soft Soil Model, SSM)	69
Paramètres de compressibilité	69
2.2 Modèle pour sols "mous" avec effet du temps (SSCM)	72
Formule de consolidation unidimensionnelle	72
Les paramètres de compressibilités modifiés	76
3 Modélisation des essais	77
3.1 Introduction	77
3.2 Informations générales	78
3.3 L'entrée des données de pré-traitement (sous programme Input)	79
3.4 Calculs (sous programme «Calculations »)	81
3.5 Afficher les résultats (sous programme «OUTPUT »)	83
3.6 Afficher Courbes (sous programme «CURVES»)	83

Chapitre VI: Modélisation des essais expérimentaux

1 Modélisation de la consolidation de l'argile de Guelma	86
1.1 Condition de géométrie	86
1.2 Programme de calcul	88
1.3 Comparaison les résultats de compression	93
1.4 Comparaison les résultats de gonflement	97
1.5 Courbe de compressibilité	97
2. Modélisation les essais de fluages sur l'argile de Guelma	99
2.1 Cas complètement saturé	99
2.2 Cas d'argile partiellement saturé	102
2.3 Conclusion	104
3 Modélisation de la consolidation de l'argile de Annaba	105
3.1 Condition de géométrie	106
3.2 programme de calcul	107
3.3 Modélisation le gonflement	112

3.4 Modélisation de compressibilité	112
4. Modélisation de fluage	114
4.1 Cas complètement saturé	114
4.2 Cas d'argile partiellement saturé	115
4.3 Conclusion sur la modélisation des essais de fluages	117
5 Conclusion sur le chapitre de modélisation	118
Chapitre V Conclusion et perspectives	119
IV Annexes	120
IIV Bibliographie	132

Liste des tableaux

Chapitre I : Étude Bibliographique sur les sols compressibles

Tableau 1.1 Ordres de grandeur de l'indice de compression pour différents types de sols compressibles	08
Tableau 1.2 Relations facteur de temps et degré de consolidation	15
Tableau 1.3 Ordres de grandeur du coefficient de consolidation pour différents types de sols compressibles	16
Tableau 1.4 les valeurs du rapport C_α / C_c	23
Tableau 1.5 Ordre de grandeur des limite d'Atterberg pour les sols compressibles	33
Tableau 1.6 Les différents équations empirique pour déterminer C_c , λ et κ	33

Chapitre II : Étude expérimentale du comportement des sols (consolidation unidimensionnelle primaire et secondaire)

Tableau 2.1 Propriété chimique de l'argile de Annaba	38
Tableau 2.2 Masse volumique de l'argile de Guelma	39
Tableau 2.3 Teneur en eau de l'argile de Guelma	39
Tableau 2.4 Masse volumique de l'argile de Annaba	39
Tableau 2.5 Teneur en eau pour l'argile de Annaba	39
Tableau 2.6 Les paramètres d'Atterberg pour les deux argiles	41
Tableau 2.7 Valeurs de tassement de l'argile de Guelma (cas saturé)	43
Tableau 3.8 Valeurs de tassement de l'argile de Guelma (cas partiellement saturé)	47
Tableau 3.9 Valeurs de tassement de l'argile de Annaba (cas saturé)	49
2.10 Tableau comparatif des différents résultats obtenus par les essais de consolidation sur les deux argiles de Guelma et de Annaba.....	53
2.11 Résultats de calcul l'indice de compression secondaire pour les deux argiles	62
2.12 Valeurs comparatives de C_α selon différents auteurs	62
2.13 Tableau des résultats de la boîte de cisaillement (argile de Guelma)	64
2.14 Tableau des résultats de la boîte de cisaillement (argile de Annaba)	65

Chapitre VI: Modélisation des essais expérimentaux

Tableau 4.1 Valeurs du coefficient de consolidation, du coefficient de compressibilité de volume et du coefficient de perméabilité pour chaque charge (argile de Guelma)	87
Tableau 4.1.1 Tassement calculé par le modèle SSM pour la charge 25 KPa	89
Tableau 4.1.2 Tassement calculé par le modèle SSM pour la charge 50 KPa	89
Tableau 4.1.3 Tassement calculé par le modèle SSM pour la charge 100 KPa	90
Tableau 4.1.4 Tassement calculé par le modèle SSM pour la charge 200 KPa	90
Tableau 4.1.5 Tassement calculé par le modèle SSM pour la charge 400 KPa	90
Tableau 4.1.6 Tassement calculé par le modèle SSM pour la charge 800 KPa	91
Tableau 4.1.7 Tassement calculé par le modèle SSM pour la charge 1600 KPa	91
Tableau 4.1.8 Tassement calculé par le modèle SSM après déchargement	92
Tableau 4.2 Erreur d'estimation de tassement au cours d'essai de la consolidation	97
Tableau 4.3 Erreur d'estimation de la compressibilité par le modèle SSM (argile Guelma).....	98
Tableau 4.4 Valeurs du coefficient de consolidation, du coefficient de compressibilité de volume et du coefficient de perméabilité pour chaque charge (argile de Annaba).	105
Tableau 4.5 Erreur d'estimation de tassement au cours d'essai de la consolidation	111
Tableau 4.6 Erreur d'estimation de la compressibilité par le modèle SSM (argile Annaba).....	113

Liste des figures

Chapitre I : Étude Bibliographique sur les sols compressibles

Figure 1.1.a Exemple de la déformation in-situ de fluage - tour de Pise, Italie	03
Figure 1. 1. b Formes et directions de fissuration, (Mouroux et al., 1987)	04
Figure 1.1.c Formes de dégâts sur des bâtiments reposant sur des terrains compressibles	04
Figure 1.2 Courbe de compressibilité	06
Figure 1.3 Détermination de la contrainte de préconsolidation d'après la construction de Casagrande	07
Figure 1.4 Présentation des paramètres de compression modifiés	10
Figure 1.5 Courbe typique de consolidation	11
Figure 1.6 Modèle analogique expliquant la consolidation primaire	12
Figure 1.7 Couche compressible en consolidation	13
Figure 1.8 Solution de l'équation de consolidation basée sous forme de relation entre le degré de consolidation primaire U et facteur de temps T_v	15
Figure 1.9 Méthode de Taylor pour le calcul de C_v	17
Figure 1.10 Méthode de Casagrande pour le calcul de C_v	18
Figure 1.11 Les trois phases du fluage primaires, des secondaires et tertiaires	20
Figure 1.12 Consolidation primaire et secondaire	21
Figure 1.13 Relations entre C_c et C_a (Mesri)	23
Figure 1.14 Exemples du comportement de contrainte-déformation sous différentes conditions ainsi que l'illustration du raccordement avec courbes de fluage	24
Figure 1.15 L'effet de la vitesse de déformation sur la courbe contrainte-déformation (Sällfors, 1975)	25
Figure 1.16 Essais de fluage oedométrique sur l'argile de Batiscan. (Leroueil et al, 1985)	26
Figure 1.17.a Variation de la vitesse de déformation avec la déformation durant les essais de fluage sur l'argile de Batiscan. (Leroueil et al, 1985)	26
Figure 1.17.b Courbe d'égale vitesse de déformation déduite des essais de fluage sur l'argile de Batiscan. (Leroueil et al, 1985)	27
Figure 1.18 Effet du temps sur la relation contrainte indice des vides en compression unidimensionnelle	28
Figure 1.19 Illustration du calcul le tassement pour sol surconsolidé	29
Figure 1.20.a Etats de consistance des sols	31

Figure 1.20.b Relation entre limites d'Atterberg et comportement mécanique	31
Figure 1.21 Abaque de plasticité de Casagrande et position des minéraux argileux	32
Figure 1.22 Diagramme de Casagrande de classification des sols fins	32
Figure 1.23 Classification des sols selon Vijayvergia et Ghazali	33
Figure 1.24 Tassement d'un sol compressible pour le cas saturé et le cas non saturé	34
Figure 1.25 Courbes de compressibilité à différents niveaux de succion	35

Chapitre II : Étude expérimentale du comportement des sols (consolidation unidimensionnelle primaire et secondaire)

Figure 2.1.a Limite de liquidité de l'argile de Guelma	40
Figure 2.1.b Limite de liquidité de l'argile de Annaba	40
Figure 2.1-c Position les deux argiles suivant la construction de Casagrande	42
Figure 2.2 Courbe contrainte-déformation de l'argile de Guelma pendant la consolidation (cas saturé)	44
Figure 2.3 Tassement de l'argile de Guelma selon l'essai oedométrique(cas saturé)	45
Figure 2.4 Comparaison les courbes de tassement selon l'essai oedométrique (cas saturé)	46
Figure 2.5 Courbe contrainte-déformation de l'argile de Guelma (cas saturé et partiellement saturé).....	47
Figure 2.6 Illustration de courbe de compressibilité pour l'argile de Guelma dans les cas saturé et partiellement saturé	48
Figure 2.7 Courbe de tassement de l'argile de Annaba selon l'essai de consolidation	50
Figure 2.8 Courbe contrainte-déformation de l'argile de Annaba (cas saturé)	50
Figure 2.9 Comparaison les courbe de tassement de l'argiles de Annaba pour chaque incrément des charges appliquée	51
Figure 2.10 Courbe de compressibilité de l'argile de Annaba pour les deux cas saturé et partiellement saturé	52
Figure 2.11 Courbe de comparaison le tassement de l'argile de Guelma par les deux oedomètres (50 et 75mm) dans les essais de fluage	55
Figure 2.12 Tassement de l'argile de Guelma sous les charges 200KPa et 100KPa	56
Figure 2.13 Tassement de l'argile de Annaba sous les charges 200KPa et 400KPa	57
Figure 2.14 Tassement de l'argile partiellement saturée de Guelma et saturée.....	58
Figure 2.15 Tassement de l'argile partiellement saturée de Annaba et saturée	59
Figure 2.16 Effet de la consolidation sur l'argile	60
Figure 2.17 Présentation la déformation de l'argile de Annaba sous l'effet de fluage dans les conditions partiellement saturé (400KPa)	61

Figure 2.18 Courbe de variation des forces de cisaillement en fonction de déplacement horizontale « argile de Guelma »	64
Figure 2.19 Courbe de Mohr-Coulomb « argile de Guelma »	64
Figure 2.20 Courbe de variation des forces de cisaillement en fonction de déplacement horizontale « argile de Annaba »	65
Figure 2.21 Courbe de Mohr-Coulomb « argile de Annaba »	66

Chapitre III: Présentation du code de calcul Plaxis

Figure 3.1 Représentations de l'essai oedométrique	70
Figure 3.2 Surface de charge elliptique	71
Figure 3.3 Consolidation et comportement du fluage dans un essai oedométrique standard	74
Figure 3.5 Courbe idéalisée de contrainte-déformation d'un essai oedométrique avec la division des incréments de déformation en deux composantes (élastique & fluage)	75

Chapitre VI: Modélisation des essais expérimentaux

Figure 4.1 Condition aux limites en chargement (consolidation unidimensionnelle)	87
Figure 4.2 Courbe de tassement et gonflement d'échantillon de l'argile de Guelma dans l'essai de consolidation	93
Figure 4.3 Courbes expérimentale et numérique pour la charge 25kPa	93
Figure 4.4 Courbes expérimentale et numérique pour la charge 50kPa	94
Figure 4.5 Courbes expérimentale et numérique pour la charge 100KPa	94
Figure 4.6 Courbes expérimentale et numérique pour la charge 200kPa	95
Figure 4.7 Courbes expérimentale et numérique pour la charge 400kPa	96
Figure 4.8 Courbes expérimentale et numérique pour la charge 800kPa	96
Figure 4.9 Courbes expérimentale et numérique pour la charge 1600kPa	96
Figure 4.10 Courbes de gonflement numérique et expérimental	97
Figure 4.11 Comparaison la courbe de compressibilité expérimentale avec la courbe numérique...	98
Figure 4.12 Erreur d'estimation de la consolidation par le modèle SSM	99
Figure 4.13 Condition aux limites en chargement de l'essai de fluage « 100KPa »	100
Figure 4.14 Comparaison entre la courbe expérimentale de fluage et la courbe numérique de l'argile de Guelma avec une charge de 100kPa	101
Figure 4.15 Comparaison entre la courbe expérimentale de fluage et la courbe numérique de l'argile de Guelma avec une charge de 200kPa.....	101

Figure 4.16 Comparaison les courbes de fluage : modélisé par les deux modèle SSM et SSCM avec expérimentale sous la charge de 100KPa.	102
Figure 4.17 Condition hydraulique pour le cas partiellement saturé	103
Figure 4.18 Comparaison entre la courbe expérimentale de fluage et la courbe numérique de l'argile de Guelma avec une charge de 100kPa (Cas partiellement saturé)	103
Figure 4.19 Comparaison entre la courbe expérimentale de fluage et la courbe numérique de l'argile de Guelma avec une charge de 200kPa (Cas partiellement saturé).....	104
Figure 4.20 Modèle de l'essai de consolidation unidimensionnelle	106
Figure 4.21 Courbe de tassement et de gonflement de l'argile de Annaba	107
Figure 4.22 Comparaison des courbes de tassements, charge de 25kPa	107
Figure 4.23 comparaison des courbes de tassements, charge de 50kPa	108
Figure 4.24 Comparaison des courbes de tassements, charge de 100kPa	109
Figure 4.25 Comparaison des courbes de tassements, charge de 200kPa	109
Figure 4.26 Comparaison des courbes de tassements, charge de 400kPa	110
Figure 4.27 Comparaison des courbes de tassements, charge de 800kPa	110
Figure 4.28 Comparaison des courbes de tassements, charge de 1600kPa	111
Figure 4.29 Courbe de gonflements numérique et expérimental	112
Figure 4-30 Courbes de compressibilité numérique et expérimentale	113
Figure 4.31 Erreur d'estimation de la consolidation par le modèle SSM	114
Figure 4.32 Comparaison de la courbe numérique de fluage avec la courbe expérimentale sous la charge de 200KPa (cas saturé)	114
Figure 4.33 Comparaison de la courbe numérique de fluage avec la courbe expérimentale sous la charge de 400KPa (cas saturé)	115
Figure 4.34 Niveau de l'eau pour le cas partiellement saturé	116
Figure 4.35 Comparaison de la courbe numérique de fluage avec la courbe expérimentale sous la charge de 200KPa (cas partiellement saturé).....	116
Figure 4.36 Comparaison de la courbe numérique de fluage avec la courbe expérimentale sous la charge de 400KPa (cas partiellement saturé).....	117

Liste des photos

Photo 1 Les deux d'argiles de Guelma et Annaba après l'essai de rétrécissement linéaire	41
Photo 02 Présente la cellule de mesure le tassement	44
Photo 03 Echantillon d'argile de Guelma après l'essai de consolidation	45
Photo 04 Argile de Annaba après l'essai de consolidation	49
Photo 05 Les deux échantillon "argile de Guelma" et "argile Annaba" après l'essais de fluage dans le cas partiellement saturé	60
Photo 06 Les échantillons après l'essai de cisaillement	65
Photo 07 Vue générale de l'oedomètre au cours de l'essai	66

Notations et définitions

Nous donnons ci-dessous les principales notations utilisées dans ce mémoire

u : Surpression interstitielles	[kN/m ²]
E_{oed} : Module oedométrique	[kN/m ²]
m_v : coefficient de compressibilité volumétrique	[m ² /kN]
σ' : contrainte effective appliquée.....	[kN/m ²]
σ_p : contrainte de préconsolidation.....	[kN/m ²]
e : Indice des vides.....	[-]
e_0 : Indice des vides initiale.....	[-]
T_v : facteur de temps.....	[-]
C_v : coefficient de consolidation	[m ² /min]
γ_h : Poids volumique du sol.....	[kN/m ³]
γ_s : Poids volumique des particules solides.....	[kN/m ³]
γ_d : Poids volumique sec.....	[kN/m ³]
γ_w : Poids volumique de l'eau.....	[kN/m ³]
C_c : L'indice de compression	[-]
C_s : L'indice de gonflement..	[-]
C_a coefficient de compression secondaire :	[-]
w : la teneur en eau.....	[%]
W_L : limite de liquidité	[%]
W_P : Limite plasticité	[%]
W_S : Limite de retrait	[%]
I_P : Indice de plasticité	[%]
I_C : Indice de consistance	[%]
I_L : : Indice de liquidité...	[%]
K_0 : Coefficient des terres au repos.....	[-]

Chapitre 01

Étude bibliographique sur les sols compressibles

1. Introduction

Le sol est un matériau hétérogène et anisotrope constitué de trois phases : une phase solide (les particules solides), une phase liquide (eau interstitielle en général) et une phase gazeuse (bulles d'air ou film d'air continu), la phase solide comportant des minéraux et des matériaux organiques. La présence de l'air et de l'eau font du sol un matériau complexe sous l'effet du temps. Son comportement est non linéaire et irréversible d'où la nécessité de combiner les essais en laboratoire et en place, l'analyse théorique et modélisation, l'expérience cumulée et le bon jugement pour la réussite d'une étude géotechnique.

Lorsqu'un sol est soumis à des charges (fondations, remblais, digues, mur de soutènement ...etc.), il se produit des déformations dans le milieu. Comme ces charges sont les plus souvent verticales, ces déformations sont particulièrement marquées dans la même direction des forces appliquées qui s'ajoutent à la pesanteur.

Les déformations des sols sont dues à la compressibilité (au fait qu'il peut diminuer de volume).

La compressibilité du sol est différée dans le temps dont la durée dépend de la perméabilité du matériau, elle résulte de:

1- la compression du volume de l'air qui remplit les vides et l'eau supposée incompressible, cette compression provoque une déformation quasiment instantanée.

Par contre, l'eau est peu compressible par rapport à l'ossature des grains. La variation unitaire du volume sous une charge de 0.1 MPa est respectivement de l'ordre de:

- pour l'eau $1/2200$,
- pour le matériau constitutif des grain $1/100000$
- pour le sable $1/1000$;
- pour l'argile $1/100$) [1] ;

2- l'évacuation de l'eau contenue dans les vides, elle produit la déformation la plus important, le sol subit une diminution de volume correspondent au volume d'eau expulsée ;

3-la compression du squelette solide, elle correspond au déformation des grains qui s'arrangent entre eux de façon à occuper un volume plus réduit.

On peut définir les sols compressibles comme des sols caractérisés par sa compressibilité très élevée pendant le chargement, dont les plus fréquemment des sols susceptibles de compression sont les argiles à cause de ses grains solides très fins.

On appelle ces déformations (compressibilités) verticaux vers le bas les tassements, alors le tassement total d'un sol se compose de tassement primaire et tassement secondaire.

Le tassement primaire a deux composantes, un tassement immédiat et un tassement différé associé à la consolidation. D'où la formule globale:

$$S_t = S_p + S_s = S_i + S_c + S_s ;$$

S_i : tassement immédiat; S_c : le tassement de consolidation primaire;

S_s : le tassement de consolidation secondaire.

Par définition, le tassement immédiat est indépendant du temps, tandis que les tassements de consolidation et le tassement secondaire sont des fonctions du temps. En général, le tassement immédiat est évalué en se basant sur la théorie d'élasticité. Le tassement de consolidation se produit dans les sols à grains fins présentant un faible coefficient de perméabilité. La vitesse de tassement dépend du tau d'évacuation de l'eau interstitielle c.à.d de la perméabilité. Dans ces conditions, le tassement de consolidation peut se prolonger pendant des mois, des années ou même des dizaines d'années. Le tassement secondaire se produit à contrainte effective constante, sans variation de la pression interstitielle ($\sigma = \sigma'$ et $u=0$), on le définit alors comme phénomène de fluage du sol.

Le phénomène de compression des sols (tassement) peut jouer un rôle important qui peut engendrer des désordres graves sur les ouvrages apportant des contraintes importantes dépendant du type d'ouvrage: destruction de chaussées, fissuration de bâtiments, ces conséquences apparaissent à long terme sous l'effet de la consolidation secondaire (fluage).

Dans le cas des constructions (bâtiments) ; Les bâtiments construits sans précautions sur des sols gonflants ou compressibles présentent souvent des figures de dégradation telles que fissures des murs porteurs, voire des murs de remplissage, bombement de l'éventuel radier, etc. Qui conduisent parfois à l'instabilité générale du bâtiment par rupture ou déboisement de ses éléments porteurs.

Ces désordres résultent du caractère différentiel que prennent les mouvements du sol de fondation sollicitant la structure en flexion ou en cisaillement (Fig. 1-1 b). Ces différences relatives de mouvement proviennent par ailleurs de l'hétérogénéité des sols de fondation, de celle des forces appliquées par la structure sur le sol, ainsi que des perturbations hydriques que le bâtiment peut engendrer (Mouroux et al. ,1987) [2] .

La **figure 1.1.c** illustre différents types de dégâts causés à un bâtiment qui repose sur un sol sujet à la compression.

Aujourd'hui on peut trouver beaucoup d'exemples du comportement de compressibilité et surtout le fluage in situ, on peut citer le cas de la tour de Pise en Italie. La pression moyenne sur la base est de 0.514 MPa appliquée par la construction. Due à la déformation de fluage des argiles déposées sous forme d'objectifs dans la base arénacée, la tour arrangée et inclinée à un côté. L'inclinaison est d'ordre de 5.5° . Une illustration de la section de la tour avec la situation géologique au-dessous de la structure ainsi que le tassement moyen de la tour avec la masse de la structure peut être trouvé sur le **Figure 1.1. a** Il y a beaucoup d'autre d'exemples du comportement in situ de compression des sols. Un des plus grands désastres était la catastrophe au réservoir de Vayont en Italie. Le glissement du côté du réservoir dû au fluage au talus au 1963 a eu comme conséquence la perte des 3000 vies. La vitesse de fluage a augmentée jusqu'à 1cm par jour créant un glissement de plus de 240 m^3 des sols avec vitesse 15-30 m/s dont le réservoir crée une vague qui s'est levée 270 m d'hauteur. Une vague de 70 m d'hauteur a frappé la ville de Longaron située en aval. Anderson (1981) [3]

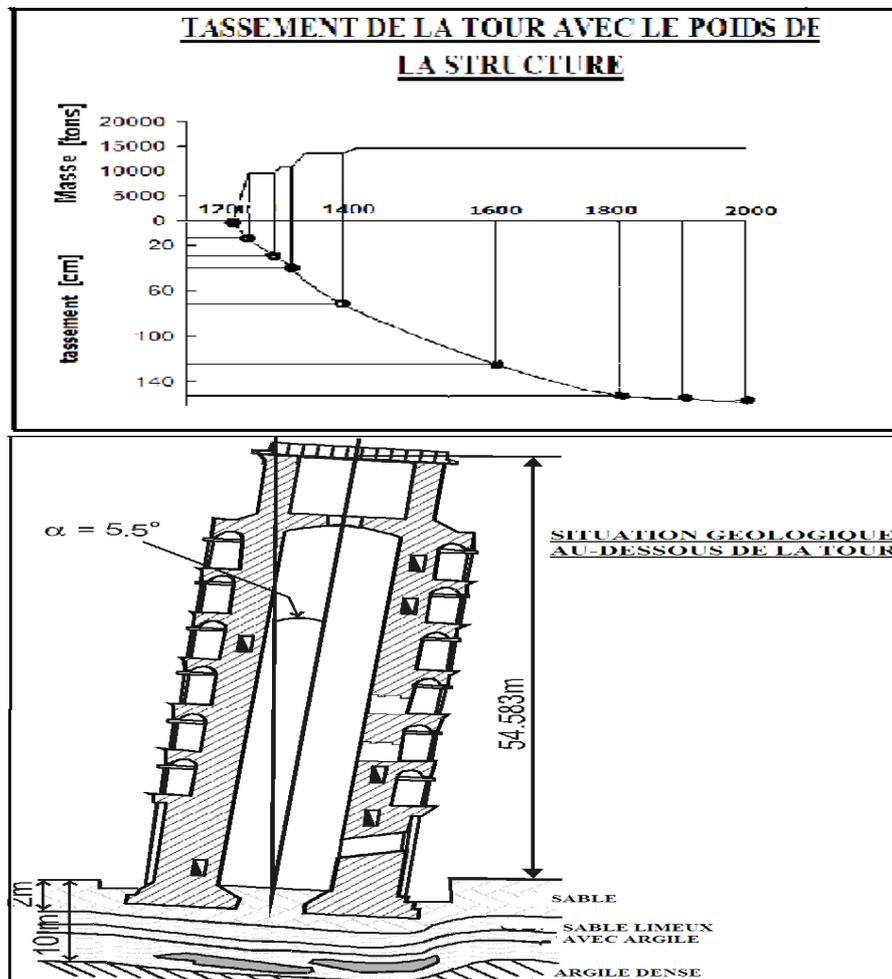


Figure 1.1. a Exemple de la déformation in-situ de fluage - tour de Pise, Italie.

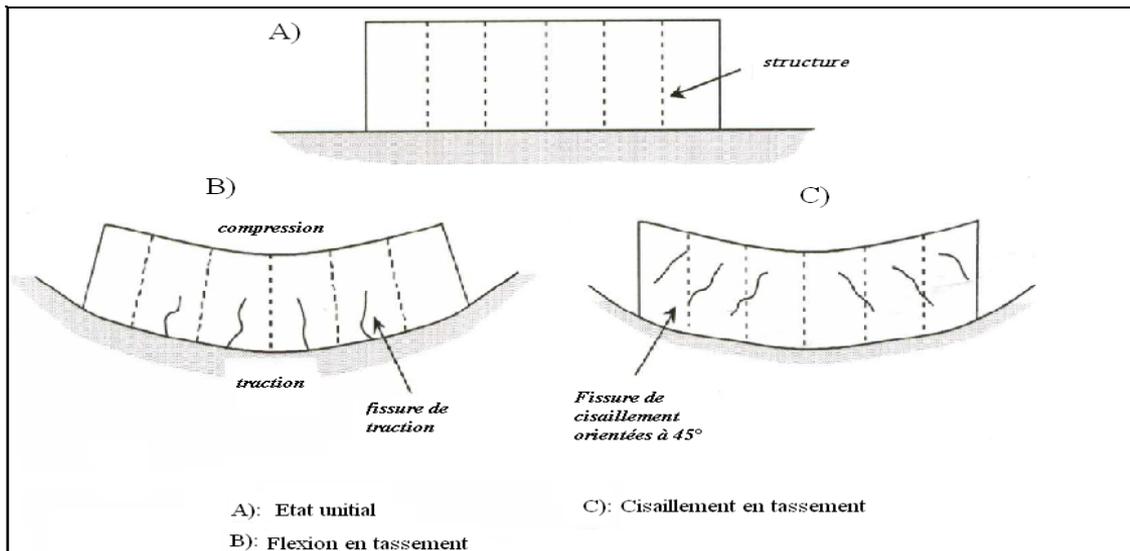


Figure 1.1.b Formes et directions de fissuration, (Mouroux et al., 1987).

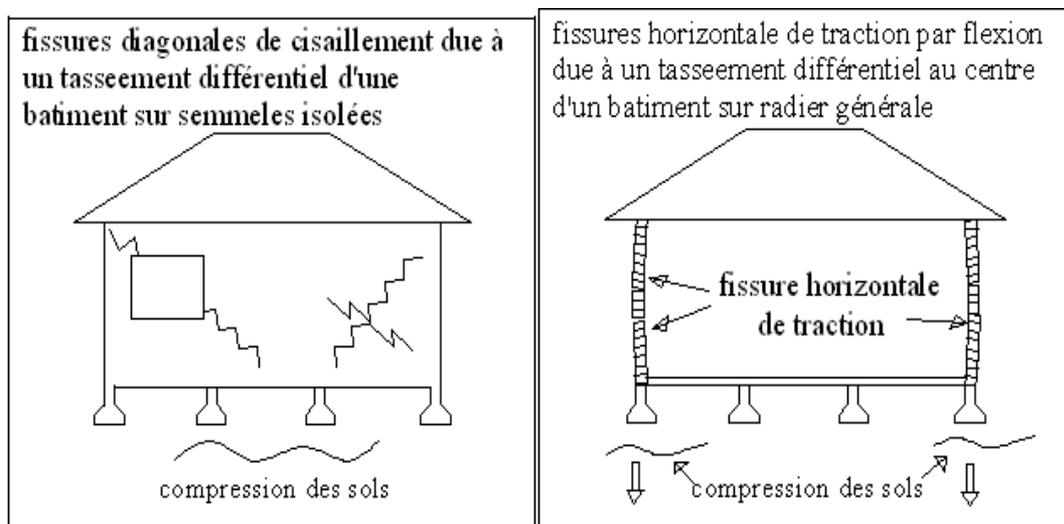


Figure 1.1.c Formes de dégâts sur des bâtiments reposant sur des terrains compressibles, (Mouroux et al., 1987).

2. Etude la compressibilité unidimensionnelle des sols 'essai de consolidation'

En 1910, le premier équipement pour réaliser un essai de compression unidimensionnelle a été construit en France par Frontar. En 1919, la Commission géotechnique suédoise a réalisé l'essai unidimensionnel de consolidation du sol argileux compris dans deux couches de sable (voir figure 1.7). Cette méthode plus tard a été employée par Terzaghi pour concevoir le consolidometer, aujourd'hui connu sous le nom oedometer.

2.1 Hypothèse de l'étude

L'étude de la compressibilité unidimensionnelle des sols se base sur une hypothèse fondamentale qui consiste à admettre qu'il n'y a pas de déformation horizontale, le sol étant en quelque sorte bloqué par le sol environnant. L'eau et les grains étant incompressibles, les déformations ne peuvent provenir que du mouvement des grains entre eux.

Le principe de l'oedomètre est consisté d'appliqué une contrainte totale verticale constante sur échantillon d'un sol :

- $\sigma_z = \frac{P}{S}$ (Contrainte principale, P la charge appliquée),
- Les déformations radiales sont nulles ($\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$, les paroi indéformables)
- Un système de drainage permet à l'eau de s'évacuer de l'échantillon suivant des trajets verticaux ascendant et descendant symétriques, tout en permettant au sol de rester saturé.

La dissipation des surpressions interstitielles qui résulte du drainage permet d'imposer au sol, si on attend suffisamment longtemps, une contrainte effective σ'_z , égale à la contrainte appliquée σ_z . Des comparateurs permettent de mesurer le tassement ΔH correspondant et donc

de calculer la déformation axiale : $\varepsilon_z = \frac{\Delta H}{H}$;

Dans la pratique courante, on double la charge P toutes les 24 heures. Compte tenu de la faible épaisseur des échantillons (pour éviter les frottements latéraux), les surpressions interstitielles sont généralement dissipées et on a bien $\sigma'_z = \sigma_z$.

L'étude de la compressibilité des sols par l'essai oedométrique fournit deux types de courbes qui peuvent déterminer de nombreux paramètres concernant ce phénomène.

- une courbe de compressibilité : $e - \log(\sigma'_z)$ (voir **figure 1.2**).
- des courbes de consolidation : $e - \log(t)$. On peut tracer une courbe de ce type pour chaque valeur de la contrainte appliquée σ'_z , c'est à dire pour chaque palier de chargement (**figure 1.5**).

2.2 Courbe de compressibilité

Le tassement final (en général 24 heures après l'application de la charge) ΔH_i est mesuré pour chaque valeur de σ'_z , à partir d'un état initial connu e_0 et H_0 .

La relation $\frac{\Delta H_i}{H_0} = \frac{\Delta e_i}{1+e_0}$ permet de calculer la valeur de Δe_i pour toutes les valeurs de ΔH_i (c'est à dire toutes les valeurs de σ'_z) :

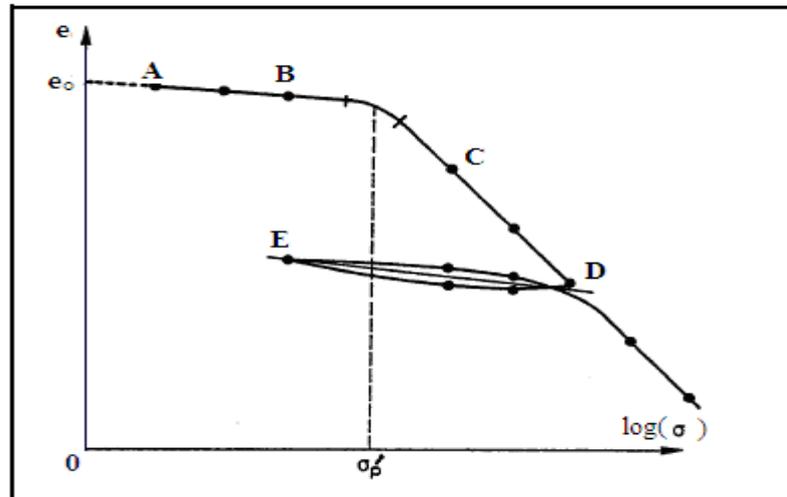


Figure 1.2 Courbe de compressibilité

On trace alors la courbe de compressibilité ($e - \log \sigma'_z$) (voir **Figure 1.2**). Elle présente deux parties rectilignes reliées par un arc. Après avoir atteint la charge maximale souhaitée (point D), on peut opérer un cycle déchargement rechargement.

On observe que :

Les segments AB et ED sont sensiblement parallèles. Dans la zone AB (dite zone de recompression) les tassements sont faibles à cause de la présence de l'eau dans l'échantillon.

- zone BC : C'est une zone de transition. La contrainte à partir de laquelle se produit la transition est dite contrainte de préconsolidation et est notée σ'_p . Au delà de cette contrainte, le sol est très compressible même pour de petites variations de la contrainte.

- La zone CD dite de compression vierge, dans laquelle la variation de l'indice des vides est proportionnelle à la variation du logarithme de la pression effective appliquée.

Cette courbe permet de déterminer trois caractéristiques du sol compressible étudié :

la pression de préconsolidation σ'_p , l'indice de compression C_c , et l'indice de gonflement C_g .

a- La pression de compressibilité

La pression de préconsolidation σ'_p est l'une des propriétés importantes d'un sol compressible. Elle correspond à un seuil d'érouissage au delà duquel les déplacements irréversibles manifestes. Cette pression définit la limite entre le comportement que l'on peut considérer comme élastique et un comportement plastique.

La courbe de compressibilité permet de faire la détermination graphique de la valeur de la pression de préconsolidation σ'_p ;

* Détermination de la contrainte de préconsolidation :

La contrainte de préconsolidation σ'_p est déterminée d'après un essai de compressibilité par la construction graphique de Casagrande sur la courbe de $(e-\log(\sigma))$:

- Soit A le point où le rayon de courbure est minimal.
- On trace la droite horizontale AH à partir de A.
- A partir de A, on trace la tangente AT au début de la courbe de compression vierge.
- On trace la bissectrice AB' de l'angle HÂT.
- On prolonge la portion rectiligne de la zone de compression vierge jusqu'à son intersection en B avec la bissectrice AB'.
- Le point B correspond à la contrainte de préconsolidation σ'_p .

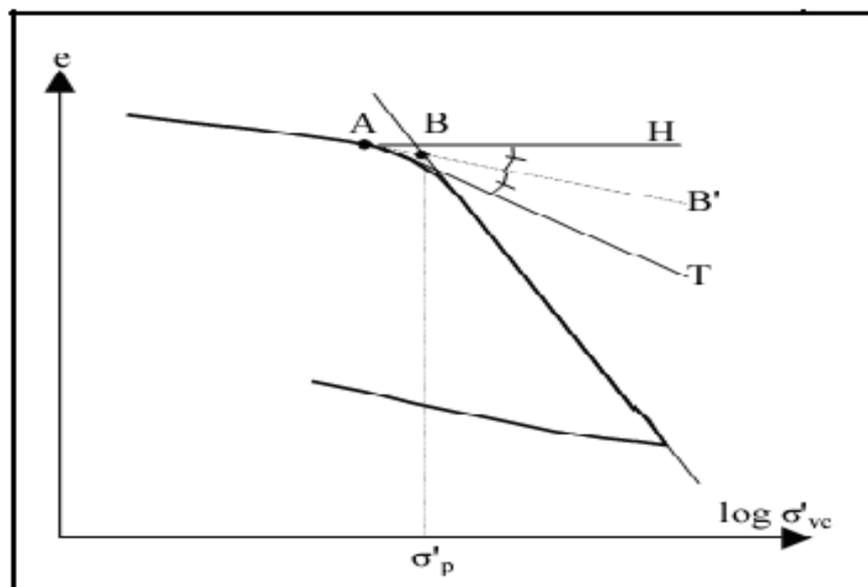


Figure 1.3 Détermination de la contrainte de préconsolidation d'après la construction de Casagrande.

On peut avoir plusieurs cas selon les valeurs relatives de σ'_p et la contrainte effective actuelle due au poids des terres σ'_z .

- pour $\sigma'_z < \sigma'_p$ le sol se déforme très peu parce qu'il a déjà été consolidé, au cours de son histoire, sous l'effet d'une pression qui, à sa valeur maximale, était égale à σ'_p , alors on dit que le sol est surconsolidé. Les sols mous normalement consolidés sont connus par leur compressibilité très élevée.

- pour $\sigma'_z = \sigma'_p$ La contrainte de préconsolidation est égale à la contrainte due au poids des terres, le sol est normalement consolidé.

- pour $\sigma'_z > \sigma'_p$ le sol est beaucoup plus déformable, il est soumis à des contraintes supérieures à toutes celles qu'il a connues. Ce cas est généralement rare et n'est pas permanent. En effet, on ne peut le trouver que dans les sols déposés récemment par un processus géologique ou par intervention humaine. Le sol en question n'a pas encore atteint son équilibre avec le poids des terres. La pression interstitielle est alors supérieure à la pression hydrostatique.

La partie correspondante de la courbe est appelée courbe vierge.

Le rapport de surconsolidation caractérisant l'état de surconsolidation initial du sol est noté OCR (Over Consolidation Ration), $OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_z}$, sa valeur pour différentes argiles molles (sols compressibles) sont de 1.2 à 3.

b- L'indice de compression C_c

C_c est le paramètre principal pour caractériser les sols compressibles soit:

$$C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta \log(\sigma)}$$

(pour $\sigma'_z > \sigma'_p$ la pente de la courbe pendant la phase de compression),

est un nombre sans dimension.

Types de sols compressibles (argiles)	Valeurs de C_c
- Kaolinites (raide)	0,1 < C_c < 0,25
- Illites	0,25 < C_c < 0,8
-Montmorillonites (molles)	0,8 < C_c < 2,5

Tableau 1.1 Ordres de grandeur de l'indice de compression pour différents types de sols compressibles [1]

On peut aussi considérer qu'un sol est:

Sable :	Incompressible	$C_c < 0,02$
	faible compressible	$0,02 < C_c < 0,05$
	Peu compressible	$0,05 < C_c < 0,10$
Kaolinites	Moyennement compressible	$0,10 < C_c < 0,20$
	Assez fortement compressible	$0,20 < C_c < 0,30$
Illite	Très compressible	$0,30 < C_c < 0,50$
Montmorillonites:	Extrêmement compressible	$0,50 < C_c$

c- Indice de gonflement C_g

C'est la pente moyenne (au signe près) d'un cycle déchargement - rechargement. Il

est noté par C_g . $C_g = \frac{\Delta e}{\Delta \log(\sigma)}$,

$$C_g < C_c$$

d- Module Oedométrique

On appelle module oedométrique le paramètre qui, dans une loi de comportement, relie les déformations aux contraintes. Dans le cas d'une sollicitation oedométrique (déformation mono axiale), on écrit ainsi :

$$\sigma' = -E_{oed} \frac{\Delta H}{H}; \quad E_{oed} \text{ a les dimensions d'une contrainte.}$$

$$E_{oed} = -\sigma'_z / \left(\frac{\Delta H}{H} \right) = \frac{-\Delta \sigma' (1+e)}{\Delta e} = \frac{1+e}{C_c} \frac{\Delta \sigma'}{\log\left(1 + \frac{\Delta \sigma'}{\sigma'}\right)} = 1/m_v$$

Pour la compression unidimensionnelle, le module oedométrique est relié au module d'élasticité par la relation suivante :

$$E = E_{oed} \frac{(1+\nu).(1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad [4]$$

Pour la plupart des sols ν est compris entre 0.12 et 0.35 donc :

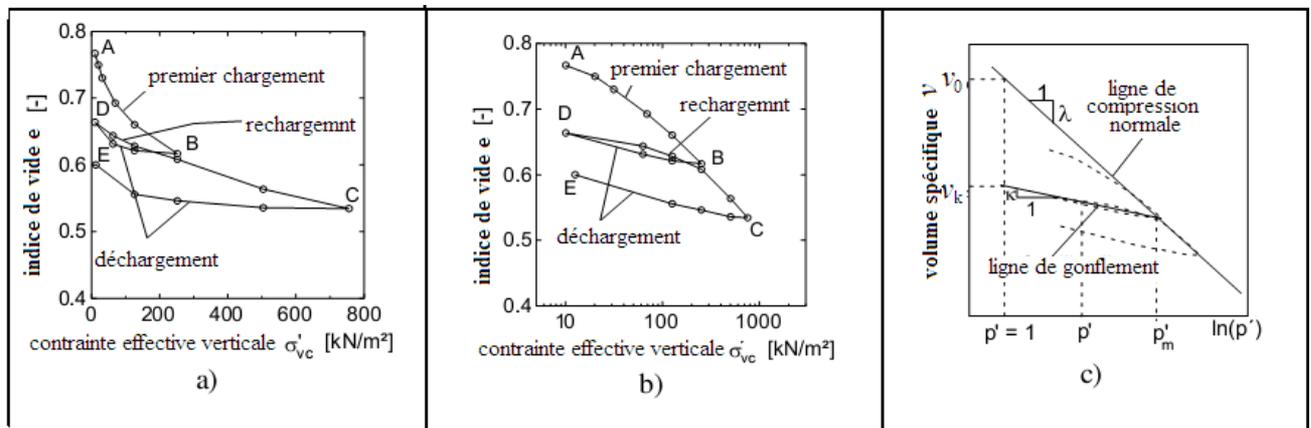
$$E/E_{oed} = 0,623 \text{ à } 0,967$$

$1/m_v = - \frac{\Delta e}{\Delta \sigma' (1+e)}$ est appelé coefficient de compressibilité volumique.

il apparaît que le module oedométrique n'est pas constant (contrairement au module d'Young d'un matériau à comportement élastique linéaire) il dépend à la fois de l'état de contrainte initial considéré σ' et de l'intervalle de contrainte $\Delta\sigma'$.

Remarque

les segments de la courbe de compressibilité ne sont pas vraiment réctilignes mais avec petites courbure, dans les calculs numérique pour la facilité on simule cette courbe avec deux nouveaux paramètres, pour cela l'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition C_c et C_g en λ et κ . Dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai oedométrique). On utilise alors λ^* et κ^* . Dans ce cas, l'indice des vides est variable. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.



a- Courbe de compressibilité à l'échelle normale ; b- courbe de compressibilité à l'échelle logarithmique ; c- courbe de compressibilité modélisé

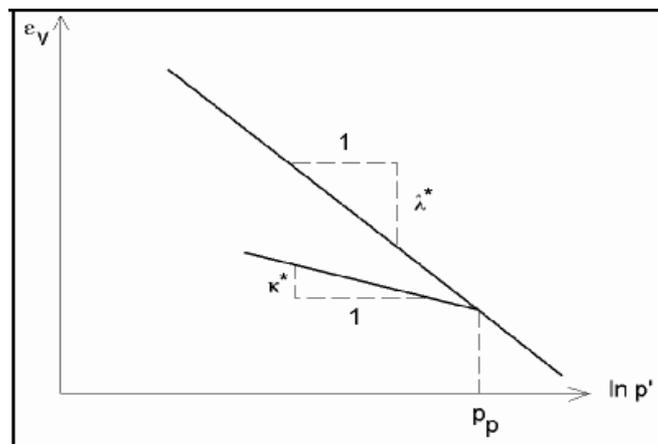


Figure 1.4 Présentation des paramètres de compression modifiés

2.3 Courbe de consolidation

Les courbes -représentants la variation de l'indice de vide en fonction de logarithme de temps- appelées courbes de consolidation.

La pente de la courbe déterminée par le coefficient de la compression secondaire C_{α} .

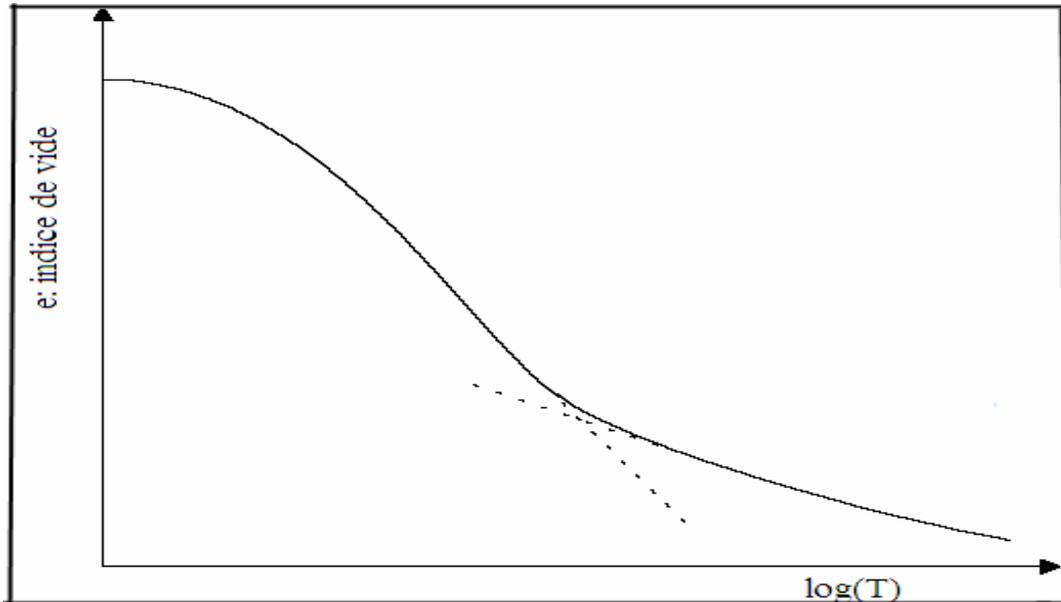


Figure 1.5 Courbe typique de consolidation

3. La consolidation

Le phénomène de compressibilité est loin d'être instantané, il peut parfois durer des dizaines d'années si la couche compressible est épaisse et la perméabilité est faible.

L'étude du tassement en fonction du temps nous donne le couple de variation de la hauteur de l'échantillon en fonction du temps, la première branche représente la consolidation primaire, et la deuxième représente la consolidation secondaire (voir **Figure 1.5**).

3.1 Consolidation primaire

L'application du système de charges crée une pression supplémentaire σ . Au moment de la mise en charge. Cette pression est reprise intégralement par l'eau interstitielle qui est donc soumise à une surpression $u = \sigma$. Sous l'action de cette surpression une partie de l'eau s'échappe de la couche compressible permettant ainsi un tassement, la surpression diminue dans l'eau et la différence $(\sigma - u)$ est supportée alors par la pression effective supplémentaire σ' dans les grains à laquelle correspond le tassement constaté.

Le phénomène est poursuivi jusqu'à ce que la surpression soit complètement dissipée, et contrainte appliquée soit supportée par le squelette granulaire ($\sigma' = \sigma$), le tassement définitif de consolidation primaire est donc atteint.

On peut illustrer le phénomène de consolidation primaire à l'aide du modèle analogique de la **figure 1.6** suivant dans lequel les éléments qui se correspondent sont :

L'eau du cylindre représente l'eau libre dans le sol ; Perméabilité correspond robinet.

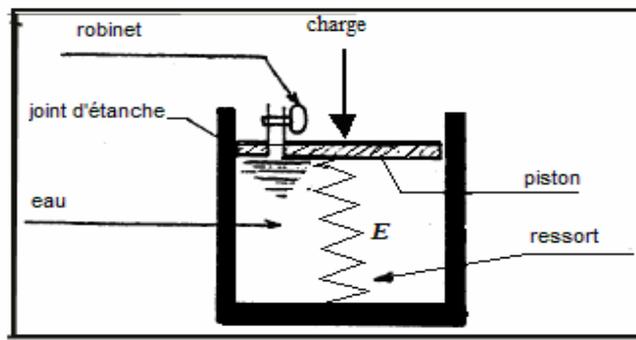


Figure 1.6 Modèle analogique expliquant la consolidation primaire

3.1.1 Théorie de la consolidation de *Terzaghi* (1923)

Cette théorie admet pour le squelette une loi rhéologique simple, l'élasticité linéaire, qui permet d'obtenir une solution mathématique complète. Le modèle analogique correspondant a été décrit ci-dessus.

Hypothèse

On considère une couche compressible, d'épaisseur constante notée $2h$ (H), comprise entre deux couches de matériaux poreux très perméables: tel que le sable ou le gravier. Les trois couches sont soumises à une surcharge uniformément répartie $\Delta\sigma$, normale à la surface du massif, et appliquée de façon instantanée, constante au cours du temps (voir **Figure 1.7**).

Le problème étant ainsi défini, on voit qu'il s'agit d'un problème de consolidation unidimensionnelle. Les conditions oedométriques sont réalisées (pas de déformation latérale, écoulement uniquement vertical); on prend pour module d'élasticité du squelette le module oedométrique du sol compressible.

On fait les hypothèses suivantes :

- seule la consolidation primaire est étudiée (absence de compression secondaire).
- la couche de sol compressible est homogène.
- les grains et le fluide sont incompressibles.

- la couche compressible est saturée.
- la loi de Darcy est applicable
- le coefficient de perméabilité k est constant (bien que e soit variable)
- la loi rhéologique du squelette (grains solides) est l'élasticité linéaire, module oedométrique E_{oed} constant (bien que e soit variable)

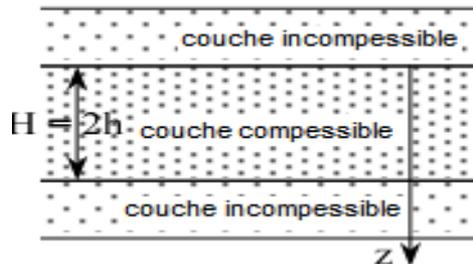


Figure 1.7 Couche compressible en consolidation

3.1.2 Degré de consolidation moyenne

Le tassement élémentaire à l'instant t d'un élément de sol d'épaisseur dz soumis à un chargement oedométrique est donné par l'expression:

$$dS_t = \frac{\Delta\sigma'_{(z,t)}}{E_{oed}} dz$$

Le tassement d'une couche d'épaisseur $2h$ à l'instant t est donc égal à :

$$S_t = \int_0^{2h} dS_t = \int_0^{2h} \frac{\Delta\sigma'_{(z,t)}}{E_{oed}} dz \quad (E_{oed} : \text{module oedométrique est constante})$$

Le tassement final est donné par: $S_\infty = \frac{1}{E_{oed}} \int_0^{2h} \Delta\sigma dz$ ($\Delta\sigma = \Delta\sigma'$ et $u = 0$)

$$\text{On peut alors écrire : } S_t = S_\infty - \frac{1}{E_{oed}} \int_0^{2h} \Delta u_{(z,t)} dz$$

On appelle le degré de consolidation moyenne d'une couche compressible le rapport de tassement S_t au temps t au tassement final S_∞ donc : $U(t) = S_t/S_\infty$ (U est un nombre sans

dimension) :

$$U(t) = 1 - \frac{\int_0^{2h} \Delta u_{(z,t)} dz}{2h \cdot \Delta\sigma}$$

3.1.3 Équation de consolidation

On considère une couche d'argile, une surface horizontale de côté (Z) et de superficie égale à l'unité. La pression de l'eau sur cette surface est égale à un constant $u - Z\gamma_w$ son altitude est (Z) sa charge hydraulique est u/γ_w à une constante. Si l'écoulement est

dirigé dans le sens de "Z" croissante le gradient hydraulique est $(-\frac{\partial(u)}{\gamma_w \partial z})$ et le débit qui

traverse cette surface $q = -K \cdot (\frac{\partial(\Delta u)}{\gamma_w \partial z})$. (γ_w : Poids volumique de l'eau ; K : perméabilité)

Pour un volume parallélépipédique de hauteur (dz) limité par deux surfaces horizontales de cote (Z) et (Z+dZ), les débits qui traversent ces deux surfaces sont (q) et (q+dq), et la quantité d'eau expulsé hors du parallélépipédique pendant le temps dt est:

$$dq \cdot dt = (\partial h / \partial z) \cdot dz \cdot dt = -K \cdot (\frac{\partial^2(\Delta u)}{\gamma_w \partial z^2}) dz \cdot dt.$$

Lorsque l'écoulement est dirigé dans le sens 'Z' décroissante : $q = K (\frac{\partial(\Delta u)}{\gamma_w \partial z})$. Mais la quantité de l'eau expulsé pendant le temps dt est alors égale (-dq dt) et l'on retrouve la même expression. Il suffit de considérer le débit comme une quantité algébrique pour démontrer la formule en toute généralité sans se préoccuper du sens d'écoulement qui peut dans certain cas ne pas être la même à travers des deux surfaces.

Cette quantité d'eau expulsée correspond à la diminution par le tassement du volume parallélépipédique

$$\frac{d\sigma'}{E_{oed}} dz = \frac{1}{E_{oed}} \frac{\partial \sigma'}{\partial t} dt dz = -\frac{1}{E_{oed}} \frac{\partial u}{\partial t} dt dz \quad (E_{oed} : \text{module oedomertique})$$

On a finalement:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{KE_{oed}}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad \text{en posant } C_v = \frac{KE_{oed}}{\gamma_w} \text{ (coefficient de consolidation)}$$

Pour déterminer complètement le problème, il est à associer à cette équation aux dérivés partielles deux conditions aux limites et une condition initiale :

$-u(t,0) = u(t,2h)$ conditions aux limites sur les deux surfaces limitant la couche compressible, la surpression est nulle puisque le matériau adjacent est parfaitement perméable.

$-u(0,z) = \sigma$ condition initiale (à l'instant 0 on a vu que $u = \sigma$).

$$\text{Donc } \begin{cases} u(t,0) = u(t,2h) \\ u(0,z) = \sigma \end{cases}$$

$$\text{La solution du problème donne: } \Delta u_{(z,t)} = -\frac{4}{\pi} \Delta \sigma \sum \frac{1}{n} e^{\frac{-n^2 - \pi^2 C_v}{4h^2} t} \sin \frac{n\pi z}{2h}$$

Donc:
$$U(t) = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_n \frac{1}{n} e^{-\frac{n^2 \pi^2 C_v}{4h^2} t}$$

On peut remplacer le temps t par une nouvelle variable sans dimension T_v , cette variable est appelée le facteur temps:

$$T_v = \frac{C_v}{h^2} t \rightarrow T_v = \frac{KE_{oed}}{h^2 \gamma_w} t$$

Le degré de consolidation est une fonction bien déterminée du facteur temps, la solution en forme graphique de la relation entre ces deux paramètres est montrée sur le schéma suivant:

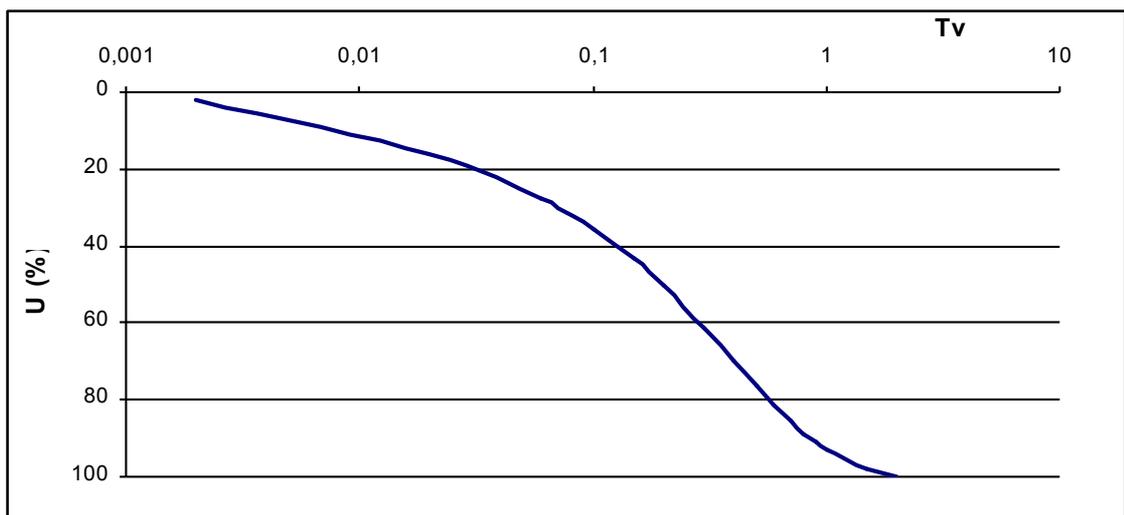


Figure 1.8 Solution de l'équation de consolidation basée sous forme de relation entre le degré de consolidation primaire U et facteur de temps T_v .

T_v	U	T_v	U	T_v	U
0.02	0.16	0.3	0.61	0.8	0.88
0.06	0.27	0.4	0.69	0.9	0.91
0.10	0.35	0.5	0.76	1.0	0.93
0.15	0.43	0.6	0.81	2	0.99
0.20	0.50	0.7	0.85	∞	1

Tableau 1.2 Relations facteur de temps et degré de consolidation [1]

Dans le pratique il est également intéressant de connaître la fonction inverse :

U	10	20	30	40	50%
	%	%	%	%	
T_v	0.08	0.31	0.71	0.127	0.289

- un autre expression algébrique approchée valable pour toutes les valeurs de T_v :

$$U = \sqrt{\frac{T_v^3}{T_v^3 + 0.5}} \quad [1]$$

Cette expression ne conduit pas des erreurs supérieures à 1%.

-**Terzaghi** de son côté a donné une expression approchée plus simple lorsque T_v est comprise entre 0 et 0.2 U et inférieur à 0.5:

$$T_v = \frac{\pi}{4} U^2 \rightarrow U = 1.128 \sqrt{T_v}$$

Nous pouvons remarquer que:

- pour un matériau compressible, le temps nécessaire pour atteindre un certain degré de consolidation (un facteur temps déterminé) est proportionnel au carré de l'épaisseur de la couche compressible.

- de même pour des échantillons de même épaisseur de matériaux différents le temps nécessaire pour atteindre un certain degré de consolidation est inversement proportionnel au coefficient de consolidation de chaque matériau.

Type de sol	Coefficient C_v
Kaolinites	$4 \cdot 10^{-3}$ - $2 \cdot 10^{-2}$ cm ² /s
Illites	$2 \cdot 10^{-3}$ - 10^{-2} cm ² /s
Montmorillonites	10^{-3} - $0,2 \cdot 10^{-2}$ cm ² /s
Argiles sableuse	10^{-3} cm ² /s

Tableau 1.3 Ordres de grandeur du coefficient de consolidation pour différents types de sols compressibles [1]

3.1.4 Détermination expérimentale du coefficient de consolidation C_v

Ce coefficient figure dans l'équation différentielle de consolidation, et dans la définition du facteur temps. En réalité, le coefficient de consolidation dépend du rapport d'augmentation de la charge, du niveau de la contrainte appliquée, qu'elle excède ou non la contrainte de préconsolidation. Expérimentalement, le calcul de C_v est basé sur l'expression

$T_v = \frac{C_v}{h^2} t$. Il existe deux méthodes graphiques associées à un essai oedométrique classique.

a- Méthode de Taylor

On considère l'espace $(S(t), \sqrt{t})$. La méthode consiste à déterminer S_{90} et t_{90} correspondant à 90 % de consolidation. Pour cela, on suit les étapes ci-dessous (**Figure 1.9**):

- On trace la droite D_1 tangente à la partie initiale 1 de la courbe $S(\sqrt{t})$ avec l'axe S ;
- l'intersection de la droite D_1 avec l'axe S donne S_c ;
- à partir de S_c , on trace une deuxième droite D_2 dont les abscisses sont égales à 1,15 fois les abscisses de D_1 ;
- l'intersection de la droite D_2 avec la courbe $S(\sqrt{t})$ correspond à (S_{90}, t_{90}) ;
- on applique la formule $C_v = \frac{T \cdot h^2}{t_{90}}$ en utilisant $T = 0,848$ associés à $U_{\text{moy}} = 90\%$,

$$H_{\text{dr}} = (H_{\text{dr}})_{\text{moy}} \cdot$$

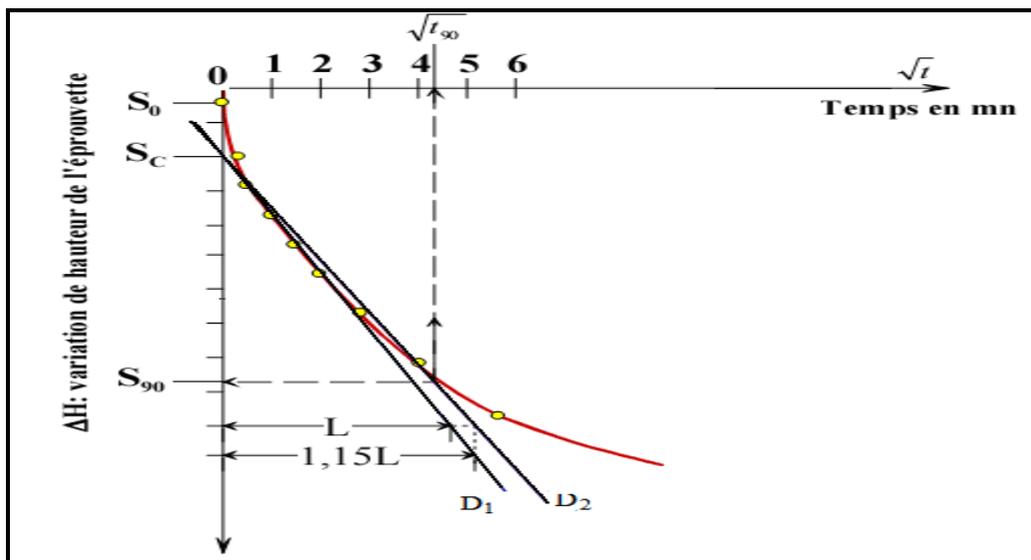


Figure 1.9 Méthode de Taylor pour le calcul de C_v

b- Méthode de Casagrande

On considère l'espace $(S(t), \log(t))$, où $S(t)$ représente la lecture micrométrique de la variation de la hauteur de l'échantillon en fonction du temps t . La méthode consiste à déterminer S_{50} et t_{50} correspondant à 50 % de consolidation. Pour cela, on suit les étapes ci-dessous (**voir Figure 1.10**):

- On trace les tangentes aux deux branches linéaires de la courbe ;
- on détermine le point t_p (t_{100}, S_{100}) défini par l'intersection des deux tangentes. Il définit le temps de la fin de consolidation primaire t_{100} correspondant à $U = 100\%$;
- on choisit deux temps t_1 et t_2 quelconques mais dans un rapport de 1 à 4 ($t_2 = 4t_1$) et on prend leurs lectures micrométriques S_1 et S_2 ;

- on reporte au dessus de S_1 la distance égale à $S_1 - S_2$, On définit ainsi la lecture initiale : $S_0 = S_1 - (S_2 - S_1)$;
- on recommence le procédé pour plusieurs valeurs de t pour obtenir une valeur moyenne de S_0 aussi exacte que possible : $S_0 = S_2 - (S_3 - S_2)$;
- on calcule alors : $S_{50} = (S_{100} - S_0)/2$, d'où l'on détermine t_{50} .
- on calcule C_v d'après la formule: $C_v = \frac{0,197 \cdot h^2}{t_{50}}$ dans laquelle on prendra

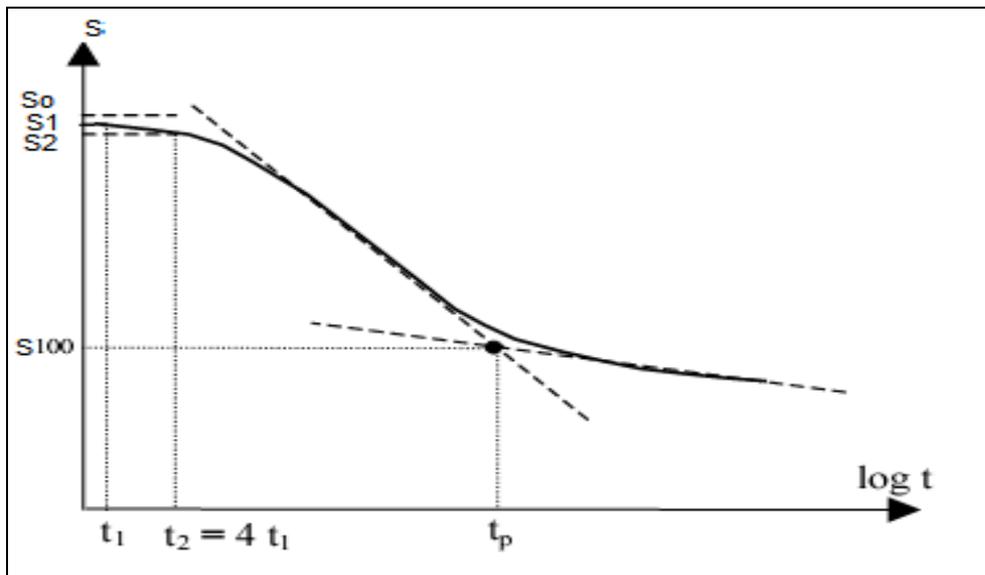


Figure 1.10 Méthode de Casagrande pour le calcul de C_v

Généralement, cette méthode donne des valeurs de C_v légèrement supérieures aux valeurs données par la méthode de Casagrande.

3.2 La consolidation secondaire (le Fluage)

Les tassements des sols peuvent apparaître juste au début de l'application d'une charge et se stabiliser par la suite (tassement instantané et de tassement de consolidation). La consolidation est un phénomène élasto-plastique, différé dans le temps dont la durée dépend de la perméabilité du matériau. Elle prend fin lorsque la surpression interstitielle s'annule. Parfois, le tassement ne se stabilise pas et continue au - delà de la fin supposée de la consolidation primaire : il s'agit alors du tassement à long terme et ce phénomène est appelé consolidation secondaire ou fluage des sols.

3.2.1 Définition

Le fluage est une déformation d'un matériau sous une charge menée constante; le problème fondamental des théories du fluage est la détermination de la relation entre contrainte- déformation- temps.

Le fluage (consolidation secondaire) des sols sous une contrainte effective donnée consiste essentiellement dans le changement de forme et de dimension des vides du sol et dans un moindre degré du changement de forme des particules elles-mêmes (le changement de volume des particules est très petit et peut être négligé). Il en résulte que l'analyse de la déformation du sol mène à l'analyse de la structure du sol.

Au niveau des particules des sols, la déformation consiste en un déplacement mutuel des particules à l'initiation et à la rupture des liaisons entre elles, ce qui se produit avec changement appréciable de l'arrangement mutuel des particules.

Buisman (1936) est probablement le premier à considérer l'essai de consolidation secondaire et à avoir proposé une loi de fluage pour l'argile après qu'il ait observé que le tassement du sol mou n'était pas complètement expliqué par la théorie classique de consolidation, la relation suivante pour définir le comportement du fluage sous des contraintes effectives constantes : $\varepsilon = \varepsilon_C - C_B \log(t/t_c)$. [5]

ε_C est la déformation de la consolidation, t_c est le temps à la fin de consolidation primaire, C_B est une constante du matériau, t est le temps depuis le début du chargement,

Le fluage des sols peut se composer de trois parties (concernant la charge appliquée) (voir Figure 1.11) :

- le fluage primaire (à vitesse de déformation décroissante $\dot{\varepsilon} < 0$) ;
- le fluage secondaire (ou à vitesse constante $\dot{\varepsilon} = 0$) ;
- le fluage tertiaire (à vitesse croissante $\dot{\varepsilon} > 0$). On suppose que le fluage secondaire puisse se transformer en fluage décéléré ou en fluage accéléré. Si le fluage s'accélère, cela se terminera tôt ou tard par une rupture.

Généralement, le fluage volumétrique consiste seulement en phase primaire de déformation de fluage, c.-à-d. il tend à se stabiliser. Le fluage déviatorique (cisaillement) peut ou peut ne pas consister de chacune des trois phases, selon la mobilisation de cisaillement.

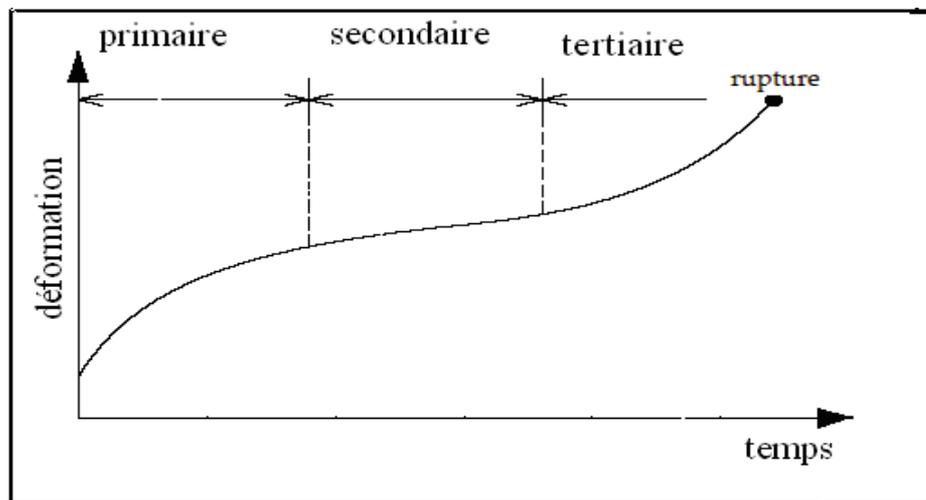


Figure 1.11 Les trois phases du fluage primaires, des secondaires et tertiaires

La rupture après fluage ne s'observe pas sur les argiles normalement consolidées. Quand il y a rupture, il s'agit d'un phénomène plastique; il n'y a pas de rupture "visqueuse", Vuailat (1980). [6]

Selon l'hypothèse de Ladd et al, 1977 [7] et Mesri et Choi, 1985 [8], les déformations de la consolidation primaire associées au transfert des pressions interstitielles à des contraintes effectives sont séparées des déformations dues à la consolidation secondaire. La théorie de consolidation de Terzaghi est utilisée pour calculer la compression à la fin de la consolidation primaire, puis un coefficient séparé de consolidation secondaire est utilisé pour calculer le tassement de fluage. Cette approche est appelée hypothèse A. (voir Figure 1.12).

Une autre théorie appelée l'hypothèse B est proposée par Taylor en 1942 [18], où on suppose que le fluage a lieu pendant et après le processus de consolidation primaire. Le code de calcul Plaxis tient compte de ces deux hypothèses.

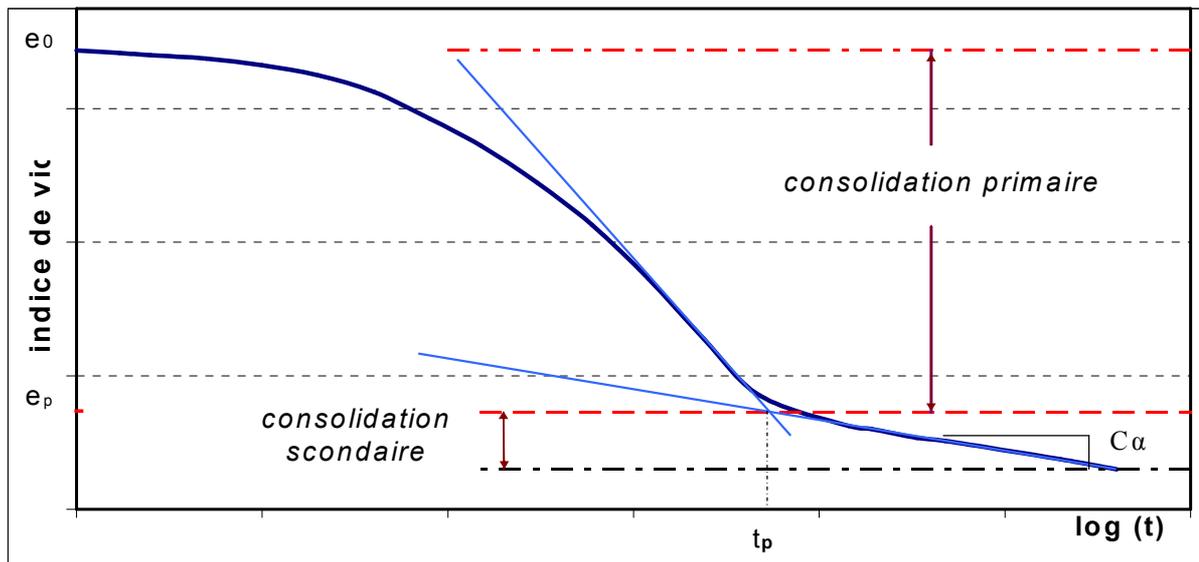


Figure 1.12 Consolidation primaire et secondaire.

En raison de la complexité du phénomène de fluage et du grand nombre de facteurs l'influençant, plusieurs théories de fluage ont été développées pour décrire le comportement de fluage dans un éventail de vrais matériaux. Ces différentes théories se basent dans un sens unique dans les équations d'état de la déformation, la contrainte et le temps, de corrélation : $\varepsilon = f(\sigma, t)$ ou $\sigma = f(\varepsilon, t)$,

Donc l'étude du phénomène de fluage est la détermination des relations entre ces trois composantes (le temps est un facteur très important pour la compression secondaire, son importance est augmentée pour les argiles normalement consolidées).

Le fluage dépend considérablement du type d'argile impliquée. La kaolinite est moins compressible, l'illite a les propriétés intermédiaires et la montmorillonite montre le taux le plus élevé de compression secondaire, (Mesri 1973) [9].

Pour l'évaluation de la consolidation secondaire, le coefficient de compression secondaire C_α a été très souvent employé. Le coefficient C_α peut être défini de la variation de l'indice des vides, e , avec le temps t à échelle logarithmique pour un incrément donné de charge :

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)}$$

C_α représente la pente de la courbe e - $\log(t)$ (voir **Figure 1.12**).

Il existe d'autre paramètre qui peut évaluer la consolidation secondaire C_{ae} appelé coefficient de consolidation secondaire modifié, C_{ae} est relié avec C_a par l'expression suivante :

$$C_{ae} = \frac{C_a}{1 + e_p}$$

où e_p est l'indice des vides au début de la portion linéaire de la courbe $e(\log(t))$, c.à.d. l'indice des vides à la fin de la consolidation primaire.

Mesri (1973) a conclu que pour tout type d'argile minérale le coefficient de la compression secondaire (C_a) peut changer entre 0.1 et 10%. Davies (1975), après une étude détaillée sur des effets de fluage sur les argiles remaniée, a conclu que (C_a) est une constante pour une argile donnée pour des valeurs des contraintes effectives excédant la pression de préconsolidation apparente [10].

3.2.2 Corrélation sur le coefficient de compression secondaire

Tsukada et Yasuhara (1995) ont proposé une corrélation reliant l'indice des vides avec le coefficient de compression secondaire.

$$C_a = 0.0145 \cdot e_0^{1.555} \quad (e_0: \text{l'indice des vides initiale}) \quad [11]$$

Mesri et Godlewski (1977) ont affirmé qu'un rapport unique existe liant les coefficients de la compression primaire et secondaire, c'est le rapport $C_a / C_c = 0.025-0.1$. [12]

Mesri et Godlewski (1977), ont cependant montré que C_a était corrélé à l'indice de compression C_c par la relation simple :

$$C_a / C_c = 0.04$$

Cette relation s'applique à une grande variété de matériaux allant des argiles molles aux argiles raides et aux sables bitumineux. Il est bon de noter que le rapport C_a/C_c est légèrement plus élevé et de l'ordre de 0,06 pour les argiles molles fortement organiques, (voir **Figure 1.13**). [13]

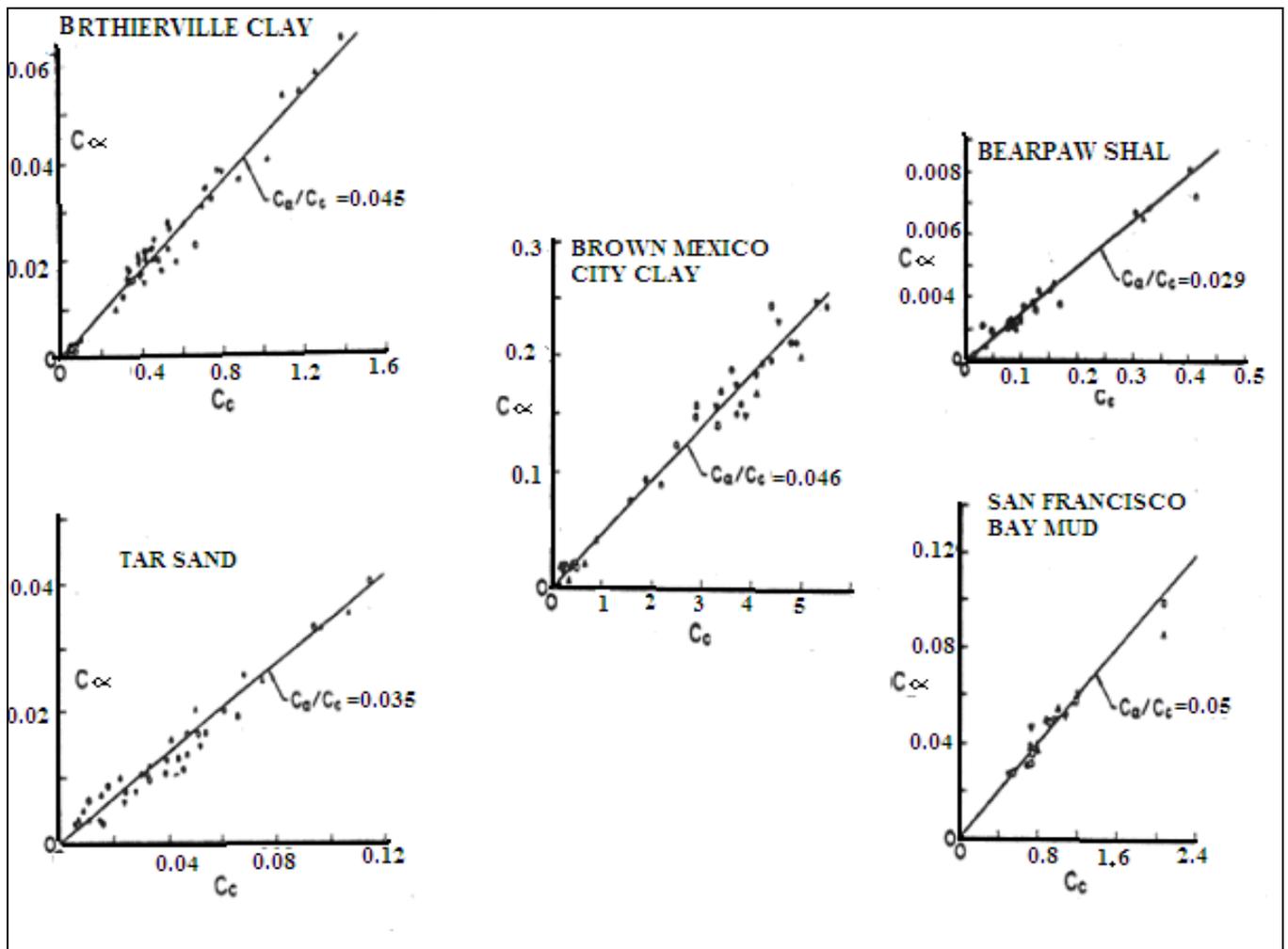


Figure 1.13 Relations entre C_c et C_a (Mesri) [3]

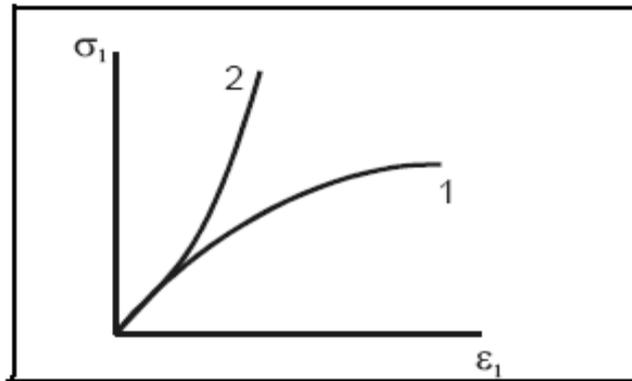
C_a / C_c	Référence	Région d'application
0.03 - 0.04	Mesri and Godlewski 1977	Argile de Whangamarino
0.026	Mesri and Godlewski 1977	Argile bleue et molle
0.03 - 0.035	Mesri and Godlewski 1977	Argile de Mexico city
0.04 - 0.075	Mesri and Godlewski 1977	Argile organique de new haven
0.04 - 0.06	Mesri and Godlewski 1977	Argile organique
0.03	Mesri et al. 1995	Argile molle de Batiscan
0.02 - 0.04	Scherzinger 1991	
0.025 - 0.032	Klobe 1992	

Tableau 1.4 Les valeurs du rapport C_a / C_c . [4]

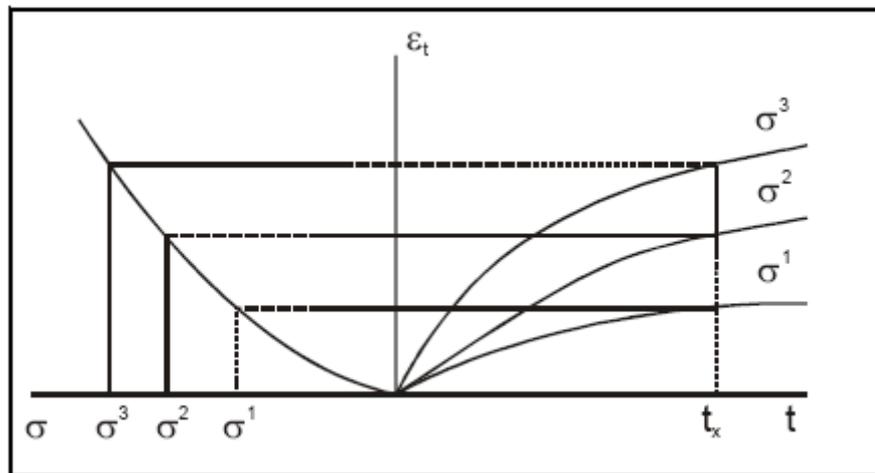
3.2.3 Comportement contrainte-déformation

Le comportement de contrainte-déformation joue un rôle significatif dans le comportement de fluage. Le type du comportement du fluage est entièrement relié à la

situation de contrainte- déformation et les conditions aux limites, par exemple dans le cas de la condition de contrainte-déformation oedométrique, le fluage volumétrique, sans phases secondaires et tertiaires de fluage sera prévu. De ce point de vue il est nécessaire de comprendre et évaluer la situation de contrainte-déformation pour estimer et comprendre le comportement suivant de fluage.



**a. Diagramme typique de contrainte-déformation dans le cas de :
1 – comportement deviatoric, 2 – consolidation**



1.14 Exemples du comportement de contrainte-déformation sous différentes conditions ainsi que l'illustration du raccordement avec les courbes de fluage.

3.2.4 Essais de consolidation secondaire

A- L'effet de la vitesse de chargement sur la compression secondaire

Des essais oedométriques qui ont été réalisés par Crawford (1965) [14], Sällfors (1975) [15], Leroueil et al. (1983, 1985) [16] pour étudier l'effet de la vitesse de chargement sur la compression oedométrique, ils ont noté que la courbe contrainte-déformation dépendait de la vitesse. On peut donc noter :

- Pour une contrainte effective donnée, plus la vitesse de déformation est lente plus la déformation est importante ;
- Pour une déformation donnée, la contrainte effective croît avec la vitesse ;
- La pression de préconsolidation augmente avec la vitesse, comme le montre la **figure 1.15**

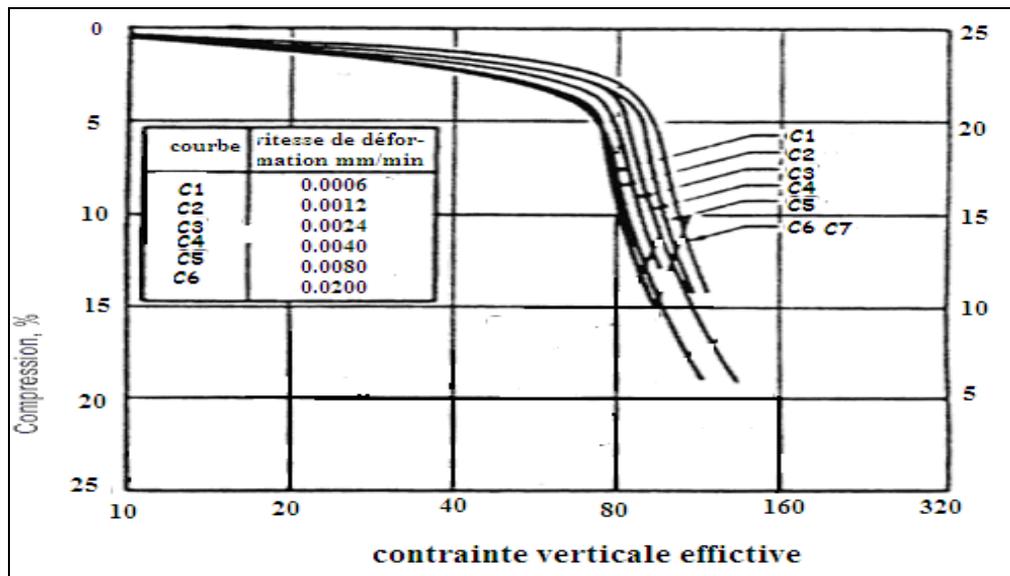


Figure 1.15 L'effet de la vitesse de déformation sur la courbe contrainte-déformation (Sällfors, 1975)

B- L'effet de niveau de contrainte

Des résultats obtenus par Leroueil et al. (1985) [17] qui ont réalisé divers types d'essais oedométriques sur des argiles de l'Est du Canada pour le but de définir plus précisément les comportements unidimensionnels des argiles molles (déformation unidimensionnelle) et des essais à chargement par paliers dans lesquels la charge est augmentée dès que la pression interstitielle dans l'échantillon devient négligeable (essai EOP, End Of Primary) et finalement des essais de fluage dans le temps, dépassant parfois un an ont complété cette base expérimentale

La **figure 1.16** montre des résultats de fluage œdométrique, nous bien noter que l'effet de la contrainte appliquée dépend de la contrainte de préconsolidation:

- Sous les plus fortes contraintes (excédant la pression de consolidation), les courbes ont une forme en S typique ;
- Par contre, sous des faibles contraintes et autour de la pression de préconsolidation, les courbes ϵ_v -log(t) ont une pente stabilisée (du moins durant la durée d'essai).

La compression des argiles est augmentée progressivement avec l'augmentation de niveau de la contrainte de consolidation.

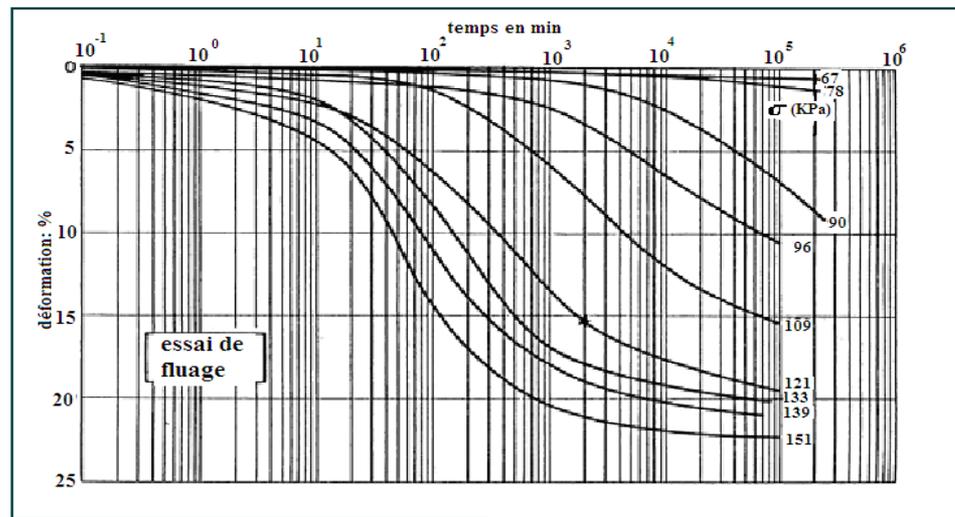


Figure 1.16 Essais de fluage oedométrique sur l'argile de Batiscan.
(Leroueil et al, 1985)

La **figure 1.17.a** présente les mêmes résultats sous forme $\epsilon_v - \log \dot{\epsilon}_v$.

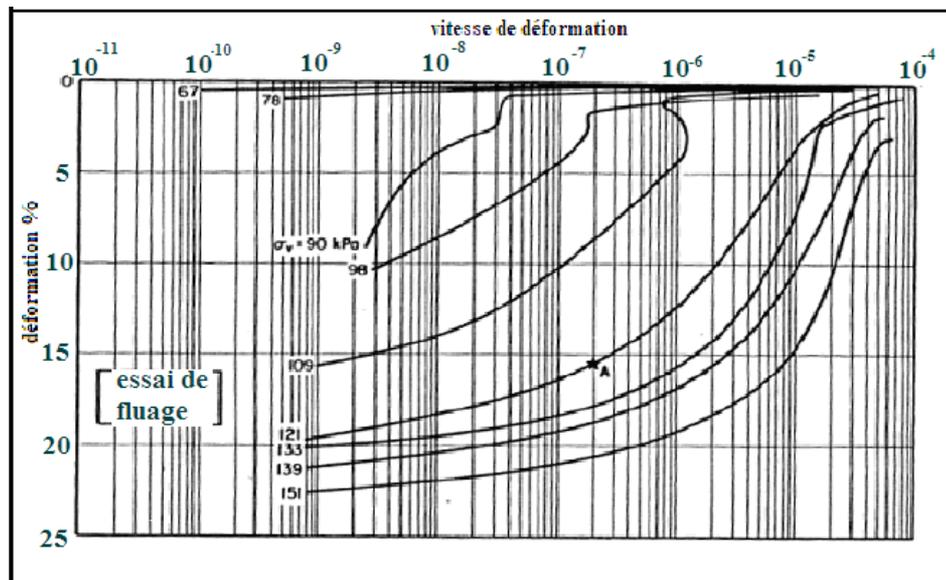


Figure 1.17.a Variation de la vitesse de déformation avec la déformation durant les essais de fluage sur l'argile de Batiscan. (Leroueil et al, 1985)

Des courbes présentées dans la **Figure 1.17.a**, on peut définir des courbes contrainte-déformation correspondant à différentes vitesses de déformation 10^{-6} , 10^{-7} , 10^{-8} et 10^{-9} s^{-1} , ces courbes sont tracées sur la **figure 1.17.b**

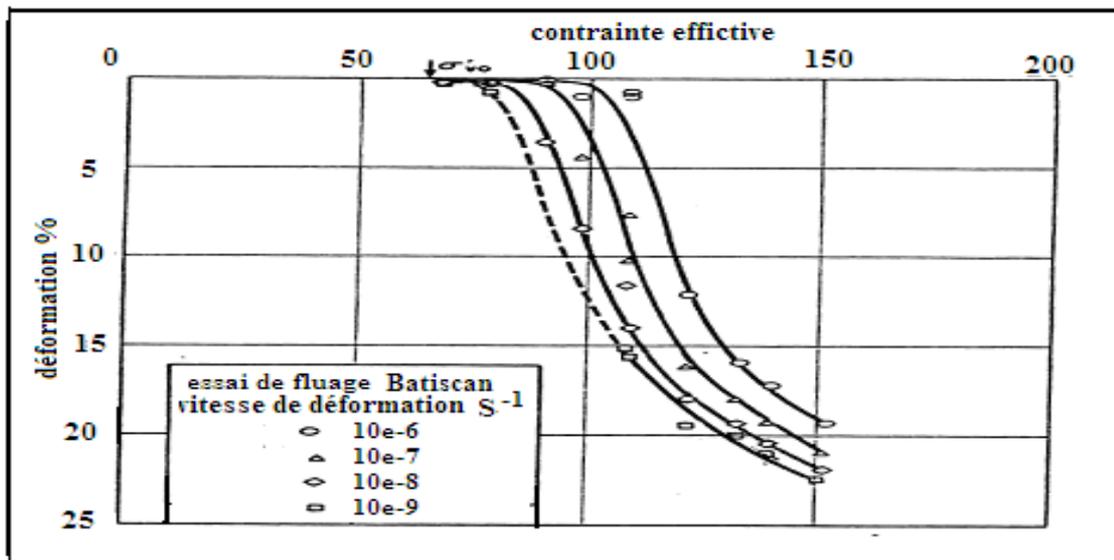


Figure 1.17.b Courbe d'égalité vitesse de déformation déduite des essais de fluage sur l'argile de Batiscan. (Leroueil et al, 1985)

C- L'effet de temps sur la courbe de compressibilité (contrainte de compressibilité)

La compression secondaire implique une diminution de l'indice des vides avec le temps, ce qui a amené Taylor (1942) [18] et Bjerrum (1967) [19] à définir des courbes oedométriques (théorie d'isochrones ou bien le système de lignes, d'où chaque ligne représente l'indice de vide d'équilibre pour différentes valeurs de pression effective) à 1, 10, 100, ..., 10 000 jours.

Si on considère un sol qui s'est déposé il y a 3000 ans sous la contrainte effective σ'_{v0} et qui se trouve actuellement en C dans le diagramme $e-\log \sigma'_v$ de la figure 1.18, et qu'on le charge par paliers de 24 heures, il va présenter de faibles déformations, se comportant comme un sol surconsolidé jusqu'en D, pour suivre la courbe correspondant à une durée de consolidation de « un jour ». La pression de préconsolidation mesurée en 'D' dans un tel essai est σ'_{p3000} , beaucoup plus grande que la contrainte maximum réellement subie par le sol qui était σ'_{v0} (en C). Il y a donc accroissement de la contrainte de préconsolidation de l'argile avec le temps.

Par conséquent, pour une argile qui a déjà vieilli ou qui est surconsolidée, plus on charge lentement, plus la pression de préconsolidation est faible.

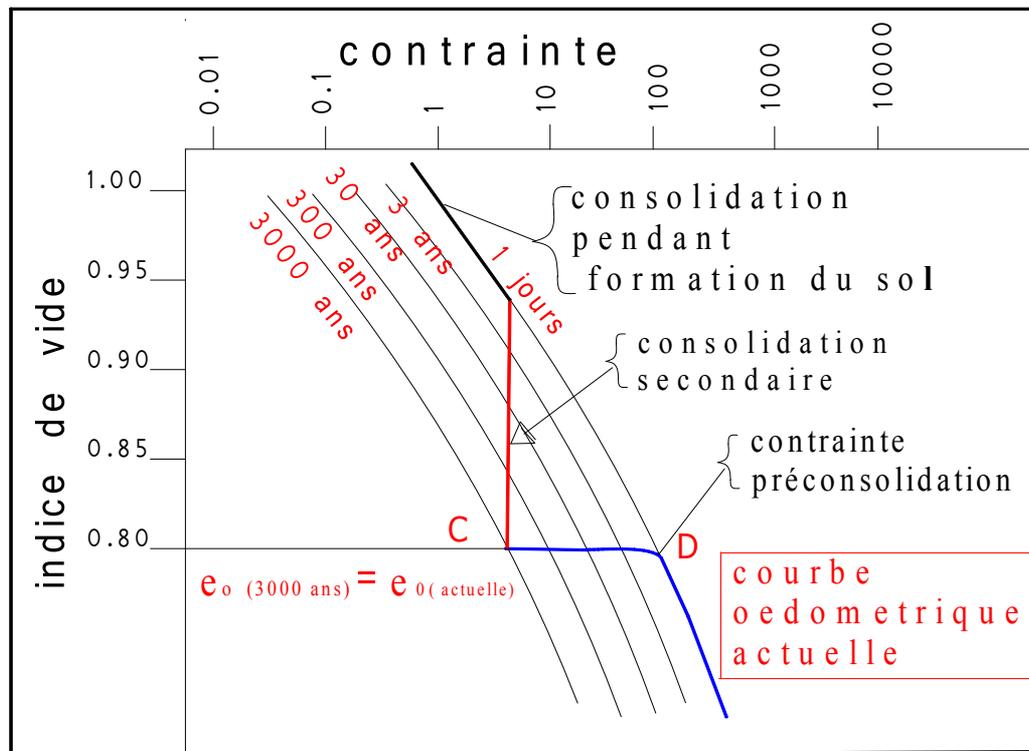


Figure 1.18 L'effet de temps sur la courbe de compressibilité en compression unidimensionnelle

4. Calcul le tassement de consolidation

Le calcul de tassement d'une couche de sol consolidé est basé sur la formule $\frac{\Delta H_i}{H_0} = \frac{\Delta e_i}{1 + e_0}$ d'où le tassement $\Delta H = H_0 \frac{\Delta e_i}{1 + e_0}$, il dépend de la plage de l'incrément de la contrainte appliquée par rapport à la contrainte de préconsolidation et la phase de consolidation, pour la consolidation primaire le calcul sera comme suit:

* Sol normalement consolidé :

Le tassement de consolidation S_c se calcule pour la zone de compression vierge. Selon la courbe effort-déformation utilisée, on exprime le tassement de consolidation par la formule suivante :

$$S_c = C_c \frac{H_0}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma_2'}{\sigma_1'}\right) \quad \text{avec } \sigma_2' = \sigma_1' + \Delta\sigma.$$

* sol surconsolidé :

On peut avoir deux cas : $\sigma_{v0}' + \Delta\sigma_v \leq \sigma_p'$ ou $\sigma_{v0}' + \Delta\sigma_v \geq \sigma_p'$

- pour une contrainte effective finale inférieure à la contrainte de préconsolidation :

Dans ce cas, on remplace le coefficient de compression C_c de la zone de compression vierge par le coefficient de recompression C_r :

$$S_c = C_r \frac{H_0}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma_2'}{\sigma_1'}\right).$$

- pour une contrainte effective finale supérieure à la contrainte de préconsolidation :

$$S_c = C_r \frac{H_0}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma_p'}{\sigma_{v0}'}\right) + C_c \frac{H_0}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma_{v0}'+\Delta\sigma_v}{\sigma_p'}\right).$$

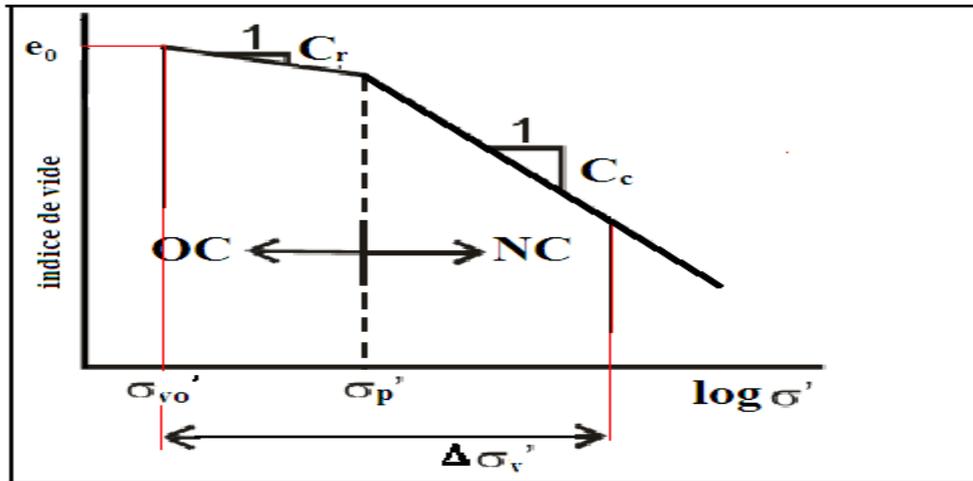


Figure 1.19 Illustration de calcul le tassement pour sol surconsolidé

Tassement pendant la consolidation secondaire :

On peut utiliser l'équation de base : $S_s = H_0 \frac{\Delta e}{1+e_0}$ dans laquelle on prendra :

$$\Delta e = C_\alpha (\log t).$$

H_0 : la hauteur de la couche à la fin de la consolidation primaire.

e_0 : indice de vide à la fin de la consolidation primaire (e_p).

Donc le tassement total de la consolidation est $S = S_i + S_c + S_s$. (S_i : tassement instantané évalué on se basant sur la théorie d'élasticité)

Remarque

Lorsque le sol est un multicouches, le tassement de consolidation est la somme des tassements de chaque couche :

$$S = \sum S_{\text{couche}}.$$

5. Les limites d'Atterberg

Les sols compressibles (argiles) forment des pâtes dans lesquelles chaque grain est relié aux grains voisins par des forces de cohésion dues à la présence des couches adsorbées. La consistance qui en résulte dépend en grande partie de la teneur en eau du matériau. On distingue alors trois états de la consistance des argiles : états liquide, plastique et solide (Fig. 1.20). A l'état liquide, les grains sont indépendants les uns des autres, le mouvement relatif entre les particules est aisé.

A l'état plastique, les grains sont plus rapprochés et ont mis en commun leurs couches d'eau adsorbées. Lorsqu'il y a mouvement, les grains restent attachés les uns aux autres sans s'éloigner. A l'état solide, les distances inter-granulaires sont encore plus petites. Les grains arrivent même au contact en quelques points chassant ainsi l'eau adsorbée. Les frottements internes sont alors importants. La transition d'un état à l'autre est très progressive.

Néanmoins, on utilise de façon pratique les limites d'Atterberg :

1- Limite de liquidité : W_L ; teneur en eau qui éloigne suffisamment les particules pour annuler pratiquement les forces inter-particulaires et permettre un libre déplacement relatif des particules (Elle sépare l'état liquide de l'état plastique).

2- Limite plasticité : W_P ; teneur en eau permettant une liberté de déplacement relatif des particules, mais ne permettant pas de les éloigner tels que les forces de liaisons se réduisent.

Essai déterministe : teneur en eau pour laquelle des boudins de sol de 3/10 mm, roulés à la main, se cassent pendant qu'on les roule (Elle sépare l'état plastique de l'état solide).

3- Limite de retrait : W_S ; teneur en eau au-dessus de laquelle un sol en se séchant, ne diminue plus de volume. Quantité d'eau juste nécessaire pour remplir les pores du sol tel qu'il est à l'état sec

4- Indice de plasticité : I_p intervalle de teneur en eau pour laquelle le matériau a un comportement plastique. Il s'exprime par $I_p = W_L - W_P$

Cet indice occupe une grande place en géotechnique (**voir figure 1.21**) Casagrande a montré que l'indice de plasticité est une fonction linéaire de la limite de liquidité.

$$I_p = a.W_L - b.$$

(a et b sont des constantes).

La plasticité optimale est obtenue lorsque les particules sont entièrement recouvertes d'eau rigide et qu'un peu d'eau visqueuse additionnelle joue le rôle de lubrifiant.

Essai : le sol se déforme sans fissuration

5- Indice de consistance : rapport de la différence entre la limite de liquidité et la teneur en eau avec la limite plasticité ; $I_C = (W_L - w) / I_p$.

6- Indice de liquidité : $I_L = (w - W_P) / I_p$.

$I_C + I_L = 1$.

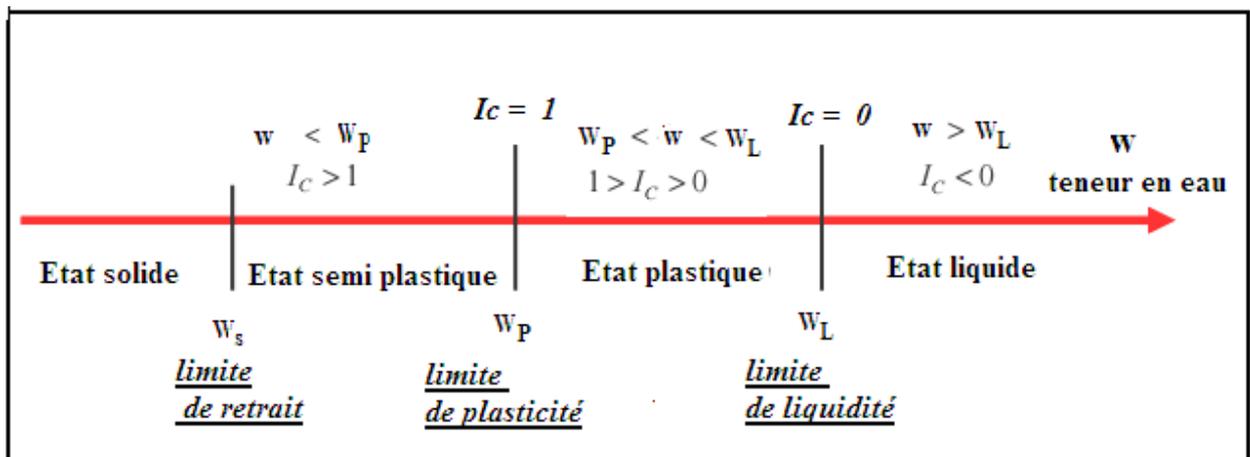
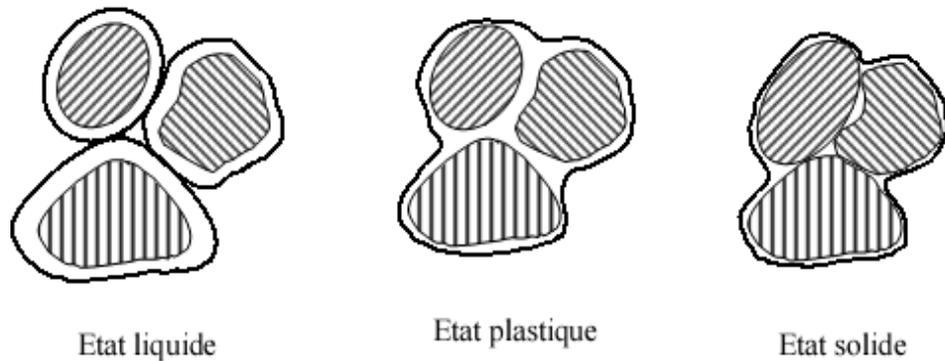


Figure 1.20. a Etats de consistance des sols

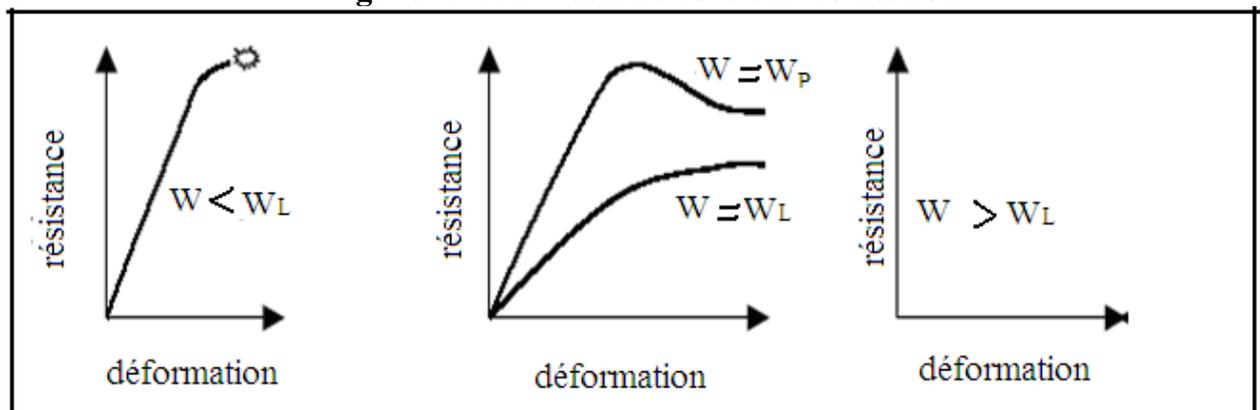


Figure 1.2. b Relation entre limites d'Atterberg et comportement mécanique

Construction de Casagrande

C'est une démarche simplifiée basée sur les limites d'Atterberg. Il s'agit de placer sur l'abaque de plasticité de Casagrande (voir figure 1.21) les points correspondant à l'échantillon et

de comparer sa position avec celle des minéraux connus. Cette méthode peut donner autant de renseignements pertinents que n'importe quelle analyse de haute précision.

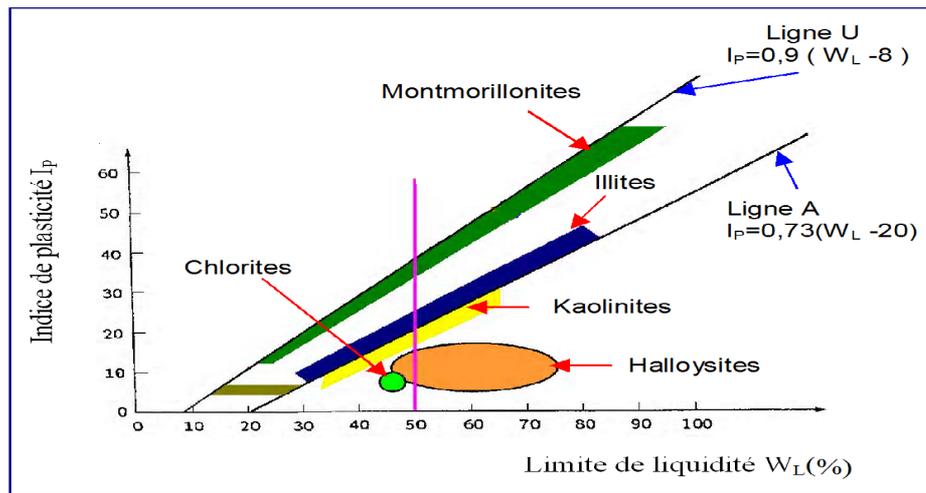


Figure 1.21 Abaque de plasticité de Casagrande et position des minéraux argileux les plus connus

Une classification peut être faite aussi suivant W_L et I_P on se basant sur le diagramme de Casagrande pour la classification des sols fins.

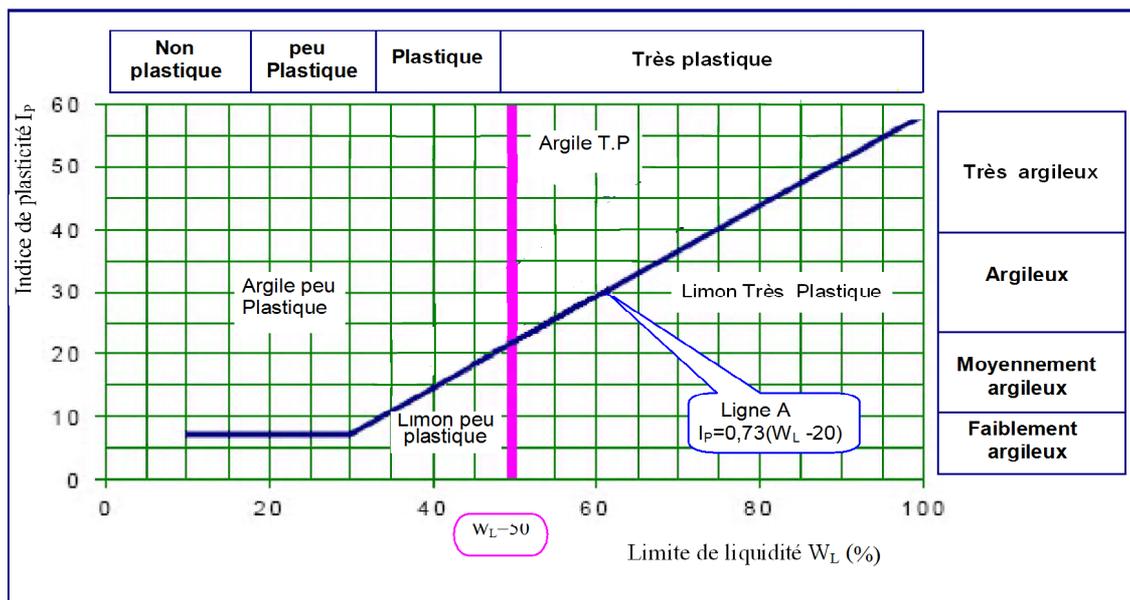


Figure 1.22 Diagramme de Casagrande de classification des sols fins

Vijayvergia et Ghazali proposent une classification en fonction de la limite de plasticité et l'indice de plasticité. C'est le diagramme de Casagrande qui est divisé en zones, avec une séparation des sols gonflants des sols non gonflants par la ligne A.

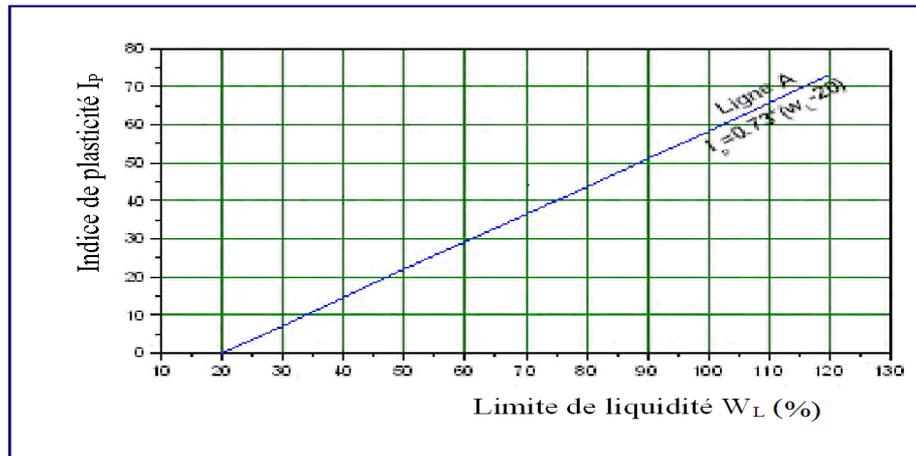


Figure 1.23 Classification des sols selon Vijayvergia et Ghazali

nature	W _L	W _P	I _p
Limon	24	17	7
Argile limoneuse peu plastique	40	24	16
Argile plastique	114	29	85
Argile de Mexico	500	125	375
Bentonite	710	54	656

Tableau 1.5 Ordre de grandeur des limites d'Atterberg pour les sols compressibles [1]

Corrélation entre les limites d'Atterberg et l'indice de compression

On peut estimer les paramètres de compression par des équations empiriques ; quelques équations utilisées pour estimer les valeurs de C_c, C_g, λ et κ sont illustrées dans le tableau 1.6:

Equations	Références	Région d'application
C _c = 0.007 (W _L - 10)	Skempton 1944 [37]	Argile molle
C _c = 0.009 (W _L - 10)	Terzaghi et Peck 1967 [38]	Normalement consolidé
C _c = 0.007 (W _L - 7)	Bowles 1984 [40]	Argile molle
C _c = 0.01 w	Koppula 1981 [39]	Argile de Chicago
C _c = 0.0115 w	Bowles 1984	Canada
C _c = 0.75 (e - 0.50)	Bowles 1984	Les argiles organiques
C _c = 0.0046.(W _L - 9)	Bowles 1984	Sol avec faible plasticité
C _c = 1.21 + 1.055.(e ₀ - 1.87)	Bowles 1984	Argile de Brésil
λ = 0.208 (e ₀ + 0.0083)	Bowles 1984	Argile de Sao Paulo
λ = 0.156 e ₀ + 0.0107	Bowles 1984	Argile de Chicago
C _c = 0.5 . I _p . G _s	Wroth et Wood 1978, Wood 1983	Toutes les argiles
κ = 0.048 . G _s . I _p	Yudhbir and Wood 1989	Tout les argiles normalement consolidé

Tableau 1.6 Les différents équations empirique pour déterminer C_c, λ et κ [2]

(e indice de vide, e₀ indice de vide initial)

6. compressibilité des sols saturé et non saturé

Lorsque on charge un sol non saturé, les efforts se transmettent instantanément aux grains solides et la déformation est quasi immédiate, (le sol se comporte comme un milieu pseudo élastique); en milieu complètement saturé après le chargement rapide, c'est l'eau qui prend tout l'effort; cette eau se met en mouvement conformément à la loi de Darcy et dans la transmission des charges les grains se substituent progressivement à l'eau qui s'écoule à une vitesse fonction de la perméabilité du milieu. Au bout d'un certain temps toutes les charges se transmettent directement de grain à grain, l'eau interstitielle a repris en charge de milieu. Le sol est consolidé sous l'action des forces extérieures considérées.

Le tassement d'un sol est varié de l'état saturé à l'état non saturé d'après l'eau contenue dans le sol (le tassement de consolidation primaire concerne le volume de l'eau évacué du sol).

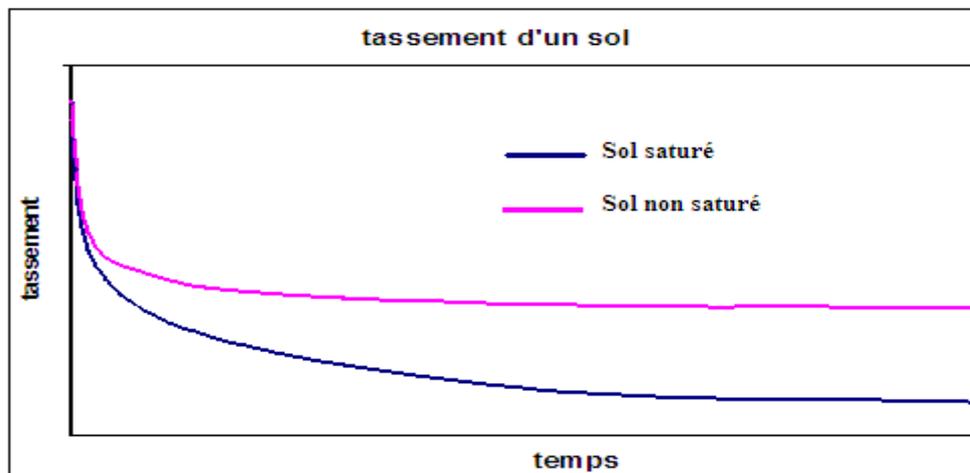


Figure 1.24 Tassement d'un sol compressible pour le cas saturé et le cas non saturé.

D'après le modèle décrit (Alonso, Gens & Josa 1990) [21] ; pour sol non saturé, a une succion donné ; on peut tirer les remarques suivantes (base des hypothèses formulé le modèle de Alonso) :

- L'augmentation de la limite élastique (ou contrainte de préconsolidation) avec la augmentation de la succion.
- La succion diminue la compressibilité du sol et augmente la résistance mécanique du sol sous une contrainte extérieure.
- Le chemin à une succion constante est un chemin indépendant.

Courbe de compressibilité

La détermination des surfaces de charges dans le plan (P,S) est basée sur le fait que la succion diminue la compressibilité du sol. P est considérée comme une pression moyenne brute ($P = P - u$). Les conditions de consolidation à une succion donnée, peuvent être idéalisées par deux droites caractérisées par deux pentes définies par κ pour la partie surconsolidée (la pente élastique) et par $\lambda(s)$ pour la partie normalement consolidée (partie elasto-plastique) dans le plan ($v, \ln P$) (λ et κ sont les paramètres de Cam-Clay –voir chapitre 3) comme il est montré sur la **figure 2.26**, κ est supposé indépendant de la succion et $\lambda(s)$ varie avec la succion de la façon suivante :

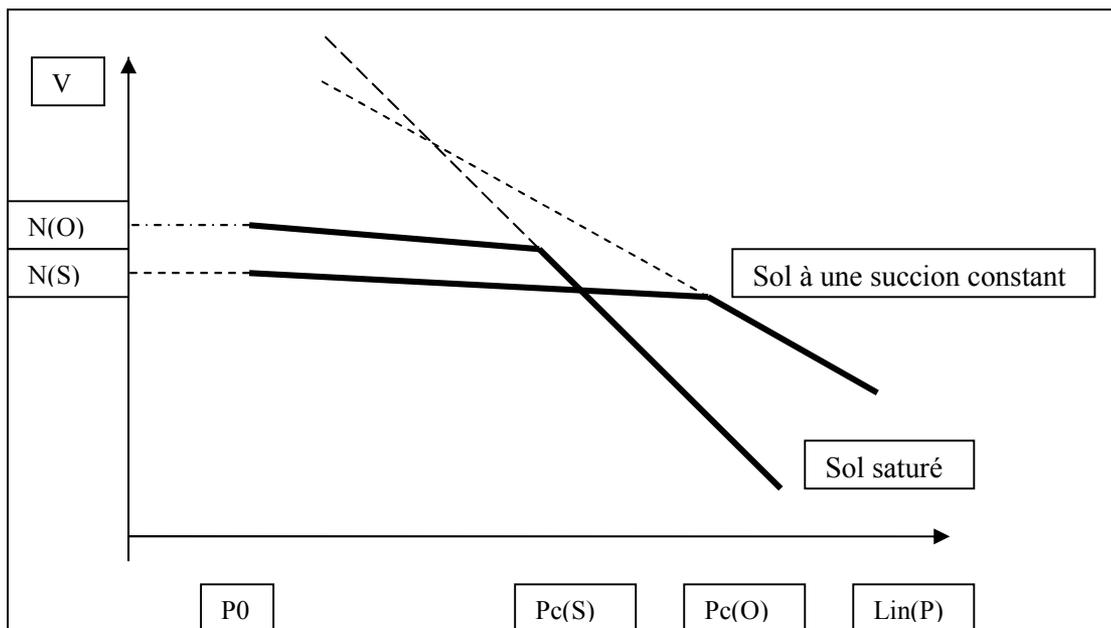


Figure 1.25 Courbes de compressibilité à différents niveaux de succion (d'après Alonso. etc., 1990)

$$\lambda(s) = \lambda(0) [(1-t) \exp(-\zeta \cdot s) + t]$$

$\lambda(0)$: la pente de compressibilité à l'état saturé,

t : une constante liée à la rigidité maximale du sol quand la succion tends vers l'infini,

ζ : une constante qui contrôle la vitesse d'augmentation de la rigidité avec la succion.

Le volume spécifique du sol à l'état normalement consolidé, est donné par l'équation suivante : $v = 1 + e = N(s) - \lambda(s) \ln(P/P_0)$.

P_0 : la contrainte de référence pour $v = N(s)$.

Le comportement du sol pendant le cycle décharge-recharge est élastique et le gonflement dû à la décharge mécanique est :

$dv = k \frac{dP}{P}$, k : coefficient de compressibilité correspondant au changement de succion dans la zone élastique.

A partir de ces hypothèses, Alonso et al ont obtenu une équation exprimant la relation entre $P_c(o)$, la pression de préconsolidation à l'état saturé, et $P_c(s)$ la pression de préconsolidation apparente à une succion donnée, qui est la suivante :

$$\frac{P_c(s)}{P_o} = \left| \frac{P_c(o)}{P_o} \right| \exp([\lambda(o)-k][\lambda(s)-k]) \quad [21]$$

Chapitre 02

Étude expérimentale du
comportement des sols
(Consolidation unidimensionnelle
primaire et secondaire)

Introduction

Pour l'étude des comportements des sols (tassement unidimensionnel et pour un degré plus important le phénomène de fluage) il faut déterminer de nombreux paramètres qui sont en relation avec ce phénomène, pour cet objet nous exécutons des différents essais en laboratoire sur des échantillons choisis. Nous avons pris deux échantillons de sols l'un prélevé de l'université de 08 Guelma. Ces échantillons représentent une argile minérale (le terrain est choisi pour la réalisation des laboratoires de recherche) et les autres échantillons représentent une argile organique prélevée d'un site ayant pour objet la réalisation du pont de Boukhadra Annaba.

Remarque : dans ce qui suit on appelle « argile de Guelma » et « argile de Annaba »

Selon le rapport du sol élaboré par le laboratoire d'habitat et de construction sur le terrain du prélèvement de l'argile de Guelma, la coupe lithologique se présente comme suit:

De : 0.00 – 2.00 m : remblai constitué d'argile limoneuse avec présence de cailloutis et de grave.

2.00 – 4.30 m : marne tuffière d'une consistance faible.

4.30 – 7.50 m : argile très plastique et légèrement carbonatée d'une couleur rouge brique.

7.50 – 12.00 m : alternance de calcaire dur et marno-calcaire.

Notre échantillon est prélevé d'une profondeur de 4.00 à 6.00m, donc il appartient à la couche d'épaisseur 4.30-7.50 m qui est formée d'une argile rouge très plastique et légèrement carbonatée d'une couleur rouge brique.

D'après le rapport de sondage du site de Annaba, la lithologie de est comme suit:

De : 00.00 – 02.50 m : remblai.

02.50 – 03.50 m : argile plastique brune peu dense.

03.50 – 06.00 m : vase noirâtre plastique.

06.00 – 11.20 m : argile brune peu dense.

11.20 – 13.00 m : sable assez grossier.

13.00 – 33.00 m : vase noirâtre plastique avec présence de débris de coquilles.

33.00 – 35.00 m : vase très sableuse.

L'échantillon a été prélevé de la couche (03.50 – 06.00 m), c'est une vase noirâtre, le niveau de la nappe d'eau a été signalé dans : -3.00m.

Les résultats d'essais chimiques de cette argile sont illustrés dans le tableau 2.1 :

Insolubilité %	Carbonate %	gypse	agressivité
87,30	12,22	traces	Nulle

Tableau 2.1 propriété chimique de l'argile de Annaba

Les paramètres déterminés par les essais en laboratoire sont :

- les paramètres de compression : l'indice de compression C_c , de gonflement C_g , et le coefficient de compression secondaire C_α . Tous ces paramètres sont déterminés par l'essai oedométrique (courbes de consolidation et courbe de compressibilité) les essais de consolidation ont été réalisés sur les échantillons sous l'état saturé (l'eau est ajoutée pour assurer la saturation de l'échantillon) et l'autre est partiellement saturé (avec la teneur en eau in-situ), ils sont les paramètres les plus importants pour l'utilisation des modèles de comportement SSM et SSCM pour les sols mous, avec d'autres paramètres (module oedométrique E_{oed} et coefficient de compressibilité m_v).
- Les limites d'Atterberg : A l'aide des limites d'Atterberg, on peut estimer les valeurs des paramètres de compression en utilisant des relations de corrélation, afin de les comparer avec les résultats obtenus par les essais oedométriques. Enfin, on peut classer ces sols par la construction de casagrandé pour déterminer le type d'argile (organique ou minérale).
- Les paramètres mécaniques de Mohr-Coulomb: C est la cohésion, et φ est l'angle de frottement. Ces deux paramètres peuvent être déterminés par l'essai de la boîte de cisaillement ou bien par l'essai triaxial. Dans notre travail, nous avons utilisé la boîte de cisaillement direct.

1. Essais d'identification

Ces essais ont pour objet la détermination des paramètres physiques des échantillons, ces paramètres sont la masse volumique de sol et la teneur en eau, les résultats de ces essais sont illustrés dans les tableaux suivants :

Masse d'échantillon (g)	Volume (cm ³)	Masse volumique γ_h (g/cm ³)
175.15	93.9	1.865
171.21	93.9	1.812
168.22	93.9	1.791
		1.822

Tableau 2.2 masse volumique de l'argile de Guelma

Masse d'échantillon humide (g)	Masse d'échantillon sèche (g)	Masse de l'eau (g)	La teneur en eau w (%)
41.59	27.54	14.05	51
46.43	30.35	16.08	52.9
42.04	27.84	14.56	52.2
55.45	35.89	19.56	54.4
			52

Tableau 2.3 teneur en eau de l'argile de Guelma.

L'argile de Guelma a une teneur en eau très élevée, on peut le considérer comme argile très molle ou bien argile près saturé.

masse d'échantillon (g)	Volume (cm ³)	Masse volumique γ_h (g/cm ³)
175.15	93.9	1.865
171.21	93.9	1.812
168.22	93.9	1.791
		1.828

Tableau 2.4 masse volumique de l'argile de Annaba

Masse d'échantillon Humide (g)	Masse d'échantillon Sèche (g)	Masse d'eau (g)	La teneur en eau w (%)
44.3	32.47	11.83	36
48.9	36.87	12.03	33
51.2	38.01	13.19	35
47.5	36.04	11.46	32
			34

Tableau 2.5 Teneur en eau de l'argile de Annaba

2. Les limites d'Attarberg

a). Limite de liquidité (W_L)

Pour obtenir la limite de liquidité de différents sols, W_L , on utilise le pénétromètre à cône, il permet de déterminer la pénétration d'un cône métallique par une chute libre dans l'échantillon à une teneur en eau déterminée, la valeur de la teneur en eau d'échantillon pour une pénétration équivalente de 20mm est considérée comme la valeur de la limite de liquidité.

Les résultats obtenus pour les deux argiles sont les suivants :

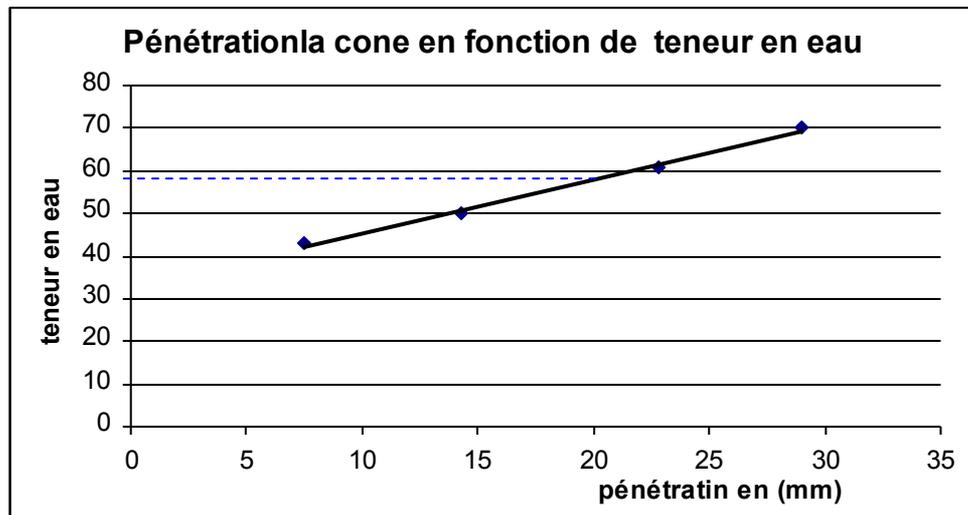


Figure 2.1.a Limite de liquidité de l'argile de Guelma

D'après cette courbe W_L de l'argile de Guelma est la valeur de 58.

La limite de liquidité de l'argile de Annaba est montrée dans la figure (**Figure 2.1.b**)

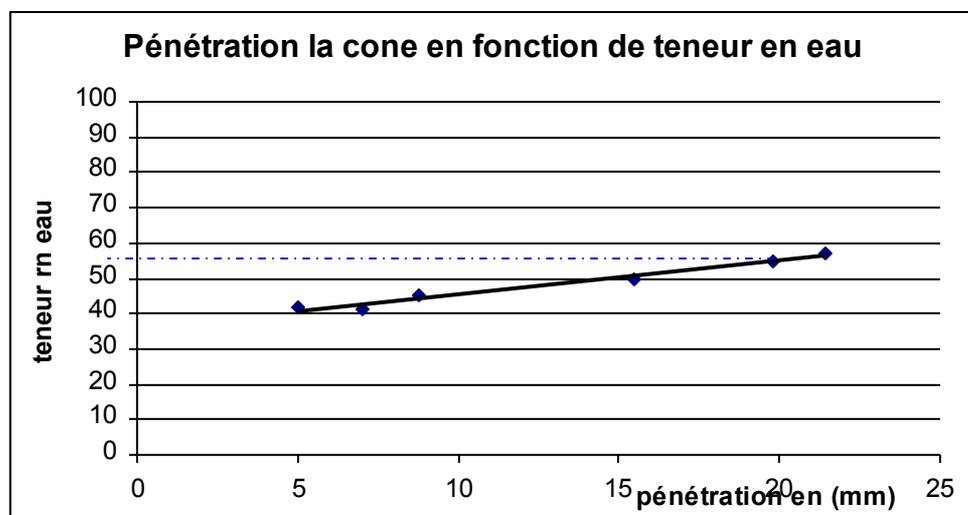


Figure 2.1.b Limite de liquidité de l'argile de Annaba

W_L de l'argile de Annaba est égale la valeur de 55.

Les deux sols ont des limites de liquidité très proches.

b). Limite de plasticité (W_p)

Les résultats de ces essais sont : l'argile de Guelma : $W_p = 28$
l'argile de Annaba : $W_p = 24$

c). Rétrécissement linéaire (W_s)

L'essai de rétrécissement linéaire a été réalisé avec un moule de longueur intérieur de 13.90 mm et les résultats sont (voir **photo 01**) : L'argile de Guelma : $W_s = 13,90\%$
L'argile de Annaba : $W_s = 05,26\%$.

Il est bien claire que l'argile la plus humide (argile de Guelma : $w = 52$) a un rétrécissement linéaire plus élevé.

Le tableau **Tableau 2.6** résume les différents paramètres de limites d'Atterberg déterminés pour les deux argiles :

Argile	Limite de liquidité	Limite de plasticité	Indice de plasticité	Indice de consistance	Indice de liquidité	Rétrécissement linéaire
Guelma	$W_L=58$	$W_p=28$	$I_p=30$	$I_c=0.2$	$I_L=0.8$	$W_s=13.9\%$
Annaba	$W_L=55$	$W_p=24$	$I_p=29$	$I_c=0.68$	$I_L=0.32$	$W_s=5,26\%$

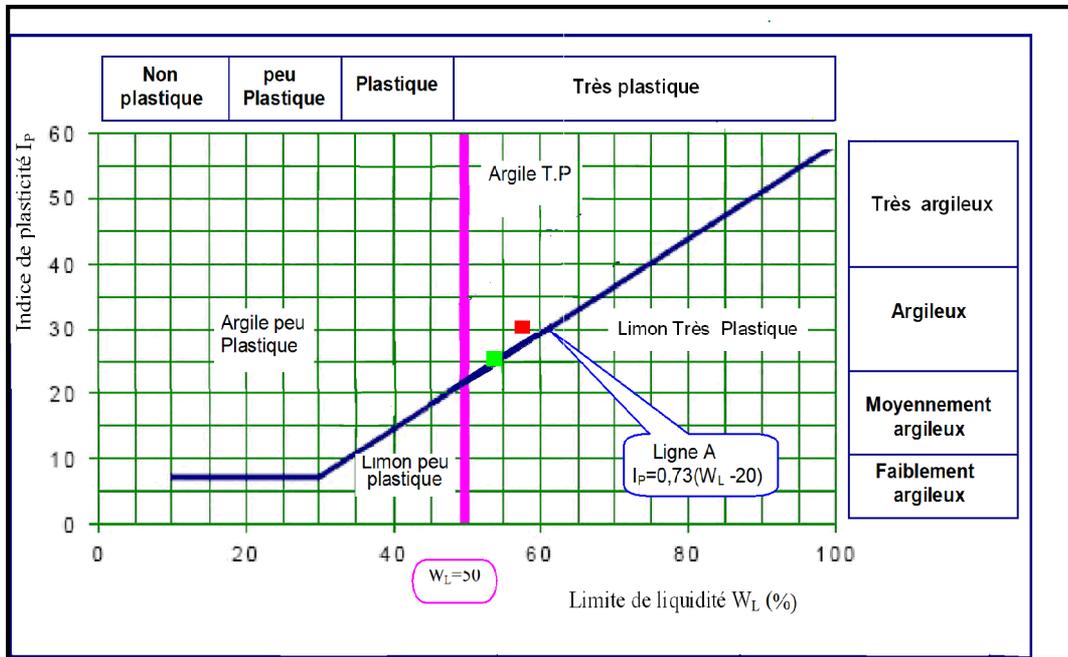
Tableau 2.6 Les paramètres d'Atterberg pour les deux argiles



Photo 1 Les deux d'argiles de Guelma et Annaba après l'essai de Rétrécissement linéaire

d) Classification les deux sols

Pour classer les deux sols (plasticité, agilité) on utilise la construction de Casagrande, d'après les positions de ces argiles sur la construction on obtient les classifications suivantes:



■ Position de l'argile de Guelma. ■ Position de l'argile de Annaba.

Figure 2.1.c Position les deux argiles suivant la construction de Casagrandé

Nous pouvons alors conclure que l'argile de Guelma est un sol :

- argileux très plastique, occupe la position de l'illite et gonflant (d'après la classification de Vjayvergia et Ghazali)

Par contre l'argile de Annaba est sol :

- argileux très plastique, occupe la position entre l'illite et la kaolinite, peu gonflant (d'après la classification de Vjayvergia et Ghazali, elle est située sur la droite qui sépare les sols gonflants des sols non gonflants).

Estimation des valeurs des paramètres de compressibilité

- Ces paramètres sont déterminés par les essais de consolidation (oedométriques), mais on peut aussi les estimer par les relations de corrélation indiquées dans le premier chapitre. Ces valeurs sont calculées dans le but de les comparer avec celles obtenues par l'essai oedométrique sur les deux types d'argiles étudiées.

- Indice de compression

Argile Guelma : $W_L=58$, $w=52$, $e_0=1.42$

$$C_c = 0.009 (W_L - 10) = 0,432 \quad (\text{Terzaghi et Peck [1967]}) \quad [38]$$

$$C_c = 0.007 (W_L - 10) = 0,336 \quad (\text{Skempton [1944]}) \quad [37]$$

$$C_c = 0.007 (W_L - 7) = 0,357 \quad (\text{Koppula [1981] et Bowles [1984]}) \quad [39];[40]$$

$$C_c = 0.0115 w = 0,598 \quad (\text{Bowles [1984]})$$

$$\lambda = 0,208 (e_0 + 0,0083) = 0,297 \quad (\text{Bowles [1984]})$$

$$\lambda = 0,156 (e_0 + 0,0107) = 0,223 \quad (\text{Bowles [1984]})$$

Argile de Annaba : $W_L=55$, $w=34$, $e_0=1.1157$

$$\begin{aligned} C_c &= 0.009 (W_L - 10) = 0,405 && \text{(Terzaghi et Peck [1967])} \\ C_c &= 0.007 (W_L - 10) = 0,307 && \text{(Skempton [1944])} \\ C_c &= 0.007 (W_L - 7) = 0,336 && \text{(Koppula [1981] et Bowles [1984])} \\ C_c &= 0.0115 w = 0,391 && \text{(Bowles [1984])} \\ \lambda &= 0,208 (e_0 + 0,0083) = 0,23 && \text{(Bowles [1984])} \\ \lambda &= 0,156 (e_0 + 0,0107) = 0,18 && \text{(Bowles [1984])} \end{aligned}$$

- Indice de compression secondaire C_α :

$$\begin{aligned} \text{Argile Guelma :} & & \text{Argile de Annaba :} \\ C_\alpha &= 0,0145 e_0^{1.555} = 0,025 & C_\alpha &= 0,0145 e_0^{1.555} = 0,0171 \end{aligned}$$

3. Les essais de consolidation

3.1 Argile Guelma

Pour réaliser des essais de consolidation unidimensionnelle on utilise un oedomètre ayant un anneau de 75mm de diamètre et de 20 mm de hauteur (voir **photo 02** et **03**), on commence le chargement incrémental par une contrainte de 25 kPa. Chaque charge est maintenue 24 heures, ensuite on double la charge. Les charges sont alors 25kPa, 50kPa, 100kPa, 200kPa, 400kPa, 800kPa et 1600kPa. Après sept, l'oedomètre est déchargé. Ces essais de consolidation sont réalisés pour une argile dans les deux états : saturé et partiellement saturé.

Touts les courbes tracées pour les essais de consolidation et l'essai de gonflement réalisé sur l'argile de Guelma (pour le cas saturé) sont illustrées dans l'annexe 1, ces différent courbes peut résumer sur une seule courbe représenté au dessous que donne la variation de l'hauteur d'éprouvette en fonction de temps en échelle logarithmique pour les 7 jours de chargement et aussi le gonflement (voir **figure 2.3**).

De cette courbe on peut conclure les remarques suivantes :

Le tassement total est : $\Delta h = 20,00 - 14,17 = 5,83$ mm (29% sols très compressible)

Le gonflement est : $g = 2,86$ mm (le pourcentage de gonflement par apport à la hauteur d'éprouvette est 14% sols gonflant).

Charge en KPa	25	50	100	200	400	800	1600
Tassement en mm	0,27	0,45	0,77	1,00	1,09	1,11	1,14
Tassement cumulé	0,27	0,72	1,49	2,49	3,58	4,69	5,83
Déformation %	01,35	03,6	07,45	12,45	17,9	23,45	29,15

Tableau 2.7 valeurs de tassement de l'argile de Guelma (cas saturé)

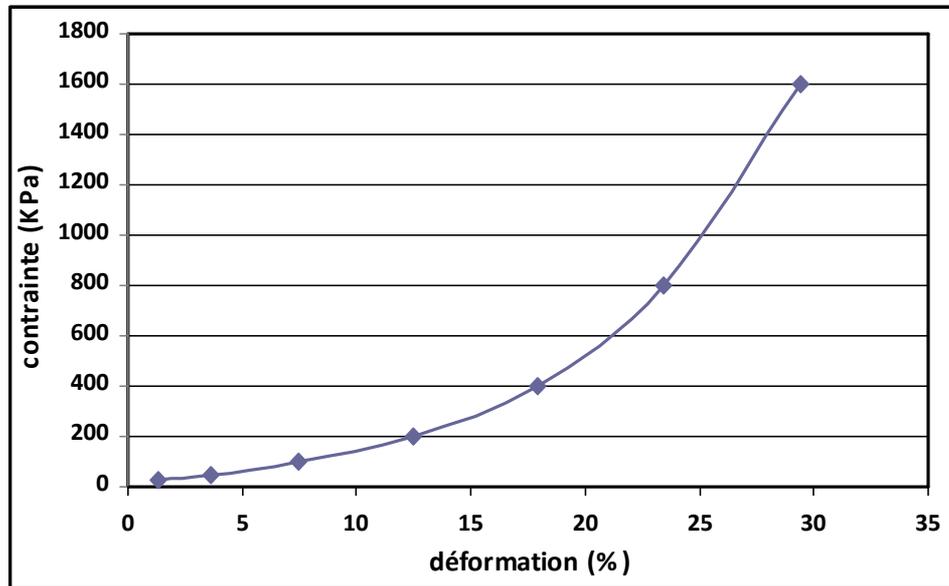


Figure 2.2 Courbe contrainte-déformation de l'argile de Guelma pendant la consolidation (cas saturé)

Cette courbe est en accord avec la représentation de comportement contrainte - déformation des sols dans le cas de consolidation (voir **figure 1.14**).



Photo 02 Présente la cellule de mesure le tassement

- | | |
|------------|---------------------|
| 1- embase | 4- piston |
| 2- anneaux | 5- pierre poreux |
| 3- bague | 6- vise de fixation |



Photo 03 Echantillon d'argile de Guelma après l'essai de consolidation

Les résultats du tassement obtenu au cours de l'essai de consolidation sur « l'argile de Guelma » présentés dans la courbe suivantes :

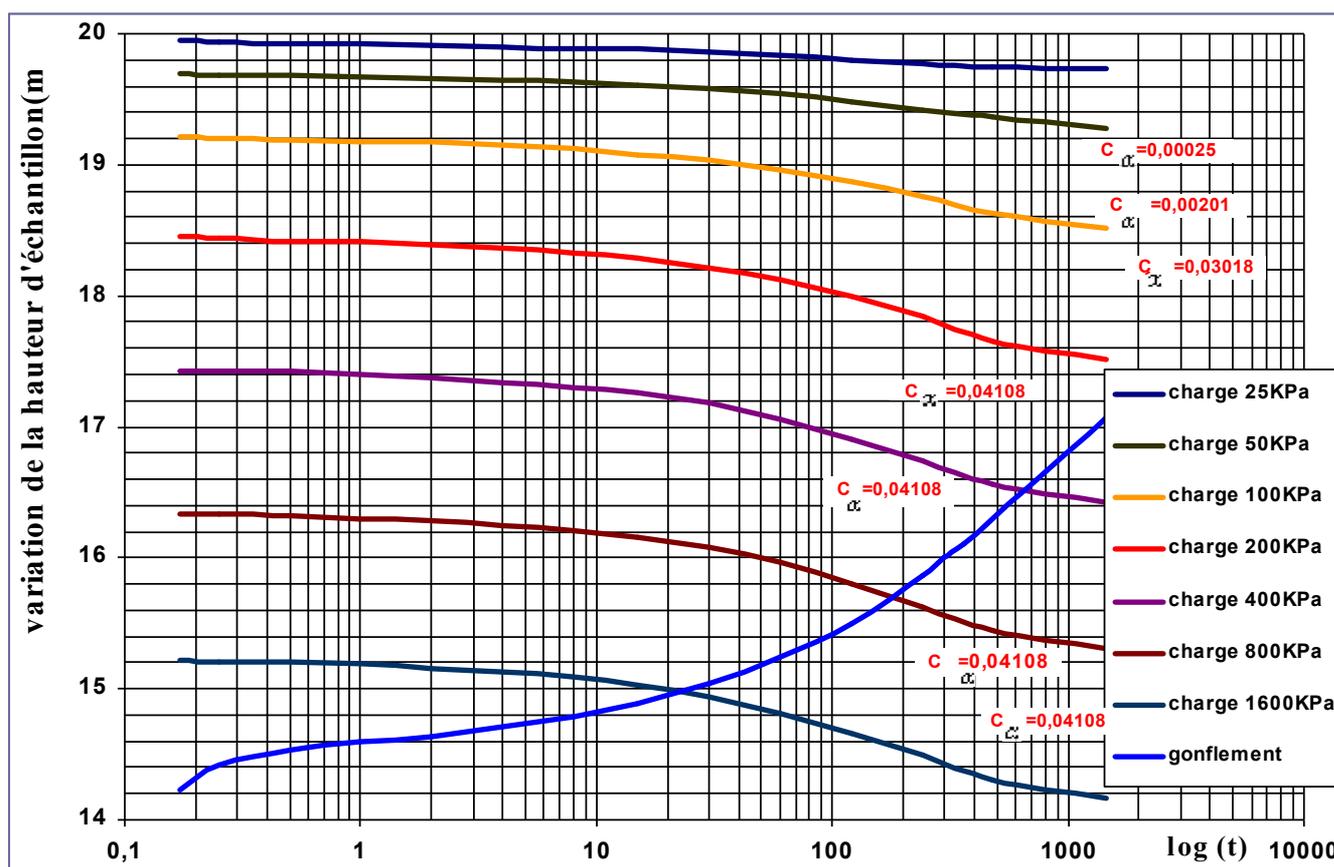


Figure 2.3 Tassement de l'argile de Guelma selon l'essai oedométrique -cas de l'argile complètement saturé-

C_{α} = la pente de la courbe pour la consolidation secondaire

Les tassements de consolidation varient en fonction de la charge appliquée. Pour les charges relativement faibles (25kPa et 50kPa), les tassements sont faibles et les courbes sont presque aplaties. Par contre pour les charges de 100kPa à 1600kPa, les tassements sont considérables et les courbes ont de S.

3.1.1 Influence de la charge appliquée sur le tassement dans l'essai oedométrique

De la figure 2.4 résumant les résultats de consolidation indiquée ci-dessous, nous pouvons conclure que l'influence des charges appliquées sur les tassements de l'éprouvette et sur la valeur du coefficient de compression secondaire C_α est considérable.

Pour le fluage de cette argile pendant les essais de consolidation, nous pouvons constater que :

* Pour les charges 200kPa, 400kPa, 800kPa et 1600kPa qui excèdent la contrainte préconsolidation $\sigma'_p = 70$ KPa (voir **annexe 2**), l'indice de compression secondaire est constant et a pour valeur $C_\alpha = 0.04108$.

* Pour les charges inférieures à la contrainte préconsolidation, l'indice de compression secondaire croît avec l'augmentation de la contrainte appliquée jusqu'à la valeur de 100kPa qui est assez proche de la contrainte préconsolidation.

Ces résultats sont en accord avec ceux trouvés par Davies (1975) qui sont illustrés dans le chapitre 1.

Pour les contraintes 200kPa, 400kPa, 800kPa et 1600 kPa, les tassements obtenus sont très proches et les courbes ont la même allure. Par contre pour les autres charges (25kPa, 50kPa et 100Pa), les courbes ont des courbures différentes et la différence des tassements très importante.

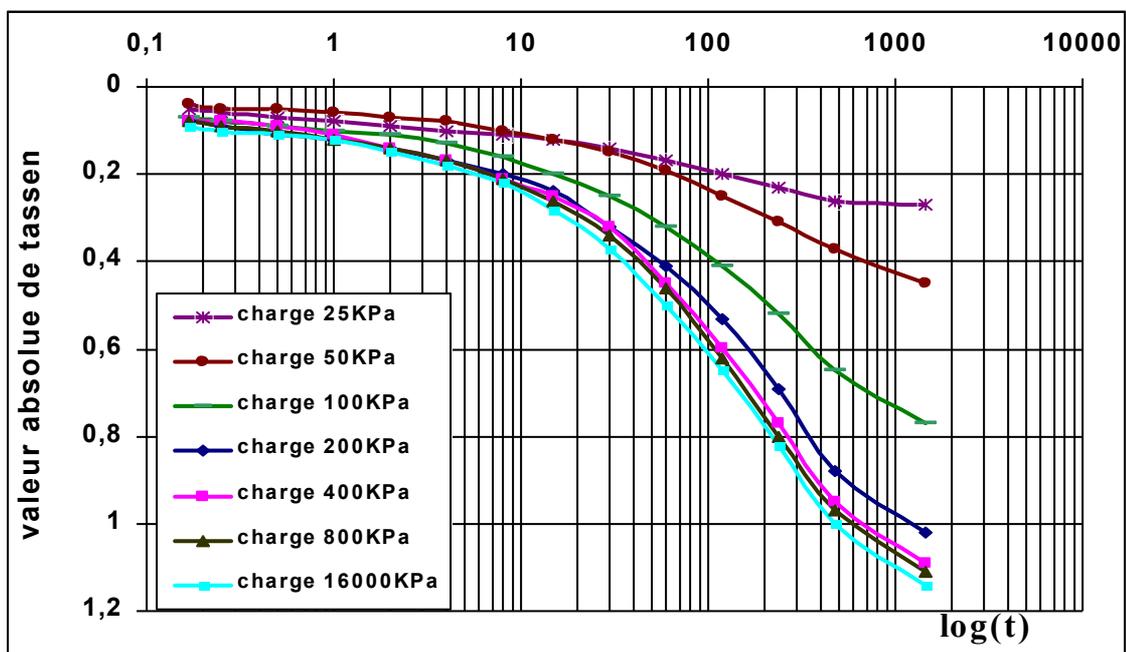


Figure 2.4 Comparaison les courbes de tassement selon l'essai oedométrique (cas saturé).

Avec la même argile on fait un autre essai de consolidation où on prend le sol sans ajouter l'eau (cas partiellement saturée), les résultats de cet essai sont illustrés dans le tableau suivant :

Charge en KPa	25	50	100	200	400	800	1600
Tassement en mm	0,2	0,4	0,68	0,82	1,00	1,02	1,03
Tassement cumulé	0,2	0,6	1,28	2,1	3,1	4,12	5,15
Déformation ε_x (%)	01	03	06,4	10,5	15,5	20,6	25,75

Tableau 3.8 valeurs de tassement de l'argile de Guelma (cas partiellement saturé)

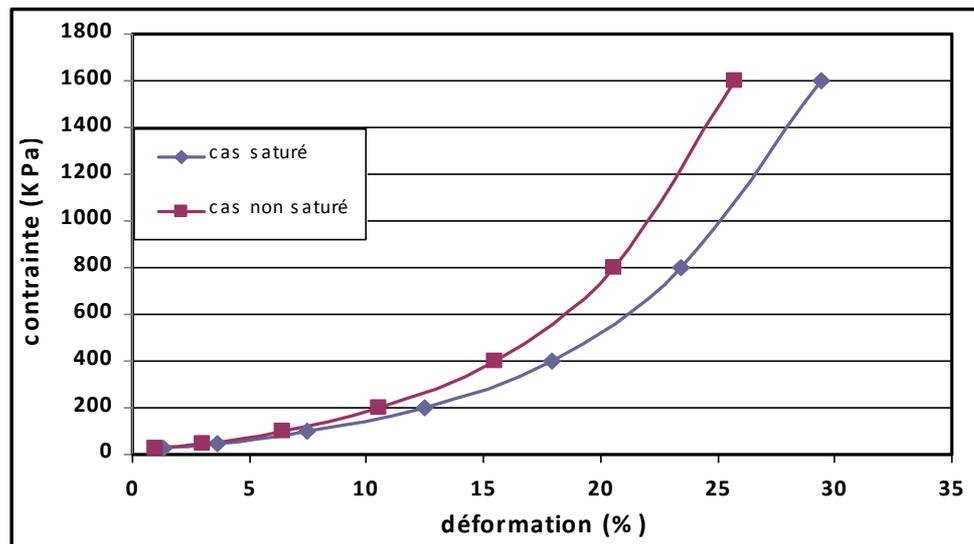


Figure 2.5 Courbe contrainte-déformation de l'argile de Guelma (cas saturé et partiellement saturé)

3.1.2 Les courbes de compressibilité

La courbe de compressibilité (e -log (σ)) déduite des essais de consolidation précédent donne : (voire **annexe 02**)

- La valeur de compression C_c égale 0,42 (d'après le tableau 1.1 cette argile est de type de l'illite et classé comme argile très compressible c'est les même résultat obtenu par la construction de Csagrandé).

- C_c a une valeur très proche de la valeur calculée par la corrélation de Terzaghi et Peck ($C_c = 0,432$), cette corrélation concerne les sols normalement consolidé.

- La contrainte de préconsolidation déterminée par la méthode de Casagrande est $\sigma_p = 70\text{KPa}$. La contrainte σ_z appliquée à cet échantillon avant son prélèvement, à la profondeur moyenne $z = 4\text{m}$, d'où $\sigma_z = 4 * 18,22 = 72,88\text{kPa}$.

Le rapport de surconsolidation $OCR = 70/72,22 = 0,98$. Nous pouvons considérer que cette argile est normalement consolidée.

A titre comparatif, les résultats des essais de consolidation sur les deux échantillons d'argile saturée et partiellement saturée sont représentés dans la **figure 2.6**

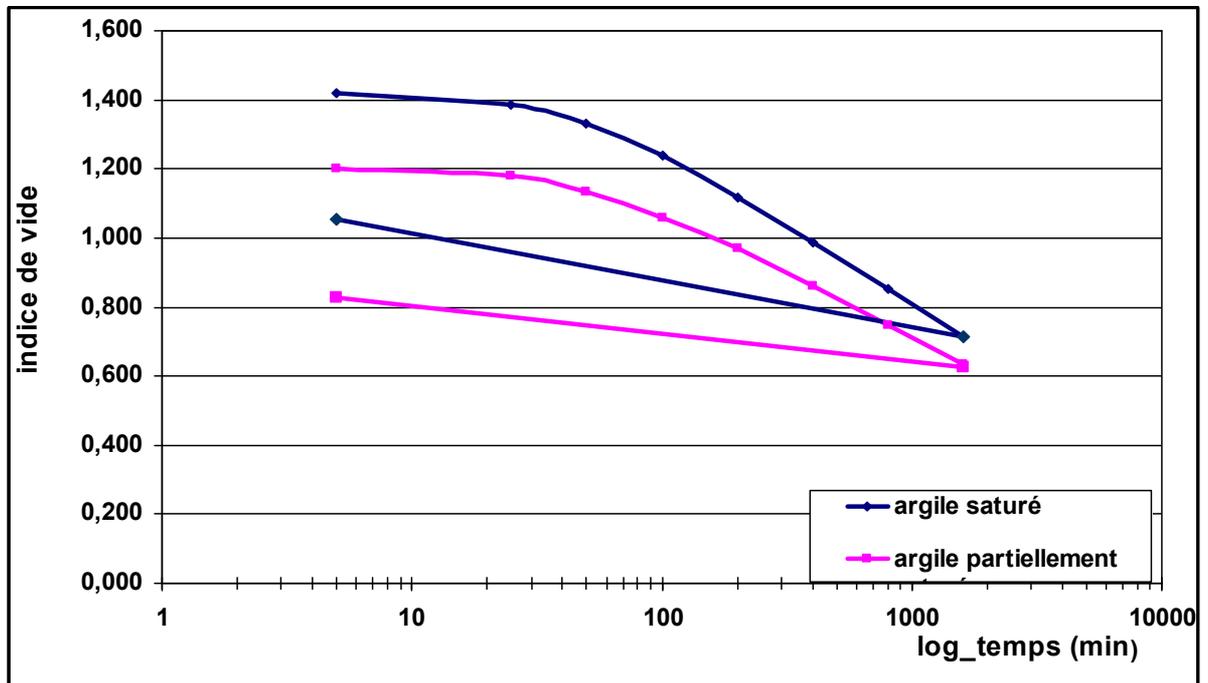


Figure 2.6 Illustration de courbe de compressibilité pour l'argile de Guelma dans les cas saturé et partiellement saturé.

De cette figure nous bien noter que :

- les deux lignes vierges sont quasiment parallèles, la pente de la courbe du sol partiellement saturé est légèrement faible que celle du sol saturé. L'indice de compression C_c est approximativement égal à 0.40 pour les deux cas.
- le gonflement dans le cas saturé est plus élevé ($C_g = 0.17$) que dans le cas partiellement saturé ($C_g = 0.09$). Cette différence est peut être due à la présence d'eau de saturation qui augmente le phénomène de la succion.
- la contrainte de préconsolidation σ_p pour le cas du sol saturé est de 70kPa. Par contre dans le cas du sol partiellement saturé elle est de 80 kPa.

L'influence de la présence d'eau sur la compressibilité de l'argile de Guelma est apparue pour des charges inférieures à la contrainte de préconsolidation, σ_p . Au-delà de cette contrainte la compressibilité de cette argile sera presque la même pour les deux cas.

Les paramètres de compressibilité (C_c , C_α et σ_p) de l'argile de Guelma dans les deux cas saturé et partiellement saturé sont assez proches. Cela peut être dû à la forte teneur en eau de cette argile ($w = 52\%$), et le sol peut être considéré presque saturé.

3.2 Argile Annaba

Les essais de consolidation de l'argile de Annaba ont été aussi réalisés dans un oedomètre ayant un anneau 75mm de diamètre et 19mm de hauteur selon les normes Britanniques (BS 1377) (voir **photo 04**). Les déformations en fonction des contraintes appliquées sont illustrées dans le **tableau 3.9**.

contrainte	25	50	100	200	400	800	1600	5
tassement	0,21	0,2	0,35	0,46	0,61	0,9	0,99	-1,99
tassement cumulé	0,21	0,4	0,79	1,25	1,86	2,7	3,72	1,73
déformation ε_x (%)	1,05	2,2	3,95	6,25	9,3	14	18,6	8,65

Tableau 3.9 valeurs de tassement de l'argile de Annaba (cas saturé)

De la courbe de tassement illustré dans la **figure 2.7**, on peut conclure les remarques suivantes : Le tassement est : $\Delta h = 3,72$ mm (19% sols compressible)

Le gonflement est : $g = 0,99$ mm (le pourcentage de gonflement par rapport à la hauteur d'éprouvette est 5% sols gonflant).

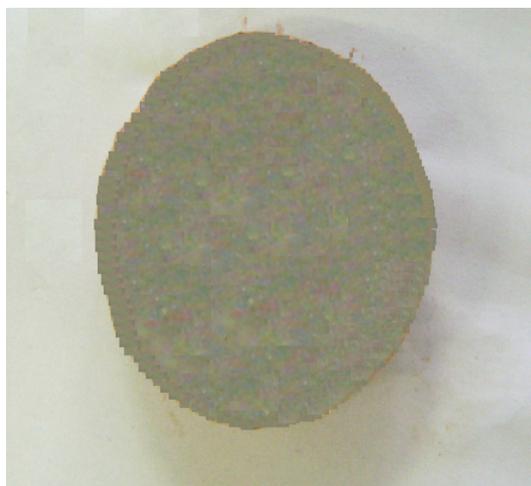


Photo 04 Argile de Annaba après l'essai de consolidation

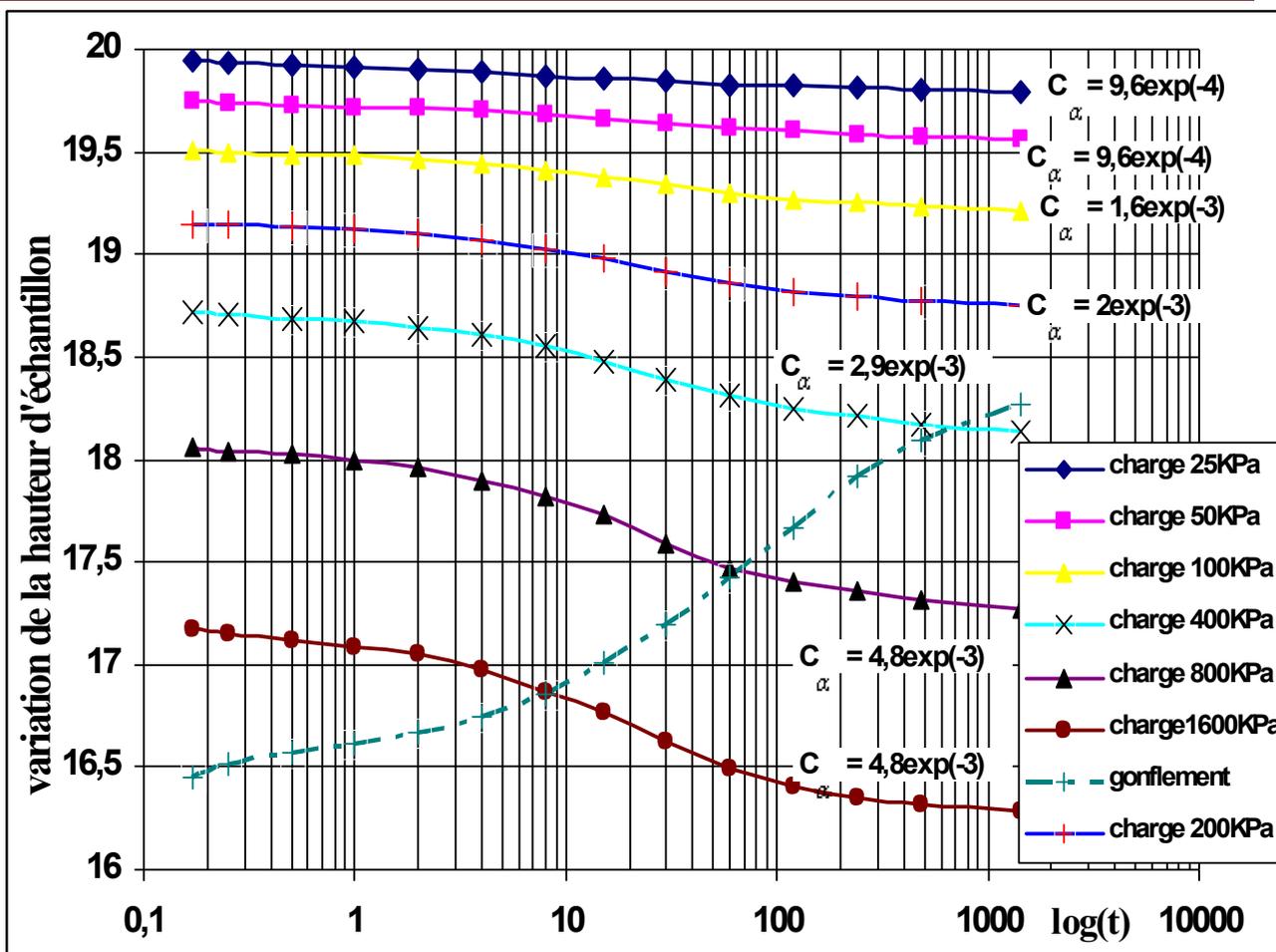


Figure 2.7 Courbe de tassement de l'argile de Annaba selon l'essai de consolidation -cas de l'argile complètement saturé-

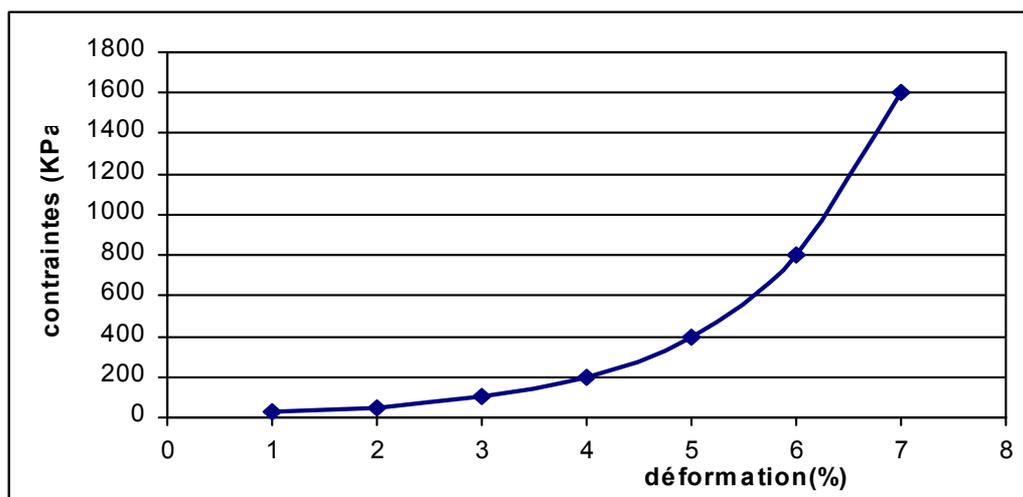


Figure 2.8 Courbe contrainte-déformation de l'argile de Annaba (cas saturé)

3.2.1 Influence de la charge appliquée

Comme nous l'avons vu pour l'argile de Guelma, l'influence des charges appliquées sur le tassement de consolidation l'argile de Annaba est expliquée comme suit :

- les courbes de consolidation pour les charges faibles ont des pentes assez faibles, avec l'augmentation des charges les valeurs du tassement augmentent progressivement et les courbes prennent des pentes plus accentuées (voir **figure 2.9**).
- Contrairement aux résultats de l'argile de Guelma, les coefficients de compression secondaire augmentent progressivement même avec les charges qui excèdent la contrainte préconsolidation (voir **figure 2.6**).
- Les valeurs du tassement augmentent aussi avec les contraintes appliquées (voir **figure 2.9**) même ces contraintes dépassent la contrainte préconsolidation et ces courbes prennent la forme de « S ».

Ces résultats obtenus pour l'argile de Annaba ne sont pas en accord avec les résultats de Davies (1975) illustrés dans le premier chapitre

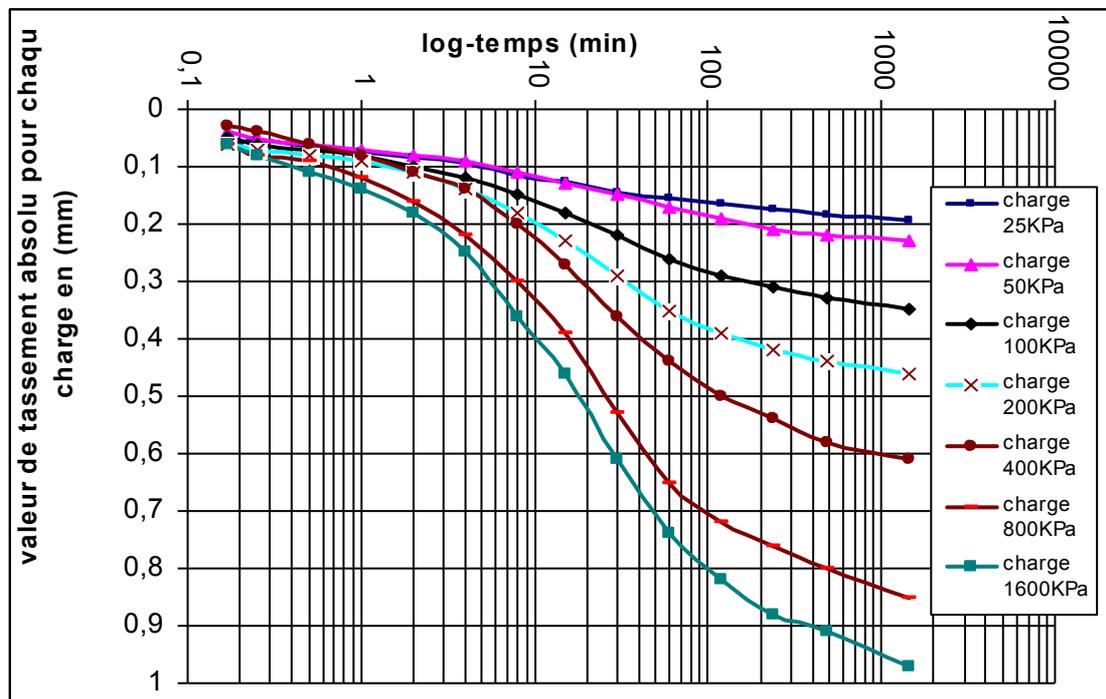


Figure 2.9 Comparaison les courbe de tassement de l'argile de Annaba pour chaque incrément de charge appliquée.

3.2.2 La courbe de compression

Les résultats de compressibilité de l'argile de Annaba pour les deux cas saturé et partiellement saturé sont illustrés dans la **figure 2.10**. La comparaison entre eux est résumée aux points suivants :

- la partie surconsolidée de la courbe est très importante, la ligne vierge n'apparaît que sur les trois derniers points de cette courbe (400, 800 et 1600KPa), la contrainte de préconsolidation sera alors assez élevée. Le calcul de cette dernière par la méthode de Casagrande a donné une valeur de $\sigma_p = 200\text{KPa}$ (voir figure 3.6).
- Le rapport de surconsolidation $\text{OCR} = 200/111 = 1.8$ (supérieur à 1, l'argile de Annaba est surconsolidée).
- L'indice de compression C_c est égale 0,34 pour le cas saturé (cette résultat est près égale les résultats déterminés par le calcul avec les corrélation (Skempton [1944] ($C_c = 0,307$), Koppula [1981] et Bowles [1984] ($C_c = 0,336$) et (Bowles [1984] ($C_c = 0,39$)).

Les deux premières valeurs sont déduites des relations de corrélation pour argiles molles et la troisième concerne les argiles organiques. La même valeur de C_c , a été trouvée par le laboratoire de l'habitat et la construction de Annaba sur cette argile

- Le coefficient de gonflement est égal à 0,09.
- l'argile de Guelma est plus gonflante ($C_g = 0.17$) que celle de Annaba ($C_g = 0.09$)
- Selon le **tableau 1.1**, cette valeur du coefficient de gonflement représente une caractéristique de l'illite.
- Pour le cas partiellement saturé, l'argile de Annaba présente un $C_c = 0,30$ et un $C_g = 0,05$.

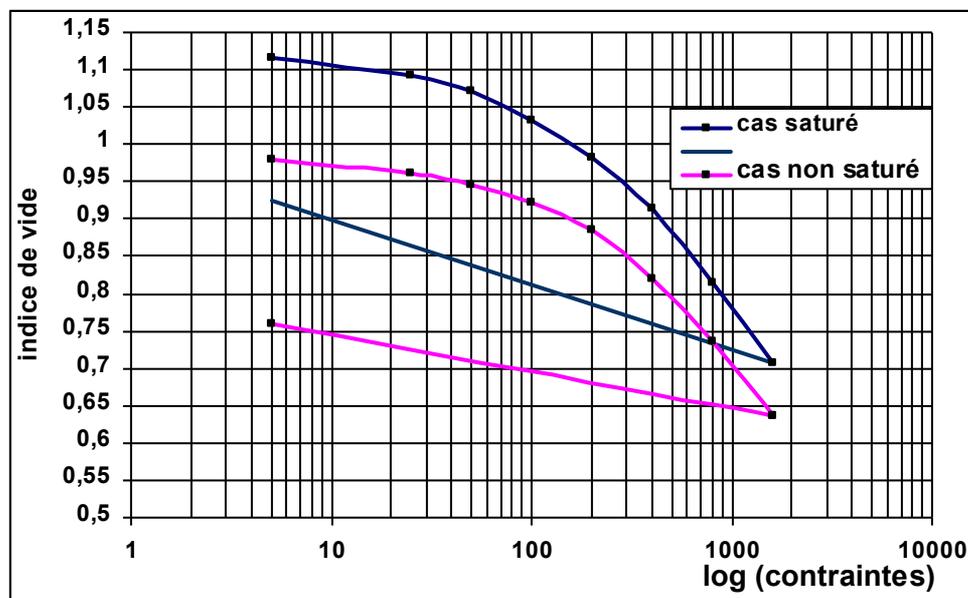


Figure 2.10 Courbe de compressibilité de l'argile de Annaba pour les deux cas saturé et partiellement saturé

3.3 Résumé des essais de consolidation unidimensionnelle

De les essais de consolidation réaliser sur notre échantillons (argile de Guelma et argile de Annaba), et les construire des différentes courbes consolidation et compressibilité), on peut tirer une comparaison entre les comportement de consolidation (paramètres de compressibilités) pour ces deux argiles ou le premier argile représente une argile normalement consolidé et la deuxième argile a les comportement d'un argile surconsolidé, cette comparaison est résumer dans le tableau suivant :

	Argile de Guelma	Argile de Annaba
Type de sol	Argile minérale	Argile organique
surconsolidation	Normalement consolidé	surconsolidé
indice compression	$C_c = 0,42$ (saturée), très compressible $C_c = 0,40$ (partiellement saturée)	$C_c = 0,32$ compressible $C_c = 0,30$ (partiellement saturé)
Coeff de gonflement	$C_g = 0,17$ (saturée), très gonflante $C_g = 0,09$ (partiellement saturée)	$C_g = 0,09$ (saturée), gonflante $C_g = 0,05$ (partiellement saturée)
Indice de compression secondaire C_α	- augmente avec l'augmentation de charge, puis il se stabilise avec les 200, 400, 800 et 1600kPa (charges supérieures à la contrainte de préconsolidation)	- augmente avec l'augmentation de la charge qui dépasse même la contrainte préconsolidation
Tassement	- augmente en augmentant la charge jusqu'à 400Pa, où il se stabilise et les courbes ont la même allure.	- augmente e avec l'augmentation de la charge, même elle dépasse la contrainte de préconsolidation

2.10 Tableau comparatif des différents résultats obtenus par les essais de consolidation sur les deux argiles de Guelma et de Annaba

4. Les essais de fluages

Après la réalisation des essais de consolidation sur les deux argiles afin de définir les paramètres de compressibilité C_c , C_g que nous avons besoin pour modéliser le comportement des sols mous (argile molle) SSM, il est indispensable de définir un autre paramètre important pour déterminer les tassement des sols, ce paramètre est C_α (coefficient de compression secondaire). Son importance apparaît dans la consolidation secondaire, parce

qu'il définit la pente de la courbe de tassement pendant le fluage, et c'est aussi un paramètre principal la modélisation du fluage des sols mous en utilisant le modèle SSCM qui sera utilisé dans quatrième chapitre « Modélisation des essais de consolidation ».

Pour définir le paramètre caractérisant le phénomène de fluage, nous avons réalisé des essais oedométriques. L'oedomètre utilisé est de 50mm de diamètre et 20mm de hauteur. Chaque essai de fluage a duré une période de 15 jours. Cette période est apparue suffisante pour déterminer l'effet de fluage. Les charges utilisées d'abord sont prises approximativement égales à la contrainte de préconsolidation, 100kPa pour l'argile de Guelma et 200kPa pour l'argile de Annaba. Ensuite, cette charge est prise égale à 200kPa pour l'argile de Guelma, et 400kPa pour l'argile de Annaba. Les essais de fluage sont réalisés dans les deux cas saturé et partiellement saturé.

Ces essais ont permis de définir l'effet de fluage sous une charge proche de contrainte préconsolidation, puis une charge assez importante qui dépasse la contrainte de préconsolidation, pour les cas deux cas : saturé et partiellement saturé. Nous avons donc pu déterminer l'influence de la charge appliquée et de la teneur en eau sur le phénomène du fluage.

Estimation du coefficient de compression secondaire C_α

Argile Guelma

$$C_\alpha = 0.0145 \cdot e_0^{1.555} = 0.0145(1.42)^{1.555} = 0,025 \quad (\text{Tsukada et Yasuhara}) \quad [11]$$

$$C_\alpha / C_c = 0.04 \implies C_\alpha = 0.42 \cdot 0.04 = 0,0168 \quad (\text{Mesri}) \quad [12]$$

$$C_\alpha / C_c = 0.025 - 0.1 \implies C_\alpha = [0.0105, 0.042] \quad (\text{Mesri}) \quad [12]$$

$$C_\alpha / C_c = 0.02 - 0.04 \implies C_\alpha = [0.0084, 0.0168] \quad (\text{Scherzinger}) \quad [41]$$

$$C_\alpha / C_c = 0.025 - 0.032 \implies C_\alpha = [0.0105, 0.01344] \quad (\text{Klobe}) \quad [42]$$

Argile Annaba

$$C_\alpha = 0.0145 \cdot e_0^{1.555} = 0.0145(1.18)^{1.555} = 0,0187 \quad (\text{Tsukada et Yasuhara})$$

$$C_\alpha / C_c = 0.04 \implies C_\alpha = 0.34 \cdot 0.04 = 0.0136 \quad (\text{Mesri})$$

$$C_\alpha / C_c = 0.025 - 0.1 \implies C_\alpha = [0.0085, 0.034] \quad (\text{Mesri})$$

$$C_\alpha / C_c = 0.02 - 0.04 \implies C_\alpha = [0.0068, 0.0136] \quad (\text{Scherzinger})$$

$$C_\alpha / C_c = 0.025 - 0.032 \implies C_\alpha = [0.0085, 0.01088] \quad (\text{Klobe})$$

4.1 Influence de section de l'échantillon

Pour déterminer cette influence on choisit deux oedomètres l'un de diamètre de 75mm et l'autre a un diamètre de 50mm avec la même hauteur (20mm) pour réaliser deux essais de fluage sur l'argile de Guelma, sous un chargement avec une contrainte de 100kPa pour une durée de temps de 15 jours. Les résultats sont présentés dans la **figure 2.11**.

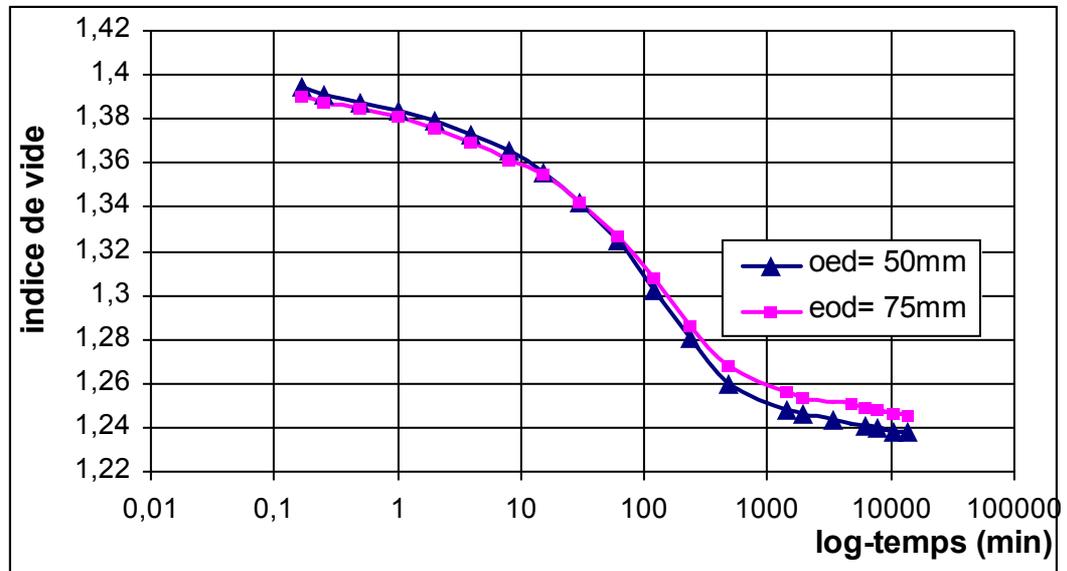


Figure 2.11 Courbe de comparaison le tassement de l'argile de Guelma par les deux oedomètres (50 et 75mm) dans les essais de fluages.

De cette courbe on peut constater les suivants :

- les deux oedomètres ont donné des valeurs de tassement assez proches. La différence entre les deux commence à apparaître à partir de la fin de consolidation primaire;
- les deux oedomètres ont donné un indice de compression secondaire C_{α} égal à 0,012.
- L'utilisation des oedomètres de différentes dimensions n'a pas une grande influence sur le tassement de consolidation.

4.2 Influence de la charge appliquée sur l'éprouvette

Des essais de fluage ont été réalisés sous différentes contraintes (100kPa et 200kPa) pour l'argile de Guelma et (200kPa et 400kPa) pour l'argile de Annaba.

La figure 2.12 présente les valeurs de tassement de l'argile de Guelma en utilisant l'oedomètre de 75mm de diamètre sous les charges 200kPa et 100kPa.

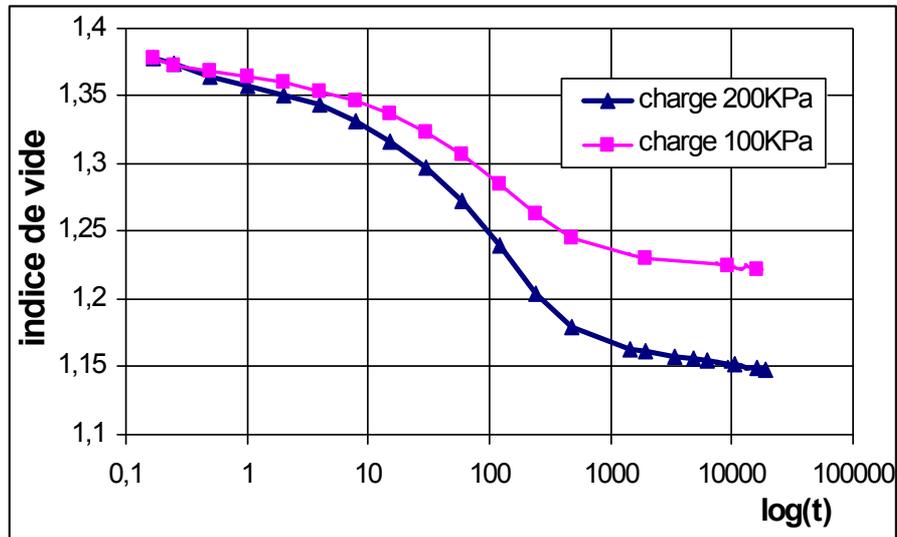


Figure 2.12 Tassement de l'argile de Guelma sous les charges 200KPa et 100KPa.

Il est bien clair que l'augmentation de la charge appliquée influe considérablement sur le tassement. Dans ce cas, le tassement dû à la charge 200kPa est supérieur de 52% environ à celui obtenu par l'application de la charge 100kPa.

Le calcul du coefficient de compression secondaire C_{α} pour les deux cas donne :

* la charge 100KPa $\Rightarrow C_{\alpha} = 0,0123$

* la charge 200KPa $\Rightarrow C_{\alpha} = 0,014$.

Pour une charge égale au double de la contrainte de préconsolidation, le coefficient de compression secondaire a augmenté de 13,8% environ.

Concernant l'argile de Annaba, nous avons utilisé deux charges 200kPa et 400kPa, dont les résultats sont dans la **figure 2.13**.

- cette courbe montre que cette argile apparaît le fluage après un temps moins élevé que le temps nécessaire de l'argile de Guelma pour prendre ce phénomène.
- Pour le fluage, il apparaît que les segments représentant la consolidation secondaire pour les deux courbes sont des segments rectilignes en quasiment parallèle, les calculs des coefficients de fluages pour cette argile donnent les valeurs suivantes :

* pour la charge 400KPa, $C_{\alpha} = 0,0056$

* pour la charge 200KPa, $C_{\alpha} = 0,00514$;

Ces deux valeurs représentent un fluage plus faible que celui de l'argile de Guelma à cause de la faible compressibilité de l'argile de Annaba.

La variation de ce coefficient entre les deux charges (la première est égale à la contrainte de préconsolidation et la deuxième est le double) est de 9.8%. Cet est relativement faible que celle de l'argile de Guelma, entre les charges 100kPa et 200kPa.

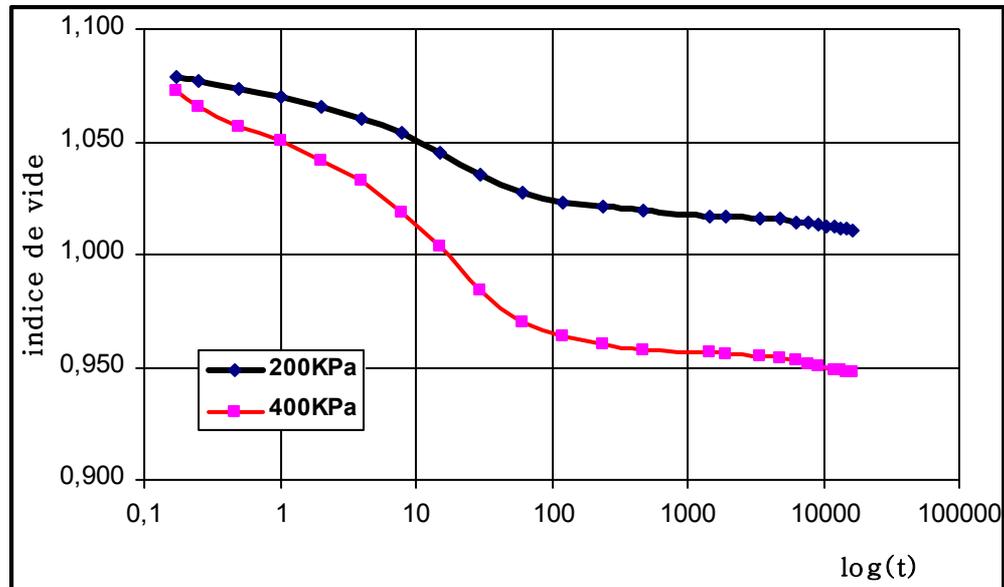


Figure 2.13 Tassement de l'argile de Annaba sous les charges 200KPa et 400KPa.

Nous pouvons donc conclure que le niveau de la charge appliquée influe sur la consolidation secondaire des sols. Cette influence varie en fonction de la compressibilité du sol considéré.

4.3 Influence de la teneur en eau

Après avoir étudié l'influence de la section de l'éprouvette et du niveau de la charge appliquée sur le fluage, nous allons maintenant étudier l'influence de la teneur en eau. Des essais de fluage ont été réalisés sur des échantillons d'argile non saturée de Guelma avec les mêmes charges appliquées dans les essais de fluage dans le cas de l'argile saturée. Les résultats de ces essais montrent que la teneur a une influence considérable sur le tassement des argiles comme il est illustré dans la **figure 2.14**.

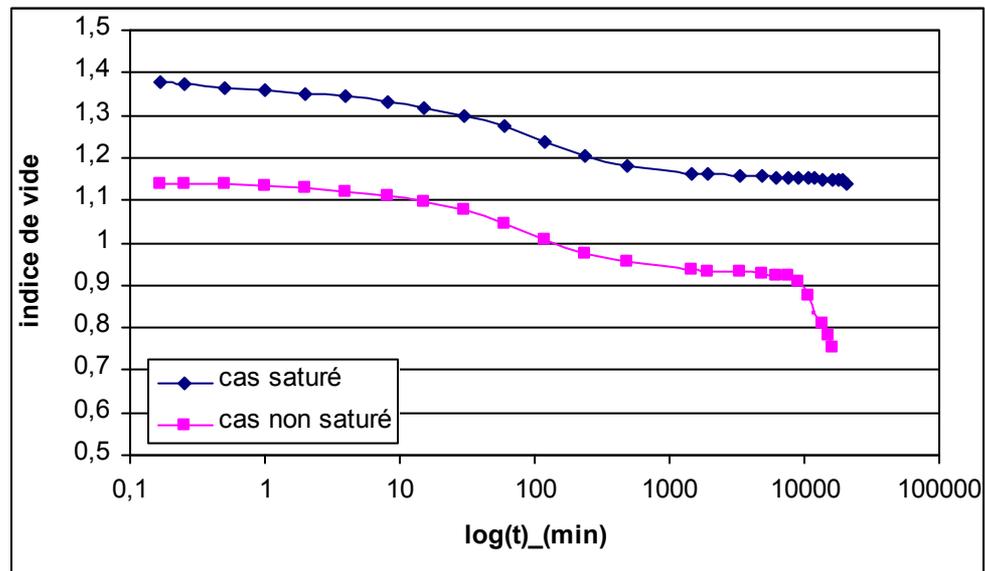


Figure 2.14 Tassement de l'argile partiellement saturée de Guelma et saturée.

Les tassements de l'argile de Guelma enregistrés dans les essais de fluage pendant la phase de consolidation primaire pour les conditions partiellement saturées sont légèrement faibles par rapport à ceux enregistrés dans les conditions complètement saturées. Par contre les tassements au début de la phase de fluage ont des valeurs très proches où on marque les coefficients de fluage pour les deux cas comme la suite

* la charge 100KPa $\Rightarrow C_{\alpha} = 0,0121$.

* la charge 200KPa $\Rightarrow C_{\alpha} = 0,0139$.

Nous pouvons donc remarquer que la variation du coefficient de compression secondaire est très faible entre les deux états saturé et partiellement saturé, pour les deux cas de charge (0,003 pour la charge de 100KPa et 0,001 pour 200KPa).

La teneur en eau n'a pas une influence sur la consolidation secondaire ; dans cette phase la pression interstitielle est nulle et la contrainte appliquée est supportée uniquement par le squelette solide, la déformation est donc due au réarrangement des particules solides.

La variation de coefficient de fluage calculé pour ces deux charges dans le cas partiellement saturé est de 14.8%.

Dans ces essais de tassement réalisées pour les conditions partiellement saturées, les courbes sont caractérisées par un effondrement après certain temps, ce temps existe dans la phase de la consolidation secondaire (**figure 2.14 et 2.15**) Ce phénomène est peut être dû aux paramètres suivants:

- la teneur en eau, l'argile de Guelma a une teneur en eau de 52% et celle de l'argile de Annaba est de 34%. Le phénomène de l'effondrement a besoin de temps plus long pour apparaître dans le cas d'argile plus humide que dans les argiles plus raides (l'argile de Guelma a pris 10 jours avant de s'effondrer mais celle de Annaba a commencé cet effondrement bien avant ce temps sous l'application des deux charges). Par contre les cas saturés n'ont pas connu ce phénomène.
- Le niveau de la charge : l'augmentation des charges appliquées accélèrent l'apparition de l'effondrement.

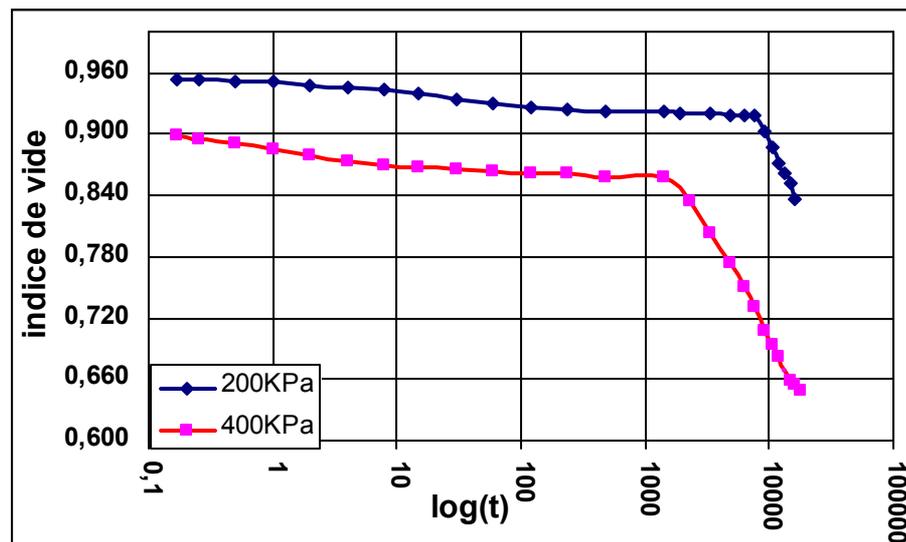


Figure 2.15 Tassement de l'argile partiellement saturée de Annaba et saturée.

Remarque

A la fin des essais, on observe des fissures longitudinales le long de la hauteur de l'éprouvette (voir **Photo 05**) ce qui peut expliquer cet effondrement, d'où les contraintes appliquées dans les essais de compression à long terme provoquent une rupture dans les sols. Cette rupture apparaît facilement lorsqu'on augmente la charge ou bien on diminue la saturation.

Le phénomène de rupture au fluage a une relation avec le type de consolidation, la rupture apparaît pour la consolidation déviatorique mais dans le cas des conditions oedométrique ou fluage volumétrique. La rupture due au fluage ne sera pas prévue. Vuillant [80] a rapporté que la plasticité de l'argile joue un rôle pour provoquer son apparence dont la rupture est un phénomène plastique (il n'y a pas de rupture "visqueuse").

La consolidation à long terme change l'état de l'argile de l'état des pâtes à l'état plus rigide (voir **figure 2.16**), les essais de fluage dans l'état partiellement saturé sur les argiles de Guelma et Annaba peuvent prévoir ce cas :



Photo 05 Argile de Guelma et argile Annaba après l'essai de fluage dans le cas partiellement saturé

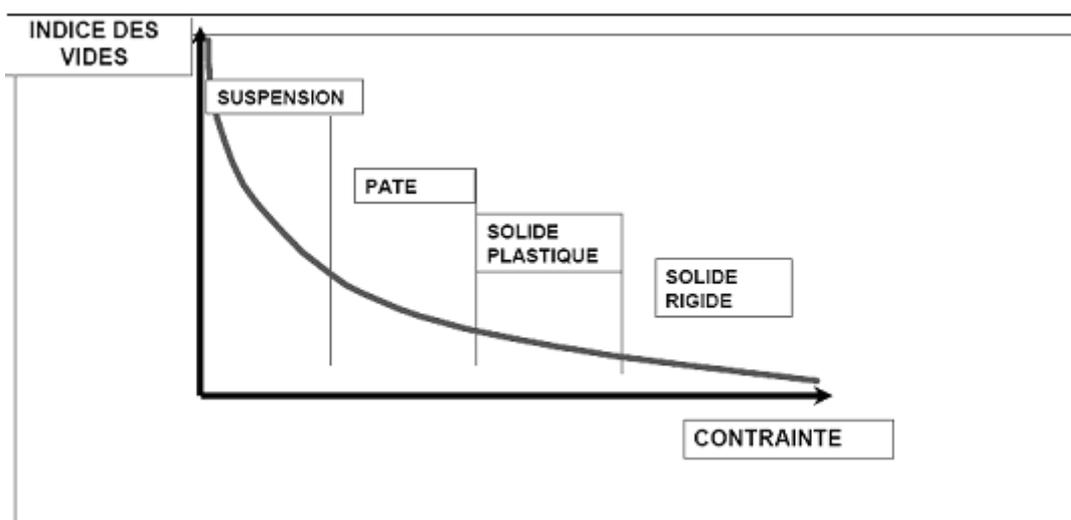


Figure 2-16 Effet de la consolidation sur l'argile

Par conséquent, on peut considérer ce phénomène comme effet de fluage tertiaire qui peut accélérer la déformation pour atteindre la rupture (fluage tertiaire) sous l'effet des contraintes importantes. La représentation de la courbe de fluage de l'argile de Annaba pour la charge de 400KPa en échelle normale déformation-temps (voir **figure 2.17**) prend la forme d'un fluage composé par trois parties :

- le fluage primaire où la vitesse de déformation est décroissante $\dot{\varepsilon} < 0$ (fluage primaire) commence de 300 à 900 min,
- le fluage secondaire (ou à vitesse constante $\dot{\varepsilon} = 0$) instantané (à l'instant $t = 900$ min).
- le fluage tertiaire (à vitesse croissante $\dot{\varepsilon} > 0$) après la minute 900 à l'instant 10000 min où la déformation augmente très rapide. Ensuite, la déformation diminue et se stabilise.

Le calcul du coefficient de compression secondaire:

$$C_{\alpha} = 0,00571 \text{ pour la charge de } 400\text{KPa.}$$

$$C_{\alpha} = 0,00524 \text{ pour la charge de } 200\text{KPa.}$$

Le rapport de variation du coefficient de fluage est de 8%, c'est une différence qui n'est pas loin de la différence du cas saturé. En comparant les coefficients de fluage des deux cas de saturation de l'argile, ils sont assez proches. Ce résultat est aussi valable pour l'argile de Guelma comme on l'a vu précédemment.

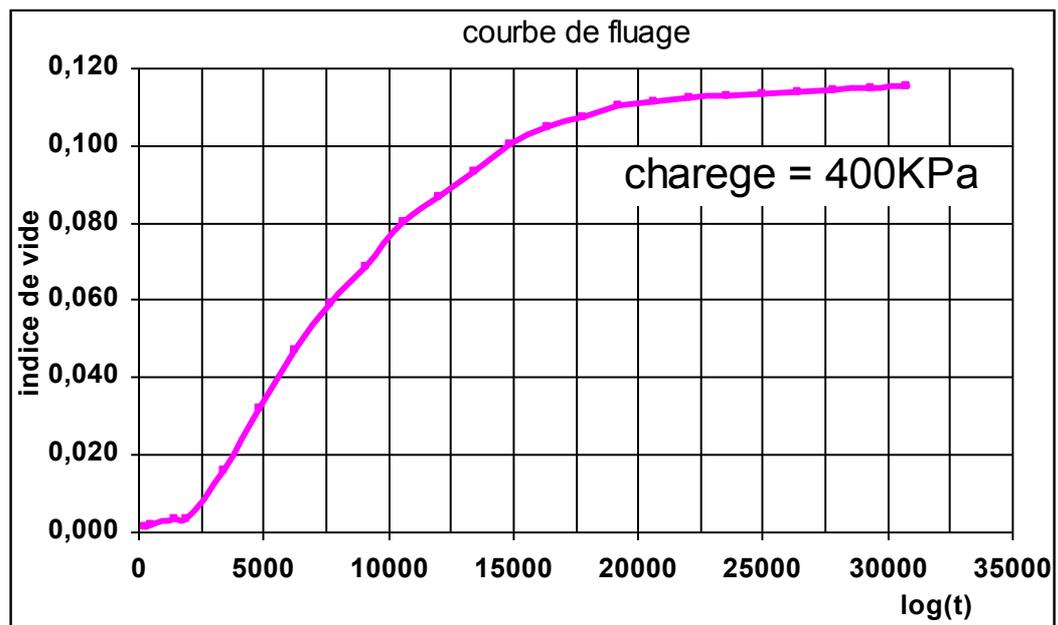


Figure 2.17 Présentation la déformation de l'argile de Annaba sous l'effet de fluage dans les conditions partiellement saturé (400KPa)

C_{α} argile	Cas saturé	Partiellement saturé	Variation de C_{α} selon la charge	Rapport de variation selon la charge	Variation de C_{α} selon l'état de saturation	Rapport de variation selon l'état de saturation
Guelma	$C_{\alpha} = 0,0123$ (100KPa)	$C_{\alpha} = 0,0121$ (100KPa)	* 0.0017 (cas saturé)	* 13,8% (cas saturé)	* 0.0002 (100KPa)	* 1,6% (100KPa)
	$C_{\alpha} = 0,014$ (200KPa)	$C_{\alpha} = 0,0139$ (200KPa)	* 0.0018 (non saturé)	* 14.8% (non saturé)	* 0.0001 (200KPa)	* 0,7% (200KPa)
Annaba	$C_{\alpha} = 0,0056$ (400KPa)	$C_{\alpha} = 0,00571$ (400KPa)	* 0.00046 (cas saturé)	* 8.9% (cas saturé)	* 0.00011 (400KPa)	* 1,9% (400KPa)
	$C_{\alpha} = 0,00514$ (200KPa)	$C_{\alpha} = 0,00524$ (200KPa)	* 0.00047 (non saturé)	* 8.9% (non saturé)	* 0.0001 (200KPa)	* 1,9% (200KPa)

Tableau 2-11 : Résultats de calcul l'indice de compression secondaire pour les deux argiles

De ce tableau on peut noter les points suivants :

- l'indice de compression secondaire de l'argile la plus compressible (argile de Guelma) est plus fort que celui de l'argile de Annaba ;
- L'augmentation de niveau de la contrainte appliquée provoque une augmentation de la valeur de l'indice de compression secondaire, où cette augmentation est plus élevée pour l'argile la plus compressible ;
- La variation de C_{α} avec le doublement de la charge appliquée (égale à la contrainte de préconsolidation) pour les deux cas saturé et partiellement saturé a des valeurs très proches pour les deux argiles ;
- Le rapport de variation de C_{α} entre les deux cas saturé et partiellement saturé est assez faible, il est inférieur à 2% pour les deux types d'argile et pour toutes les charges appliquées (peut être considéré comme négligeable). On peut donc conclure que le degré de saturation n'influe sur le phénomène de consolidation secondaire.

argile	Intervalle de Mesri	Intervalle de Scherzinger	Formule : Tsukada et Yasuhara	Intervalle de Klob	Valeurs expérimentales
Guelma	0.0105 à 0.042	0.0084 à 0.0168	0.025	0.0105 à 0.01344	0,0123 (100KPa) 0,014 (200KPa)
Annaba	0.0085 à 0.034	0.0068 à 0.0136	0.0187	0.0085 à 0.01088	0,0056 (400KPa) 0,00514 (200KPa)

2.12 Valeurs comparatives de C_{α} selon différents auteurs.

4.4 Conclusion des essais de fluages

Après avoir réalisé de nombreux essais de fluage à l'oedomètre sous différents niveaux de contrainte, deux différentes sections de l'éprouvettes, et états saturé et non saturé pour les deux types d'argile, on peut citer les remarques suivantes :

	Argile de Guelma	Argile de Annaba
Coefficient de consolidation secondaire	- appartient à l'intervalle proposé par Mesri	- hors l'intervalle proposé par Mesri
Variation de la contrainte appliquée	- influencer sur l'effet de fluage	- influencer sur l'effet de fluage
Variation de section	Pas d'influence sur le fluage	Pas d'influence sur le fluage
Le degré de saturation	- Apparition de l'effet d'effondrement qui produit la rupture dans le cas non saturé (fluage tertiaire). - La variation de la teneur en eau n'a pas une grande influence sur l'effet de fluage	- Apparition de l'effet d'effondrement qui produit la rupture dans le cas non saturé (fluage tertiaire). - La variation de la teneur en eau n'a pas une grande influence sur l'effet de fluage

5. Les essais de cisaillement

Pour compléter tous les paramètres utilisant dans la modélisation, on va déterminer les paramètres de Mohr-Coulomb c et φ . Pour cela on fait des essais avec la boîte de cisaillement (la boîte à une section de 36cm^2) –**Photo 06**- on commence par l'argile de Guelma, avec trois échantillons on applique les contraintes normales : 54.5, 109 et 218KPa, les forces de cisaillement obtenus par le cisaillement sous ces charges normales illustrés dans la courbe suivant (voir **figure 2.17**) :

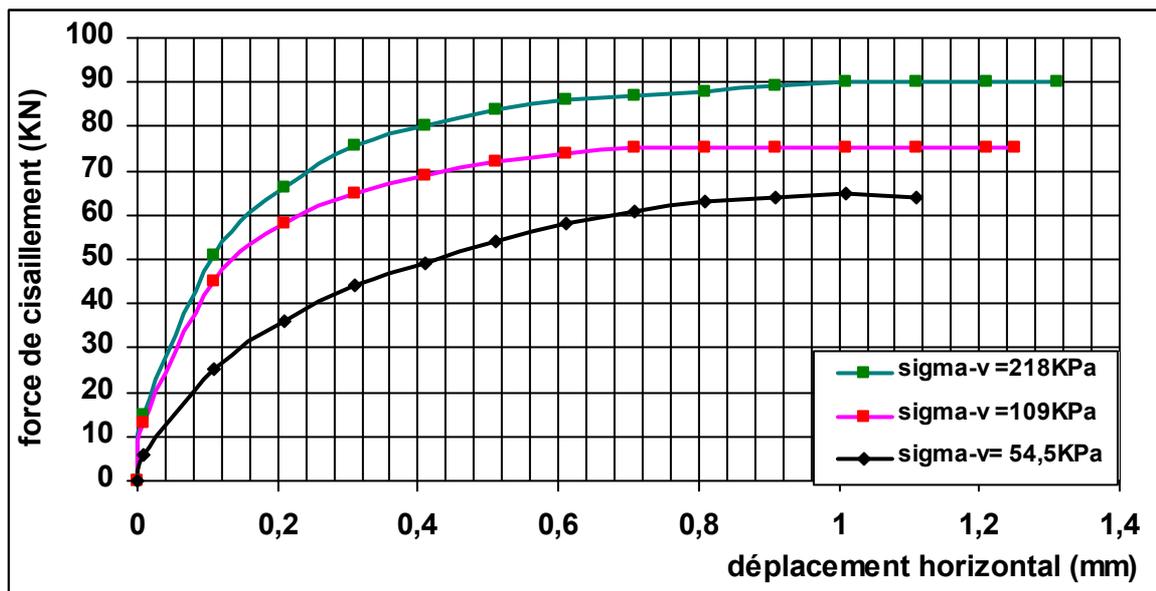


Figure 2.18 Courbe de variation des forces de cisaillement en fonction de déplacement horizontale

Donc ces forces sont 64, 75 et 90N respectivement avec les contraintes normales:

Contrainte normale (KPa)	54.5	109	218
Contrainte de cisaillement (KPa)	18.05	20.83	25

Tableau 3.13 Résultats de la boîte de cisaillement.

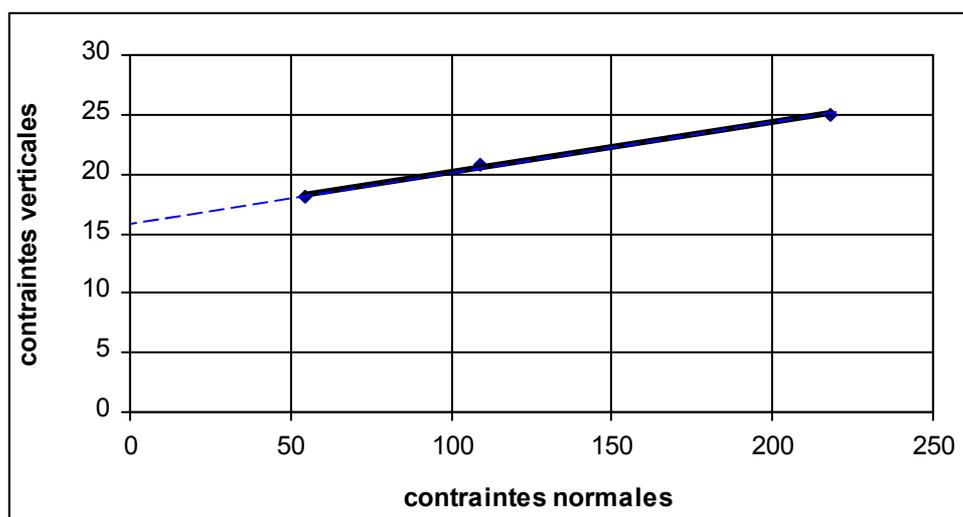
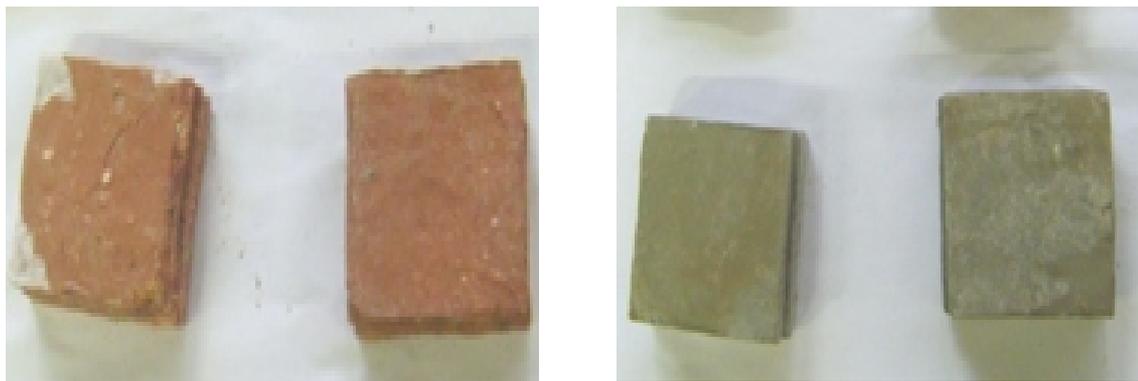


Figure 2.19 Courbe de Mohr-Coulomb « argile de Guelma »

D'après la courbe de Mohr – Coulomb (Figure 2.18) les paramètres cherché sont : $\varphi = 2^\circ$ (l'angle de frottement) et $c = 16 \text{ KPa}$ (la cohésion).

Ces paramètres les caractéristiques des argiles molles (angle de frottement faible avec cohésion).



a- argile de Guelma

b- argile de Annaba

Photo 06 Les échantillons après l'essai de cisaillement

* Pour l'argile d'Annaba

Les mêmes essais réalisés sur l'argile de Guelma ont été répétés sur l'argile de Annaba. Les efforts de cisaillement sont respectivement : 170, 188, et 240N. Les efforts de cisaillement obtenus sont mis en graphique en fonction des déplacements horizontaux pour chaque contrainte normale, comme le montre la **figure 2.18**. les valeurs de contrainte de cisaillement et celles de contrainte normale sont montrées dans le **tableau 2.14**

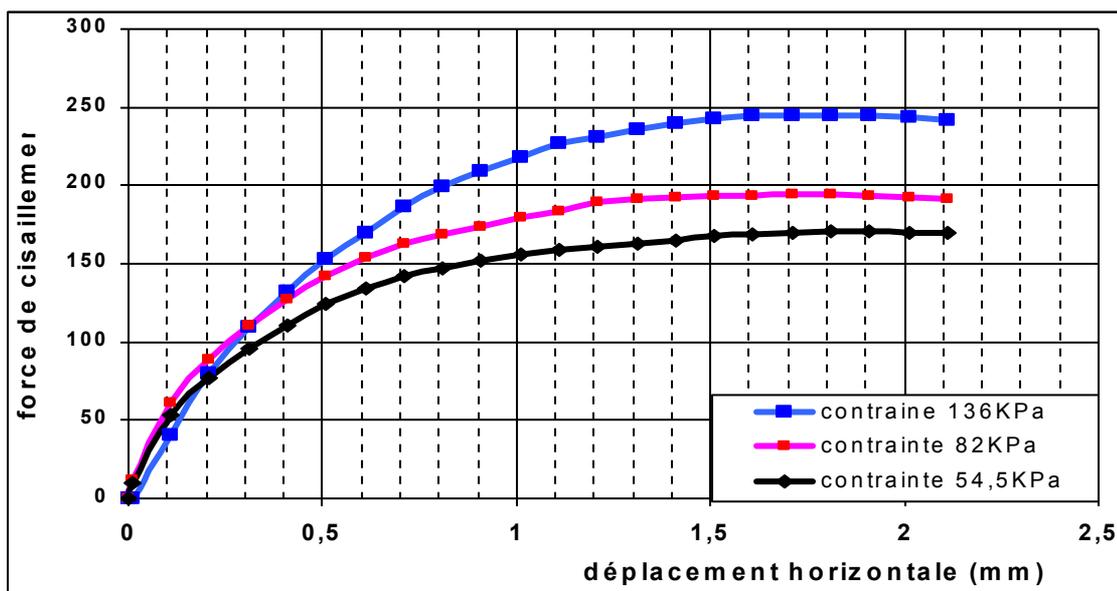


Figure 2.20 Courbe de variation des forces de cisaillement en fonction de déplacement horizontale

Contraintes normales (KPA)	54.5	82	136
Contraintes de cisaillement (KPA)	47,22	52,22	66,66

Tableau 2.14 Résultats des essais à la boîte de cisaillement « Argile de Annaba »

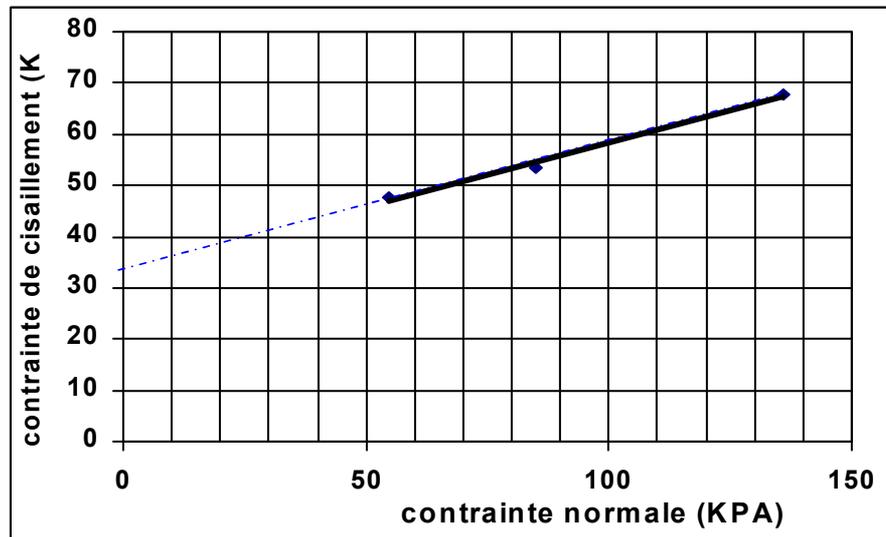


Figure 2.21 courbe de Mohr-Coulomb « argile de Guelma »

Donc : $\varphi = 15^\circ$ et $c = 34$ KPa.

(Argile cohérente)



Photo 07: Vue générale de l'oedomètre au cours de l'essai

Chapitre 03

Présentation du code de calcul

Plaxis

1. modèles de comportement des sols compressibles (argileux)

1.1 Introduction

L'analyse de la consolidation de sols compressibles (argiles), comme la prévision du tassement des fondations, a une importance particulière en géotechnique. La première approche rationnelle pour ce problème, basée sur le principe de contraintes effectives, a été proposée par (Terzaghi, 1943) [22]. Après cette date, une recherche intensive a été menée dans ce domaine. Une extension logique de la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi à une situation en 3D est due à la formulation poreuse élastique complètement couplée de (Biot, 1941) [23]. Les deux théories de Terzaghi et de Biot supposent que le comportement de sol est élastique linéaire. Cependant, le comportement contrainte-déformation d'argile normalement consolidé est élasto-plastique et de nature visqueuse comme le montre (Bjerrum, 1967) [19] et (Schofield et Worth, 1968) [24]. Quelques modèles ont été conçus pour le comportement de fluage (Yin et Graham, 1989) [25]; (Bjerrum, 1967); (Adachi et Oka, 1982) [29]; (Leroueil et al, 1985) [17]; (Adachi et Mimura, 1987) [30]. Pour les situations générales, la plupart des chercheurs se tournent vers les méthodes numériques. (Schiffman et Arya, 1977) [31], s'appuyant sur le modèle de consolidation unidimensionnelle (1-D) de Terzaghi, ont mené des recherches en utilisant la méthode des différences finies et la méthode des éléments finis. (Dessai et al, 1979) [32] ont suggéré un modèle non linéaire pour le sol et ont implémenté ce modèle dans un programme de calcul par éléments finis pour traiter le problème de consolidation unidimensionnelle. L'analyse de consolidation unidimensionnelle a été réalisée par (Garlanger, 1972) [26], (Yin et Graham, 1996) par la méthode de différences finies en utilisant des modèles élastiques ou viscoplastique.

Un aspect du comportement en consolidation unidimensionnelle est le comportement de consolidation primaire et secondaire. Le fluage existe-il devant la consolidation primaire ou peut-il être ignoré devant l'importance des déformations dues à la dissipation des surpressions interstitielles?

Il existe en effet deux approches différentes appelées Hypothèse A et Hypothèse B. Dans l'hypothèse A (Ladd et al, 1977) [7] et (Mesri et Choi, 1985) [8], les déformations de la consolidation primaire associées avec le transfert des pressions interstitielles à des contraintes effectives sont séparées des déformations dues à la

consolidation secondaire. La théorie de consolidation de Terzaghi est utilisée pour calculer la compression à la fin de la consolidation primaire, puis un coefficient séparé de consolidation secondaire est utilisé pour calculer le tassement de fluage. Dans l'hypothèse B, on assume que le fluage a lieu pendant et après le processus de consolidation primaire.

Buisman (1936) [5] est probablement le premier à avoir proposé une loi de fluage pour l'argile après qu'il ait observé que le tassement du sol mou n'était pas complètement expliqué par la théorie classique de consolidation. Le travail en 1D-compression secondaire a été continué par des chercheurs (Bjerrum (1967) [19], Garlanger (1972) [23], Mesri et Godlewski (1977) [12], et Leroueil (1977) [27]) et plusieurs modèles ont été développés dans le monde, par exemple, Sekiguchi (1977) [28], Adachi et Oka (1982) [29], Borja et al (1985), et Yin et Graham (1999). Cet axe de recherche de modélisation mathématique de fluage en 3D a été beaucoup influencé par de nombreux axes de modélisation en 1D.

2. Modèles utilisés dans les simulations des sols compressibles

Les lois de comportement décrivent les relations entre les contraintes et les déformations dans un solide. La plus simple est celle qui relie linéairement les déformations aux contraintes, c'est l'élasticité linéaire donnée par la loi de Hooke. Le comportement des sols est complexe et il est courant de décrire leur comportement comme élastique plastique avec trois phases quand le chargement est augmenté progressivement:

- * une phase élastique initiale où la déformation est réversible;
- * une phase intermédiaire de plasticité "restreinte" où les déformations restent limitées;
- * une phase de plasticité "illimitée".

Pour les sols compressibles ou bien les sols argileux mous, le modèle le plus utilisé est le modèle de Cam-Clay, c'est un modèle élastoplastique le plus connu et le plus utilisé dans la mécanique des sols. Historiquement le modèle de Cam-Clay a été développé à l'université de Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schoffield et al. Les données spécifiques à ce modèle sont cinq :

- la pente critique M (déterminés par les essais triaxiaux) ;
- l'indice des vides initial associé à une pression initiale égale à la pression atmosphérique ;

- le coefficient de gonflement élastique κ ;
- le coefficient de compression plastique λ ;
- la pression critique initiale P_{cr} .

Il y a plusieurs dérivés de Cam-Clay d'où le modèle SSM et SSCM :

2.1 Modèle pour sols "mous" (Soft Soil Model, SSM)

Ce modèle (en abrégé SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint la surface de charge, alors des déformations plastiques apparaissent avec un comportement non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

Paramètres de compressibilité

Les deux paramètres C_c et C_s décrivent le comportement oedométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoire : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou des lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de C_c et C_s en λ et κ . Dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai oedométrique). On utilise alors λ^* et κ^* . Dans ce cas, l'indice des vides est variable. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

Les déformations et les contraintes sont reliées par la formule suivante :

$$\varepsilon_v - \varepsilon_{v0} = -\lambda \cdot \log(P/P_0). \quad (\text{Pendant le premier chargement}) ;$$

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_{v0}^e = -\kappa \cdot \log(P/P_0) \quad (\text{pendant la déchargement}).$$

La figure suivante résume les différentes définitions des paramètres :

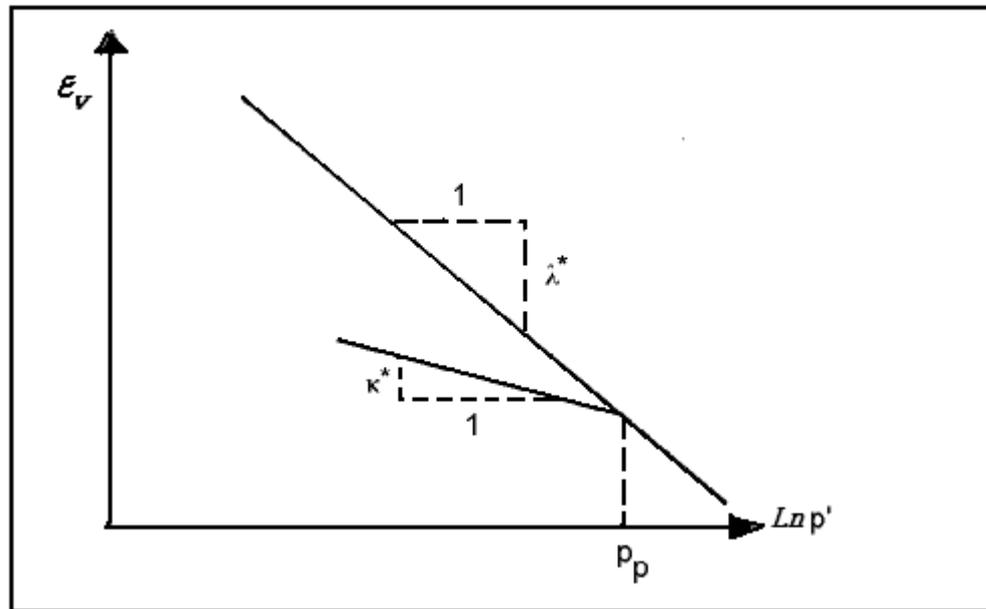


Figure 3.1 Représentations de l'essai oedométrique

En pratique, il suffit de tracer la déformation axiale en fonction du logarithme naturel de la contrainte axiale.

Cohésion:

Une cohésion effective peut être introduite dans le SSM. Elle peut être nulle.

Paramètre de frottement:

On rentre directement les valeurs de cohésion et d'angle de frottement

Paramètre de dilatance:

Il est calculé automatiquement à partir de l'angle de dilatance : normalement, dans les sols mous celui-ci est faible.

Paramètre de contrainte K_0 : (coefficient des terres au repos)

Avant de définir le paramètre K_0 , il est nécessaire de déterminer le paramètre M qui représente la pente de ce qu'on appelle «ligne d'état critique». Par défaut, M peut être calculé depuis la relation :

$$M = 6 \sin \varphi_{cv} / (3 - \sin \varphi_{cv})$$

où φ_{cv} est l'angle du frottement critique qui est égal à $\varphi + 0.1^\circ$.

Cette valeur de M est une valeur pratique calculée par défaut. D'ailleurs, on peut calculer une valeur approximative de K_0^{NC} , qui correspond à la valeur de M calculée à partir de l'équation précédente. En générale, la valeur de K_0^{NC} correspondant à la valeur de M est supérieure à celle calculée par la formule de Jaky ($K_0^{NC} = 1 - \sin \varphi$). Sinon, on

pourrait entrer une valeur de K_0^{NC} pour calculer la valeur de M par la formule de Brinkgreve, 1994.[33]

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{NC})^2}{(1 + 2K_0^{NC})^2} + \frac{(1 - K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^* / \kappa^* - 1)}{(1 + 2K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})\lambda^* / \kappa^* - (1 - K_0^{NC})(1 + \nu_{ur})}}$$

$$M \approx 2.8 - 3.0 K_0^{NC}$$

Coefficient de Poisson:

Dans le modèle Cam-clay et ses dérivés (dont le SSM), le coefficient de Poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge oedométrique, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales.

Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de K_0 (i.e. $\nu / (1-\nu)$) mais une valeur plus faible, typiquement égale à 0,1 ou 0,2.

Les surfaces de charges:

Dans le plan (p', q) une représentation des surfaces de charge et de la surface de plasticité. Les surfaces de charge sont des ellipses avec écoulement associé (incrément de déformation normal à l'ellipse) tandis que pour la rupture, l'écoulement est non associé (c'est pourquoi il est nécessaire d'entrer un angle de dilatance, éventuellement 0, ce qui correspond à l'écoulement plastique à volume constant).

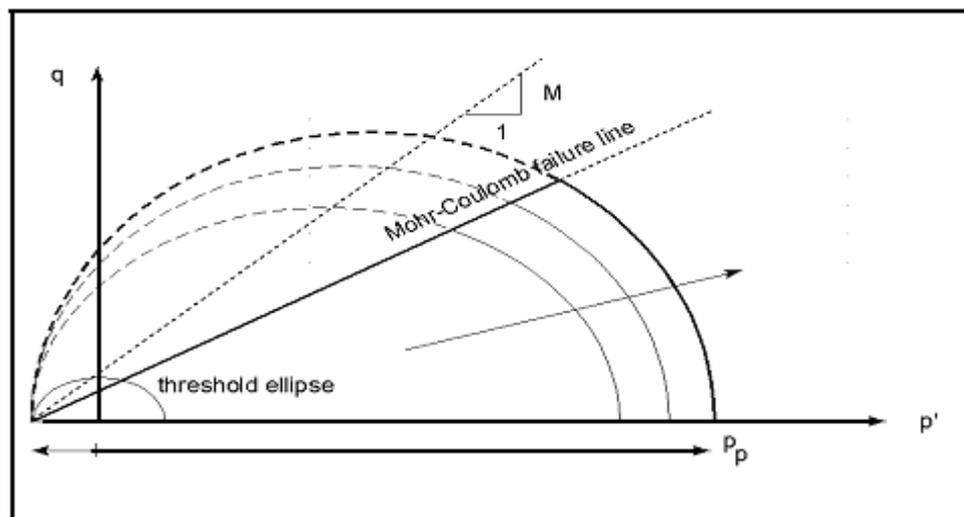


Figure 3.2 Surface de Charge elliptiques.

Prise en compte de la surconsolidation: Une contrainte initiale de préconsolidation peut être prise en compte, dans le code de calcul d'éléments finis (Plaxis), on peut calculer la pression de préconsolidation à partir des données. Si un

matériau est surconsolidé, il est possible de prendre en compte le degré de surconsolidation (OCR), c'est-à-dire le rapport de la plus grande contrainte passée atteinte σ_p' et la contrainte effective verticale actuelle in-situ σ_v' , ou le poids des terres de préconsolidation (POP)(Pre Overburden Pressure).

$$\text{POP} = |\sigma_p' - \sigma_v'|$$

Résumé:

Les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants :

λ^* : Indice de compression	[-]
κ^* : Indice de gonflement	[-]
c : Cohésion	[kN/m ²]
φ : Angle de frottement	[°]
ψ : Angle de dilatance	[°]

Par défaut, les paramètres avancés sont :

ν : Coefficient de Poisson en charge-décharge.

K_0^{NC} : paramètre de contrainte.

M : ligne d'état critique (paramètre lié à K_0^{NC}).

2.2 Modèle pour sols "mous" avec effet du temps(Soft Soil Creep Model, SSCM)

Le SSM permet de prendre en compte l'érouissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre C_α . Elle génère ce qui est appelé la quasi-préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps (Bjerrum, 1967). [19]

Formule de consolidation unidimensionnelle

*- Buisman (1936) [5] a été le premier à considérer l'essai de consolidation secondaire: il a proposé une relation pour définir le comportement du fluage sous des contraintes effectives constantes. $\mathcal{E} = \mathcal{E}_C - C_B \log(t/t_c)$

ε_C : Déformation de la consolidation, t_c le temps à la fin de consolidation primaire,
 C_B : Une constante du matériau, le temps depuis le début du chargement.

$$D'où \varepsilon = \varepsilon_C - C_B \log(t_c + t'/t_c) \quad t' = t - t_c.$$

*- Garalanger (1972) [26], a proposé une équation équivalente de fluage de à partir de l'indice des vides

$$e = e_c - C_a \log[(\tau_c + t)/\tau_c] \quad \text{avec } C_a = C_B(1 + e_0) \text{ pour } t' > 0$$

Les différences entre les formulations de Garlanger et Buisman sont faibles.

La déformation ε est remplacée par l'indice des vides et le temps de consolidation t_c est remplacé par le paramètre τ_c . Les deux équations précédentes sont entièrement identiques quand on choisit $\tau_c = t_c$. Pour le cas que $\tau_c \neq t_c$, les différences entre les deux formules diminuent quand la durée effective de fluage t' augmente. Dans la pratique courante, le fluage (consolidation secondaire) ne serait pris en compte à l'oedomètre que pour $t > 24h$. En effet, la consolidation secondaire se développe dès la fin de la consolidation primaire, ce temps dépend de la perméabilité du sol et des caractéristiques géométriques de l'essai. Pour des sols perméables, la fin de consolidation primaire peut être atteinte en 1 heure et le fluage se développe durant les 23 heures dans le cas de paliers de chargement de 1 jour.

*- Une autre possibilité pour définir la compression secondaire est la forme adoptée par Butterfield (1979) [34]

$$\varepsilon^H = \varepsilon_C^H - C \ln[(\tau_c + t)/\tau_c]$$

où ε^H est la déformation logarithmique définie par :

$$\varepsilon^H = -\ln(V/V_0) = -\ln((1+e)/(e_0+1)).$$

L'exposant « H » indique quant à lui la déformation logarithmique.

Vermeer et al (1997 & 1999) [35] utilisent ce symbole particulier. En petites déformations, il est possible de montrer que :

$$C = C_a / (1 + e_0) \cdot \ln 10 = C_B / \ln 10 = C_B / 2.3.$$

Dans le cas où les déformations sont faibles, les deux approches conduisent à des déformations voisines.

Définition de τ_c et \mathcal{E}_C

Vermeer et al (1997) [35] utilisent l'équation $\mathcal{E}^H = \mathcal{E}_C^H - C \ln[(\tau_c + t)/\tau_c]$, la dérivé de cette équation par rapport au temps (en oubliant l'exposant 'H' pour simplifier la notation), on obtient :

$$\dot{\mathcal{E}} = C/(\tau_c + t) ;$$

A partir des courbes des essais oedométriques à charge constante représentées sur les figures 3.3a et 3.3b, on peut évaluer les paramètres C et τ_c . Dans les axes $(\frac{1}{\dot{\mathcal{E}}}, t)$, la

partie correspondant à la consolidation secondaire est linéaire: l'intersection de cette partie avec l'axe du temps donne τ_c et la pente est 1/C. La déviation d'une relation linéaire pour $t < \tau_c$ est due à la consolidation.

Considérant la littérature classique, il est possible de calculer la déformation en fin de consolidation \mathcal{E}_C , par une équation de la forme suivante

$$\mathcal{E}_C = \mathcal{E}_C^e + \mathcal{E}_C^c = A \cdot \log(\sigma'/\sigma_0') + B \cdot \log(\sigma_{pc}/\sigma_{p0}).$$

σ_0' représente la contrainte effective initiale avant le chargement et σ' la contrainte effective finale du chargement. Les valeurs de σ_{p0} et σ_{pc} représentent la contrainte de préconsolidation correspondant aux situations avant-chargement et fin de consolidation respectivement.

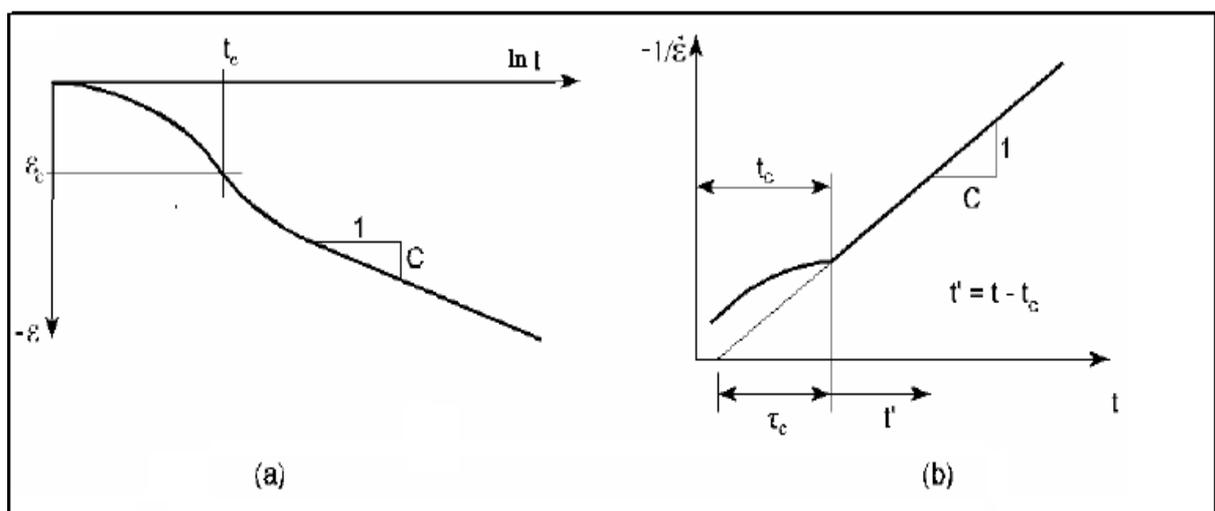


Figure 3.3 Consolidation et comportement du fluage dans un essai oedométrique standard.

Dans la plupart de la littérature sur l'essai oedométrique, certains adoptent e au lieu de ε , et \log au lieu de \ln , l'indice de décompression C_r au lieu de A , et l'indice de compression C_c au lieu de B . Les constantes ci-dessus A et B sont reliées pour les petites déformations avec C_r et C_c par :

$$A = C_r / (1 + e_0) \ln(10) \quad \text{et} \quad B = (C_c - C_r) / (1 + e_0) \ln(10).$$

L'équation de déformation sera :

$$A = C_r / (1 + e_0) \ln(10) \quad \text{et} \quad B = (C_c - C_r) / (1 + e_0) \ln(10).$$

L'équation de déformation sera :

$$\varepsilon = \varepsilon_c^e + \varepsilon_c^c + C \cdot \ln(\tau_c + t) / \tau_c = A \cdot \ln(\sigma' / \sigma_0') + B \cdot \ln(\sigma_{pc} / \sigma_{po}) + C \cdot \ln(\tau_c + t) / \tau_c$$

Où ε la déformation logarithmique globale due à l'augmentation de la contrainte effective de σ_0' à σ' et au développement de la consolidation secondaire durant « $t_c + t$ ».

σ_{pc} , σ_{po} représentent la contrainte de préconsolidation correspondant aux situations avant-chargement et fin de consolidation respectivement.

Sur la figure suivante les termes de cette équation sont tracés en diagramme de $\varepsilon - \ln \sigma$:

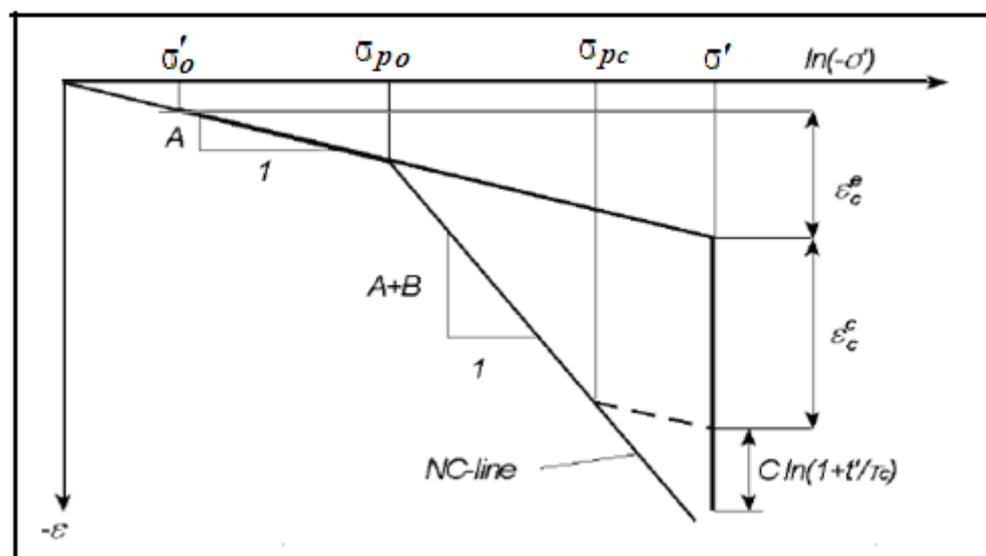


Figure 3.5 Courbe idéalise de contrainte-déformation d'un essai oedométrique avec la division des incréments de déformation en deux composantes (élastique & fluage).

Les paramètres du modèle SSCM :

Les paramètres de rupture comme dans le modèle du Mohr-Coulomb :

c : Cohésion [kN/m]

φ : Angle de frottement [°]

ψ : Angle de dilatance [°]

Les paramètres de compressibilités :

λ^* : Indice de compression modifié [-]

κ^* : Indice de gonflement modifié [-]

μ^* : Indice de du fluage modifié [-]

Les paramètres avancés sont :

ν_{ur} : Coefficient de Poisson en charge-décharge (Dans le cas du SSCM, le coefficient du Poisson est un constante élastique pure mesurée sur un chemin de charge-décharge. Il est différent d'un coefficient de Poisson mesuré sur une première charge: ceci explique que ses valeurs soient généralement comprises entre 0.1 et 0.2. Lors du chargement de matériaux normalement consolidés, ν_{ur} joue un rôle secondaire, mais il devient très important lors des déchargements.)

K_0^{NC} : coefficient des terres au repos pour un sol normalement consolidé.

M : ligne d'états critique.

Les paramètres de compressibilités modifiés

Les paramètres λ^* , κ^* et μ^* peuvent être obtenus à partir d'un essai de compression isotrope ou d'un essai oedométrique, ils sont appelés paramètre de Cam-Clay modifiés. La relation de ces paramètres avec les paramètres du Cam-Clay original est :

$$\lambda^* = \lambda / (1+e)$$

$$\kappa^* = \kappa / (1+e) ;$$

Relation avec les paramètres classiques :

$$\lambda^* = C_c / (1+e) \cdot \ln(10)$$

$$\kappa^* = 3 \cdot (1 - \nu_{ur}) C_r / 2,3 \cdot (1 + \nu_{ur}) (1+e).$$

$$\mu^* = C_\alpha / (1+e) \cdot \ln(10).$$

Il n'existe pas une relation exacte entre les indices de compression isotrope κ et κ^* et l'indice du gonflement unidimensionnel C_r , parce que le rapport entre la contrainte horizontale et verticale change durant la décharge unidimensionnelle. Pour

l'approximation, ci-dessus, on suppose que le cas de contrainte moyenne durant la décharge soit un cas de contrainte isotrope, c-à-d, les contraintes horizontale et verticale sont égales.

Pour donner des ordres de grandeurs des paramètres du modèle, on peut utiliser les corrélations proposées par Vermeer et al (1999):

$$\lambda^* = I_p(\%)/500, \text{ et } \lambda^*/\mu^* = 15 \text{ à } 25, \text{ et le rapport } \lambda^*/\kappa^* = 5 \text{ à } 10.$$

3. Modélisation des essais

L'analyse du comportement des sols compressibles est menée par une simulation numérique des essais de compressibilité et de fluage à l'oedomètre. Cette analyse est menée en utilisant le code Plaxis. Elle permet entre autres de mettre au point une procédure prévisionnelle d'estimation des paramètres de compressibilité par l'utilisation du modèle SSM et SSCM. Il est à noter que différentes simulations sont effectuées, il s'agit de celles relatives aux essais oedométriques.

PLAXIS est un code d'éléments finis, la méthode des éléments finis consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés noeuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réel de la structure en tant qu'objet continu.

La méthode des éléments finis est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, à cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique

3.1 Introduction

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique

permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculation, Output et Curves).

3.2 Informations générales

Dans toute analyse, il est important d'adopter un système d'unités cohérent. Au début de la définition de la géométrie, l'utilisateur doit choisir un jeu d'unités fondamentales convenables dans une liste d'unités standard. Les unités fondamentales comprennent des unités de longueur, de force et de temps. Elles sont définies dans la fenêtre « *General settings* » du programme « *Input* ». Le tableau 2.1 donne un aperçu de toutes les unités disponibles, dont celles [par défaut], et des facteurs de conversion avec les unités par défaut.

Unités de base	Longueur	mètre [m]
	Force	kilonewton [KN]
	Temps	jour [jour] , seconde [sec]
	Géométrie	Coordonnées [m]
	Déplacements	mètre [m]
Propriétés des matériaux	Module d'Young	[KPa] , [KN/m ²]
	Cohésion	[KPa]
	Angle de frottement	[deg.]
	Angle de dilatance	[deg.]
	Unité de poids	[kN/m]
	Perméabilité	[m/jour]
Forces & contraintes	Charges ponctuelles	[KN]
	Charges linéiques	[KN/m]
	Charges surfaciques	[KPa]
	Contraintes	[KPa]

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves) :

3.3 L'entrée des données de pré-traitement (sous programme Input)

Pour réaliser une analyse suivant la méthode des éléments finis avec PLAXIS, on devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Pour générer un modèle d'éléments finis, on doit créer un modèle géométrique à deux dimensions composé de points, de lignes et d'autres composants. La génération d'un maillage approprié, des propriétés et des conditions aux limites élément par élément est réalisée automatiquement par le générateur de maillage de PLAXIS à partir du modèle géométrique précédemment entré. L'utilisateur peut aussi raffiner le maillage d'éléments finis pour améliorer ses performances. La dernière partie de l'entrée des données comprend la génération des pressions interstitielles et des contraintes effectives pour définir l'état initial.

Ceci se fait à l'aide du programme d'entrée des données (Input). Ce programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales.

Les menus permettant de créer le modèle géométrique sont :

a- Le menu Geometry:

Le menu Geometry contient les options de base permettant de fabriquer un modèle géométrique. En plus, des lignes géométriques normales, on peut sélectionner des poutres, des géotextiles, des éléments d'interface, des ancrages et des tunnels.

b- Le menu Loads (chargement des conditions limites):

Le menu Loads contient les options qui permettent d'ajouter des charges ponctuelles et réparties deux systèmes de chargement (A et B) sont disponibles pour créer toute combinaison de charges réparties ou ponctuelles. Les systèmes de chargement A et B peuvent être activés indépendamment. Il contient aussi des conditions aux limites au modèle géométrique.

c- Le menu Materials (les propriétés des matériaux sols et ouvrages):

Le menu Materials est utilisé pour activer la base de données de création et de modification des propriétés des matériaux pour les sols et les interfaces, les plaques, les géogrilles et les ancrages.

Dans ce menu on peut choisir :

- Les Modèles des Matériaux : Modèle élastique linéaire, Modèle de Mohr-Coulomb, Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model), Modèle de sol avec

écrouissage (Hardening Soil Model), Modèle pour les sols mous (Soft Soil Model),
Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil Creep Model).

- Comportement drainé ou non drainé.
- Poids volumique saturé et non saturé.
- Perméabilités (K_x et K_y) et Variation de la perméabilité (c_k)
- Indice des vides (e_{min} , e_{max} , e_{int}).
- Le module d'Young (E) et Le coefficient de Poisson (ν).
- L'angle de frottement, la cohésion et l'angle de dilatance.
- Paramètres avancés de Mohr-Coulomb (augmentation de la cohésion,

augmentation de la rigidité et coefficient de Skempton, B

d- Le menu Mesh (génération de maillage) :

Après la détermination des propriétés des matériaux, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis. Le menu Mesh contient les options permettant de définir le type d'éléments (des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds), générer un maillage d'éléments finis ou appliquer un raffinement local ou global du maillage.

e- Le menu Initial:

Le menu Initial permet d'accéder au menu des conditions initiales du programme Input.

f- Le menu Geometry (menu des conditions initiales hydraulique):

Ce menu contient les options permettant de modifier le poids volumique de l'eau (Par défaut, le poids volumique de l'eau vaut $9,8 \text{ kN/m}^3$), dessiner le toit de la nappe phréatique ou créer de nouvelles conditions aux limites pour les écoulements et les analyses de la consolidation.

g- Le menu Generate (génération des conditions initiales):

Ce menu contient les options qui permettent de générer des pressions interstitielles initiales ou des contraintes effectives initiales.

3.4 Calculs (sous programme «Calculations »)

Après la génération des contraintes initiales, la création de la situation initiale du modèle est terminée ; on commence le calcul utilisant le sous programme « Calculations ».

PLAXIS permet d'effectuer différents types de calculs aux éléments finis. Le sous programme de calcul ne traite que de l'analyse des déformations et permet de réaliser un calcul plastique (Plastic calculation), une analyse de consolidation (Consolidation analysis), un calcul de coefficients de sécurité (Phi-c reduction) ou un calcul dynamique (Dynamic calculation). Cette dernière option requiert le module dynamique de PLAXIS (PLAXIS Dynamic module), qui est une extension de la Version 8. Les trois premiers types de calcul (plastique, consolidation, Phi-c réduction) permettent en option de prendre en compte les effets des grands déplacements. Cette option s'appelle Updated mesh (mise à jour du maillage) et est disponible comme option avancée.

Dans la pratique, un projet peut se décomposer en plusieurs phases. De même, le processus de calcul de PLAXIS est aussi divisé en étapes de calcul. L'activation d'un cas de charge prédéfinie, la simulation d'étapes de construction et l'introduction d'une période de consolidation sont des exemples de phases de calcul. Chaque phase de calcul est couramment divisée en plusieurs pas de calcul. Cela est dû au fait que le comportement non linéaire du sol nécessite l'application des charges par paliers (incréments de charge). Cependant, dans la plupart des cas, il suffit de préciser l'état à obtenir à la fin de la phase de calcul. Dans PLAXIS, des procédures automatiques et robustes d'incrémentation des pas de chargement assurent un choix approprié des pas de calcul.

Caractéristique générale de calcul :

Les données introduites dans le sous programme «Calculations » permettent de définir les caractéristiques générales d'une phase de calcul :

Phase: Les divers éléments du groupe *Phase* peuvent être utilisés pour identifier une phase de calcul et pour déterminer l'ordre des phases de calcul en sélectionnant celle qui sera prise comme point de départ pour chaque étape de calcul.

Calculation type: Les choix faits dans les deux cas du groupe *Calculation type* déterminent un type de calcul utilisé des types : Plastic calculation, Consolidation analysis, Phi-c reduction, PLAXIS Dynamic module.

Pour modéliser les essais oedométriques (essai de compressibilité), il est nécessaire de suivre le développement et la dissipation des pressions interstitielles au cours du temps dans des sols saturés de type argileux; il faut utiliser le type consolidation. En général, une analyse de la consolidation sans chargement supplémentaire est menée après un calcul plastique réalisé en condition non drainée. Il est aussi possible d'appliquer des charges pendant l'analyse de la consolidation. Cependant, il faut être vigilant lorsque l'on approche de la rupture, puisque le processus itératif peut ne pas converger dans de tels cas.

Updated mesh : cet option est utilisée pour les grandes déformation.

Pas de temps de calcul : Si l'option de calcul (*Calculation type*) est réglée sur Consolidation, la procédure automatique de recherche des pas de temps (*Automatic time stepping*) est utilisée. Cette procédure choisira automatiquement les pas de temps appropriés pour une analyse de la consolidation.

Dans une analyse de consolidation pour laquelle « loading input » est fixé sur « Incremental parameters », le premier pas de temps appliqué est basé sur le paramètre « Time increment » plutôt que sur le paramètre « First time step ». Dans ce cas, le calcul se fait toujours selon le nombre de pas additionnels (*Additional steps*) spécifié. Par contre, dans une analyse de consolidation pour laquelle Loading input est fixé sur Staged construction ou Minimum pore pressure, le nombre de pas additionnels (*Additional steps*) spécifié n'est qu'une limite supérieure. Dans ce cas, le calcul est généralement stoppé avant, lorsque d'autres critères d'arrêt sont vérifiés.

Minimum pore pressure (Consolidation) : Dans ce cas, le critère est une valeur minimale de la surpression interstitielle P-stop. Le calcul s'arrête quand la valeur absolue maximale de la surpression interstitielle est inférieure à la valeur requise P-stop.

Pour la détermination de la pression P-stop, le code utilise l par l'expression:

$$P\text{-stop} = P_{max} (100-x)\%$$

P_{max} : la surpression interstitielle maximale absolue juste après chargement.

$(100-x)\%$: x définit le degré de consolidation. (Pour un tassement total de la consolidation primaire $x = 100$)

Time increment : autre méthode de définir le temps de la phase de calcul, on peut contrôler la progression dans le temps des calculs par la détermination de ces paramètres :

- *Time increment* : est l'incrément de temps considéré dans un pas de calcul unique (premier pas) dans la phase de calcul en cours.
- *Time interval* : est la durée totale à considérer pour la phase de calcul en cours.
- *Realised end time* : est la durée réelle cumulée à la fin d'une phase de calcul terminée.

3.5 Afficher les résultats (sous programme «OUTPUT »)

ce sous programme contient tous les éléments qui permettent de visualiser les résultats de calculs aux éléments finis. Les principaux types de résultats d'un calcul aux éléments finis sont les contraintes et les déformations.

Les Déformations : Le menu *Déformations* contient diverses options qui permettent de visualiser les déplacements et les déformations du modèle aux éléments finis.

Les contraintes : Le menu *Stresses* contient diverses options qui permettent de visualiser l'état de contraintes du modèle aux éléments finis.

3.5 Afficher Courbes (sous programme «CURVES»)

ce sous programme (*Curves*) peut être utilisé pour dessiner des courbes de charges ou temps en fonction des déplacements, des courbes contraintes-déformations, des chemins de contrainte ou de déformation pour des points choisis dans la géométrie. Ces courbes représentent les évolutions au cours des différentes phases de calcul, et cela donne un aperçu du comportement global et local du sol. La distinction est faite entre les noeuds et les points de contrainte.

En général, les noeuds sont utilisés pour générer les courbes charge-déplacement alors que les points de contrainte servent pour les courbes contraintes-déformations et les chemins de contrainte. Un maximum de 10 noeuds et 10 points de contrainte peuvent être sélectionnés. Pendant les calculs, les résultats relatifs à ces points sont stockés dans les fichiers de données des courbes ; ces informations sont ensuite utilisées pour générer les courbes. Il n'est pas possible de générer des courbes pour des points qui n'ont pas été

sélectionnés puisque les informations requises ne sont pas disponibles dans les fichiers de données des courbes.

Les différentes grandeurs générées des courbes :

Pour générer une courbe, deux grandeurs sont choisies : une pour l'axe (X) et l'autre pour l'axe (Y). Ces grandeurs sont :

Déplacement (u, u_x, u_y), le temps, la contraintes ($\sigma'_{xx}, \sigma'_{yy}, \sigma'_{zz}, \sigma_{xy}, \sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3, p', q, \tau^*, p_{excess}$), la déformation ($\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \gamma_{xy}, \varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3, \varepsilon_v$ et ε_q), la viscosité, la force (*Force-X* ou *Force-Y*), la surpression interstitielle et l'accélération.

Généralement dans l'étude de la consolidation ou le fluage les courbes utilisées sont : courbe déplacement-temps ou déformation-temps , contraintes-déformation.

Chapitre 4

Modélisation des essais expérimentaux

Dans ce chapitre, on essaye de faire une simulation numérique des essais expérimentaux de consolidation réalisés sur l'argile de Guelma par le code d'éléments finis Plaxis, en utilisant les deux modèles de comportement des sols mous SSM 'Soft Soil Model' et SSCM 'Soft Soil Creep Model'.

Nous avons utilisé le modèle SSM pour modéliser les essais de consolidation primaire avec gonflement.

Le modèle SSCM est utilisé pour les essais de fluage (pour prendre en compte l'effet de fluage), les essais de fluage ont été réalisés pour les deux cas saturé et partiellement saturé.

On commence le travail avec l'argile de Guelma :

1. Modélisation de la consolidation de l'argile de Guelma

1.1 Condition de géométrie

La modélisation des essais de consolidation a été conduite en utilisant un seul modèle géométrique ayant pour dimensions 37,5 mm de largeur qui signifie la moitié du diamètre de l'échantillon, et de 20mm de hauteur (nous avons opté pour une analyse axisymétrique).

Le déplacement à la base est bloqué selon les deux directions x et y , ($u_x = u_y = 0$). Les deux cotés latéraux du modèle sont libres suivant la direction verticale y et bloqués horizontalement ($u_x = 0$), ce qui explique que les déformations latérales sont nulles.

Le chargement est déterminé par le système de chargement "A". Ce type chargement appliqué sous forme d'une charge répartie sur face supérieure du modèle correspond à la contrainte appliquée sur l'échantillon de l'essai oedométrique.

Les conditions hydrauliques sont représentées par les faces supérieure et inférieure drainés 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

Les éléments du maillage sont triangulaires à 15 nœuds.

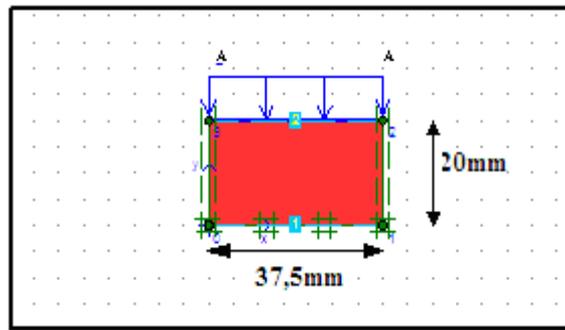


Figure 4.1 Condition aux limites en chargement (consolidation unidimensionnelle)

Pour les propriétés de cette argile, nous avons pris les valeurs des paramètres de compressibilité trouvées dans les essais oedométriques réalisés sur l'argile de Guelma tels que :

$$C_c = 0.42, C_s = 0.17, \text{ avec } e_{\text{int}} = 1.42 \text{ (indice de vide initiale)}$$

$$\text{ou bien } \lambda^* = 0,075 \text{ et } \kappa^* = 0,061.$$

Le code Plaxis nous offre le choix de l'utilisation de C_c et C_s , ou bien de λ^* et κ^* .

$$\psi = 0 \text{ (par défaut)}$$

Les paramètres de *Mohr Coulomb*: $c = 16 \text{ KPa}$, $\varphi = 2^\circ$.

Le poids volumique de cette argile est négligé pour éviter l'effet de pesanteur sur le calcul du tassement de consolidation.

Le poids volumique de cette argile est négligé pour éviter l'effet de pesanteur sur le calcul du tassement de consolidation.

La perméabilité est déterminée par l'expression $K_v = C_v \cdot \gamma_w \cdot m_v$

C_v : le coefficient de consolidation, déterminé pour chaque incrément de contrainte appliquée, par la construction de Taylor.

Les valeurs de C_v , m_v et K_v sont présentées au **tableau 4.1**.

paramètres	Charges (KPa)						
	25	50	100	200	400	800	1600
$C_v(10^{-3} \text{ cm}^2/\text{min})$	2.67	2.04	1.33	1.09	0.96	1.03	1.06
$m_v \text{ m}^2/\text{MN}$	0.56	0.9	0.83	0.5	0.32	0.17	0.08
$K_v (10^{-9} \text{ m}/\text{min})$	1.496	1.83	1.1	0.545	0.3	0.175	0.0848

Tableau 4.1 Valeurs du coefficient de consolidation, du coefficient de compressibilité de volume et du coefficient de perméabilité pour chaque charge .

La perméabilité varie, dans l'essai de consolidation, en fonction des contraintes appliquées. Pour tenir compte de la variation de la perméabilité dans le code PLAXIS, on détermine la valeur c_k ; Par défaut, la valeur de c_k est égale à 10^{15} ce qui signifie qu'aucune variation de la perméabilité n'est prise en compte. Pour une perméabilité varie le calcul de c_k sera avec la formule suivante :

$$\log(k/k_0) = (\Delta e)/c_k$$

k_0 est la perméabilité initiale et k la perméabilité calculé, Δe la variation de l'indice de vide pendant l'essai de consolidation donc :

$$c_k = 0,73 / \log(0,0848/1,496) = 0,73 / (-1,25) = -0,584$$

Nous avons mis à l'interface l'élément poutre à la surface de l'échantillon pour éviter la perturbation du chargement (garder le plan d'interface horizontal où tous les point de ce plan ont les mêmes déplacements).

Pour les sols fins, on a choisit le comportement de non drainé à cause de ses faibles perméabilités

1.2 Programme de calcul

Dans le module de calcul de Plaxis, on utilise deux phases de calcul pour chaque charge appliquée, la première est une phase de type élastique où on peut activer la charge appliquée. La deuxième est une phase de type consolidation, dans cette phase on choisit le temps de consolidation (24 heures pour chaque charge) :

Programme de calcul :

Phase1 : calcul plastique charge =25KPa, temps=0min.

Phase2 : consolidation charge=25KPa, temps=1440min.

Phase3 : calcul plastique charge =50KPa, temps=0min.

Phase4 : consolidation charge=50KPa, temps=1440min.

Phase5 : calcul plastique charge =100KPa, temps=0min.

Phase6 : consolidation charge=100Pa, temps=1440min.

Phase7 : calcul plastique charge =200KPa, temps=0min.

Phase8 : consolidation charge=200KPa, temps=1440min.

Phase9 : calcul plastique charge =400KPa, temps=0min.

Phase10 : consolidation charge=400KPa, temps=1440min.

Phase11 : calcul plastique charge =800KPa, temps=0min.

Phase12 : consolidation charge=800KPa, temps=1440min

Phase13 : calcul plastique charge =1600KPa, temps=0min.

Phase14: consolidation charge=1600KPa, temps=1440min.

Après atteindre ces tassements concernés l'essai de consolidation, on ajoute un autre calcul pour déterminer la déformation de l'échantillon après la déchargement (essai de gonflement) pour cela on effectué les deux phases suivant au programme précédant :

Phase15 : calcul plastique charge =5KPa, temps=0min.

Phase16 : consolidation charge=5KPa, temps=1440min

Les résultats de tassement et le gonflement affichés dans « PLAXIS Curves » sont illustrés dans les tableaux suivants de 4.1.1 à 4.1.8 :

Temps [min]	Tassement Uy [mm]
0	0
0,001	-0,00191762
0,01	-0,00383463
0,63416348	-0,00910734
1,90249043	-0,01449085
4,43914434	-0,02197629
9,51245216	-0,03273714
19,6590678	-0,04802739
39,9522991	-0,06933747
80,5387616	-0,09674684
161,711687	-0,12523236
324,057537	-0,14577153
648,749237	-0,15485818
1440	-0,1571718

Tableau 4.1.1 Tassement calculé par le modèle SSM pour la charge 25 KPa

Temps [min]	Tassement Uy [mm]
1440,001	-0,1571718
1440,01	-0,15904048
1440,1	-0,16090858
1440,63416	-0,16670785
1441,90249	-0,17255929
1444,43914	-0,1803783
1449,51245	-0,19172437
1459,65907	-0,20369746
1479,9523	-0,23281978
1520,53876	-0,26529822
1601,71169	-0,30463294
1764,05754	-0,3456694
2088,74924	-0,37592756
2880	-0,39045387

Tableau 4.1.2 Tassement calculé par le modèle SSM pour la charge 50 KPa

Temps [min]	Tassement Uy [mm]
2880	-0,39045387
2880,01	-0,39407657
2880,1	-0,39769108
2880,63416	-0,4121934
2881,90249	-0,425437
2884,43914	-0,4445493
2889,51245	-0,47364418
2899,65907	-0,51643732
2919,9523	-0,57798478
2960,53876	-0,663859
3041,71169	-0,77337886
3204,05754	-0,8858391
3528,74924	-0,96464885
4320	-0,9945581

Tableau 4.1.3 Tassement calculé par le modèle SSM pour la charge 100 KPa

Temps [min]	Tassement Uy [mm]
4320	-0,9945581
4320,01	-1,00104115
4320,1	-1,00768388
4320,63416	-1,035088
4321,90249	-1,06066773
4324,43914	-1,09799888
4329,51245	-1,15389073
4339,65907	-1,23553974
4359,9523	-1,35194986
4400,53876	-1,51174777
4481,71169	-1,70953052
4644,05754	-1,89781735
4806,40339	-1,98573786
5760	-2,06109895

Tableau 4.1.4 Tassement calculé par le modèle SSM pour la charge 200 KPa

Temps [min]	Tassement Uy [mm]
5760	-2,06109895
5760	-2,07205503
5760	-2,08327592
5760,31708	-2,11814337
5760,63416	-2,13622452
5761,26833	-2,16195533
5762,53665	-2,20283169
5765,07331	-2,26802025
5770,14662	-2,36660263
5780,29323	-2,51158052
5800,58646	-2,71948793
5820,87969	-2,88293181
5861,46616	-3,11826015
5942,63908	-3,39802805
6023,81201	-3,56450632
6186,15786	-3,70548927
6510,84956	-3,78174215
7200	-3,80366077

Tableau 4.1.5 Tassement calculé par le modèle SSM pour la charge 400 KPa

Temps [min]	Tassement Uy [mm]
7200	-3,80366077
7200,01	-3,82029371
7200,1	-3,83736463
7200,31708	-3,90000572
7200,63416	-3,93195929
7201,26833	-3,97891948
7202,53665	-4,05422402
7205,07331	-4,17079293
7210,14662	-4,34391478
7220,29323	-4,59441808
7230,43985	-4,79490491
7250,73308	-5,09744756
7291,31954	-5,49865142
7372,49247	-5,9062627
7453,66539	-6,1080298
7534,83832	-6,20601556
7697,18417	-6,26943963
8184,22172	-6,29626173
8640	-6,29820145

Tableau 4.1.6 Tassement calculé par le modèle SSM pour la charge 800 Kpa

Temps [min]	Tassement Uy [mm]
8640	-6,29820145
8640,01	-6,32480944
8640,1	-6,34354649
8640,07927	-6,39508705
8640,15854	-6,42012827
8640,23781	-6,43802392
8640,39635	-6,46580275
8640,71343	-6,51265876
8641,3476	-6,59185086
8641,98176	-6,66092116
8643,25009	-6,77492746
8644,51841	-6,87284907
8647,05507	-7,03338075
8649,59172	-7,17111805
8654,66503	-7,39635365
8659,73834	-7,58885836
8669,88495	-7,89768849
8680,03157	-8,15325017
8700,3248	-8,52478358
8720,61803	-8,79308143
8761,20449	-9,09075069
8801,79096	-9,25117763
8842,37742	-9,33628211
8882,96388	-9,38105276
8964,13681	-9,41305481
9045,30973	-9,42443428
9207,65558	-9,43018971
9532,34728	-9,43198005
10080	-9,43229094

Tableau 4.1.7 Tassement calculé par le modèle SSM pour la charge 1600 KPa

Temps [min]	gonflement Uy [mm]
10080	-9,43229094
10080,01	-9,40518369
10080,1	-9,37795525
10080,1585	-9,26709337
10080,3171	-9,20040537
10080,4756	-9,14702081
10080,7927	-9,06043291
10081,1098	-8,98388485
10081,7439	-8,85506942
10082,3781	-8,7409048
10083,6464	-8,54945669
10084,9148	-8,38122585
10086,1831	-8,22964025
10088,7197	-7,96891314
10091,2564	-7,73707911
10093,7931	-7,52587767
10098,8664	-7,16149485
10109,013	-6,57491643
10119,1596	-6,08157718
10139,4528	-5,32699925
10180,0393	-4,32390596
10220,6258	-3,61203095
10261,2122	-3,08526506
10301,7987	-2,68415111
10382,9716	-2,17271723
10464,1445	-1,83493441
10545,3175	-1,6058377
10707,6633	-1,36378617
10870,0092	-1,2336444
11032,355	-1,16221323
11357,0467	-1,10728475
11520	-1,09204981

Tableau 4.1.6 Tassement calculé par le modèle SSM après déchargement

Remarque:

Plaxis affiche les résultats obtenus sous forme d'un tableau contenant les valeurs du déplacement vertical et du temps sans indiquer les niveaux des contraintes appliquées.

Les valeurs de compression et de gonflement en fonction du temps sont présentés dans la **Figure 4.2.**

De cette figure, nous pouvons bien noter que la valeur du tassement total obtenu est de 9.37mm qui dépasse la valeur obtenue expérimentalement (5,83mm). Le gonflement calculé est de 8,54mm qui est de l'ordre de trois fois la valeur déterminée expérimentalement (2,86 mm).

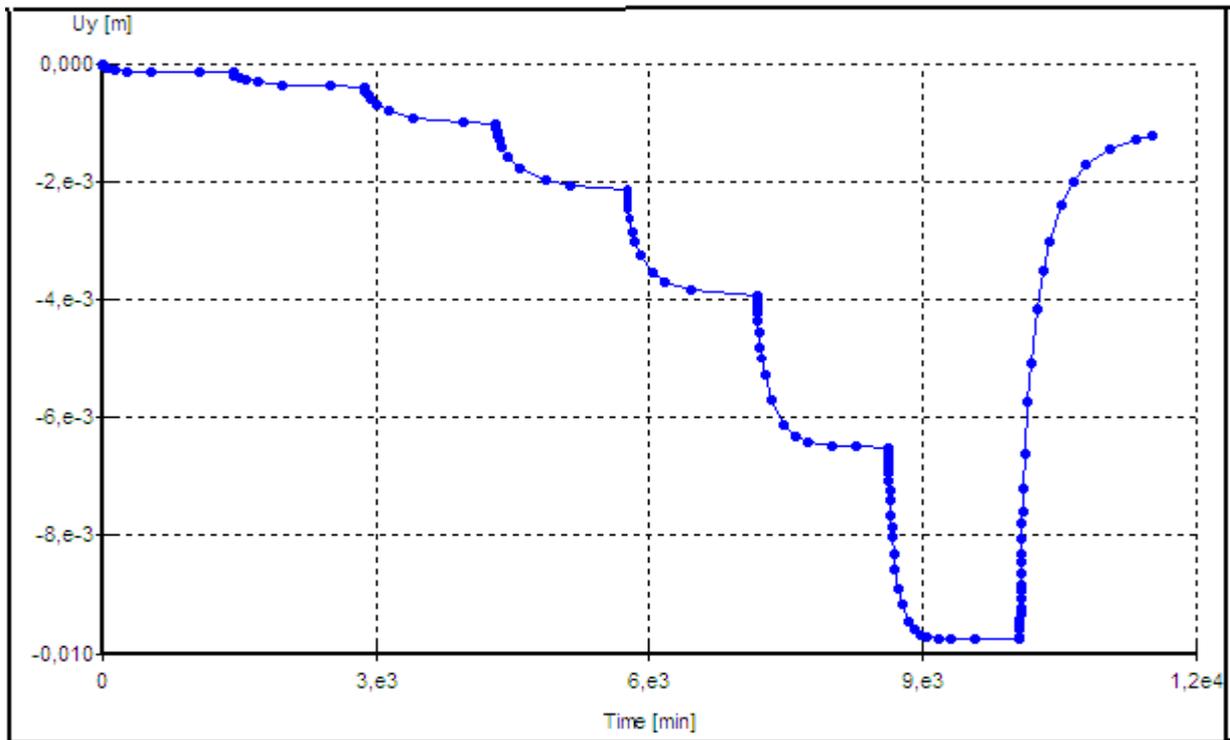


Figure 4.2 Courbe de tassement et gonflement d'échantillon de l'argile de Guelma dans l'essais de consolidation

Après la détermination la courbe de chaque incrément de charge, on peut comparer ces résultats avec les autres de l'essai en laboratoire :

1.3 Comparaison des résultats de compression

Charge 25KPa

La **Figure 4.3** présente la comparaison des deux courbes expérimentale et numérique. Il est très clair que le tassement final déterminé expérimentalement est plus important que celui déterminé par le modèle SSM.

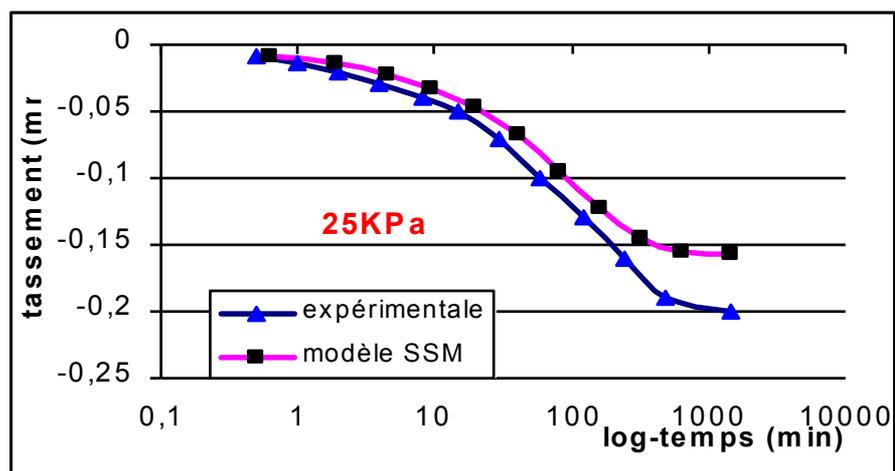


Figure 4.3 Courbes expérimentale et numérique pour la charge 25kPa

A la fin de la consolidation primaire le pourcentage de la différence entre les deux courbes est de l'ordre de 15%. Nous pouvons bien remarquer que le modèle SSM a donné des résultats assez faibles que ceux déterminés expérimentalement dans la phase de la consolidation primaire.

Charge 50 KPa

Pour la charge de 50 kPa, les deux courbes de tassement la différence entre les deux résultats de tassement restent distinctes sur toute la phase de la consolidation primaire où les résultats du tassement obtenu par le modèle SSM est très faible par rapport au tassement expérimental, la différence entre ces deux tassements est de 20% environ, comme le montre la **figure 4.4**

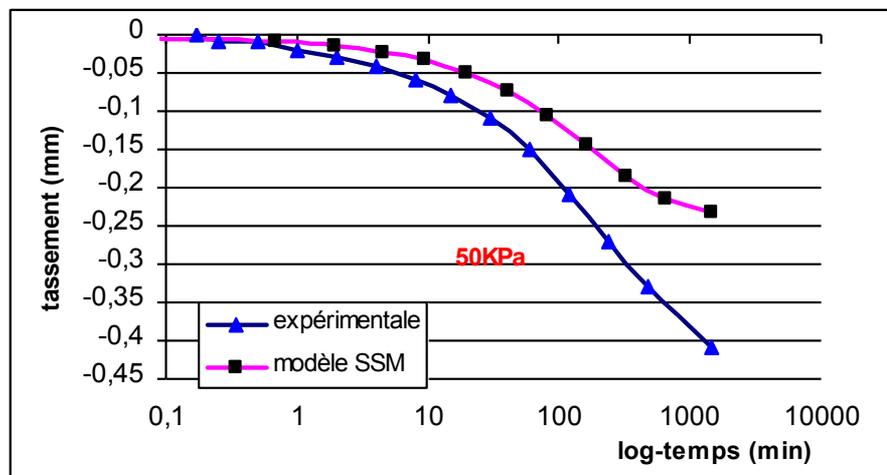


Figure 4.4 Courbes expérimentale et numérique pour la charge 50kPa

Charge 100 KPa

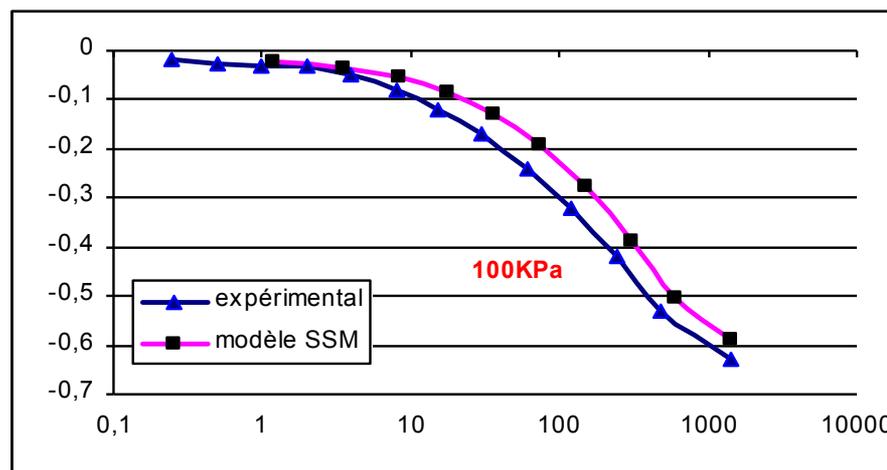


Figure 4.5 Courbes expérimentale et numérique pour la charge 100kPa

La charge de 100KPa donne des résultats de tassement très proches des résultats expérimentaux, au début de tassement les deux courbes sont quasiment identiques jusqu'à la huitième minute où elles commencent à diverger. Cette divergence est nette sur toute la phase de la consolidation primaire (voir **Figure 4.5**).

La courbe expérimentale est achevée la consolidation primaire avant la courbe modélisé, la différence entre ces deux tassements est de 06% environs.

Charge 200 KPa

Pour la charge de 200KPa, les deux courbes sont identiques au cours de la phase de la consolidation primaire puis elles commencent à diverger en s'approchant de la fin de cette phase. Le temps de la fin de la consolidation primaire n'est le même pour les deux courbes, la différence est de 20% environ (voir la **Figure 4.6**).

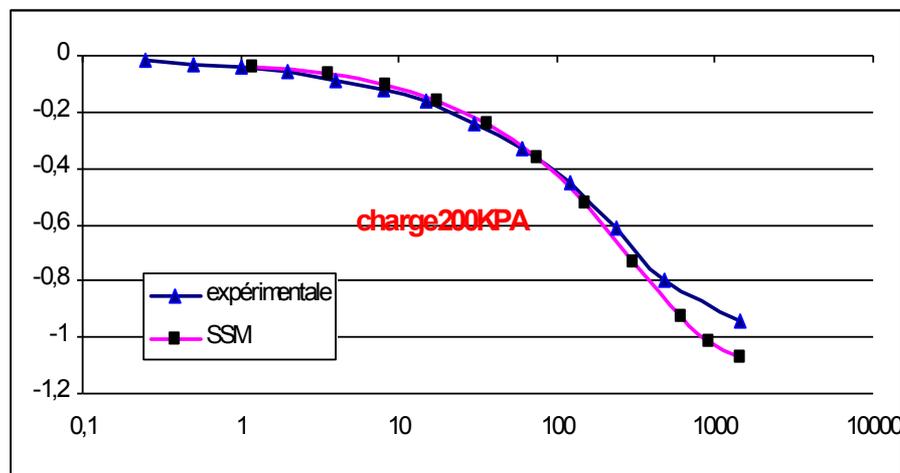


Figure 4.6 Courbes expérimentale et numérique pour la charge 200kPa

Charge 400 KPa

Concernant la charge 400KPa, les deux courbes sont confondues jusqu'à la dixième minute, ou elles commencent à diverger pour atteindre des valeurs de courbe calculée égales presque le double des valeurs expérimentales à la fin de la consolidation primaire, comme le montre la **Figure 4.7**.

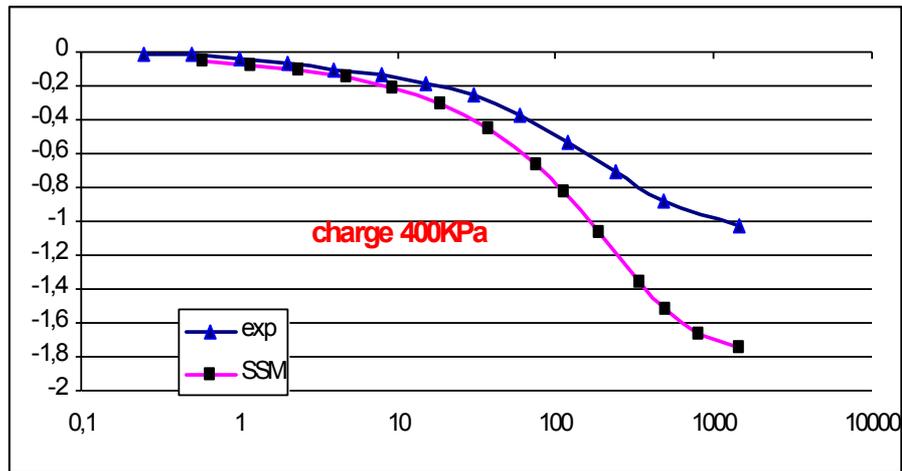


Figure 4.7 Courbes expérimentale et numérique pour la charge 400kPa

Charge 800 KPa

Les Figures 4.8 et 4.9 des charges 800KPa et 1600KPa respectivement présentent une différence considérable entre la courbe expérimentale et la courbe numérique

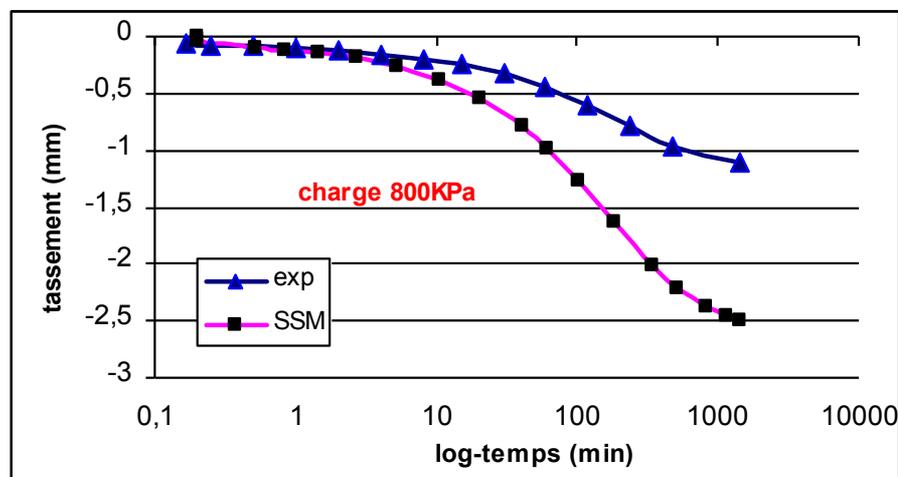


Figure 4.8 Courbes expérimentale et numérique pour la charge 800kPa

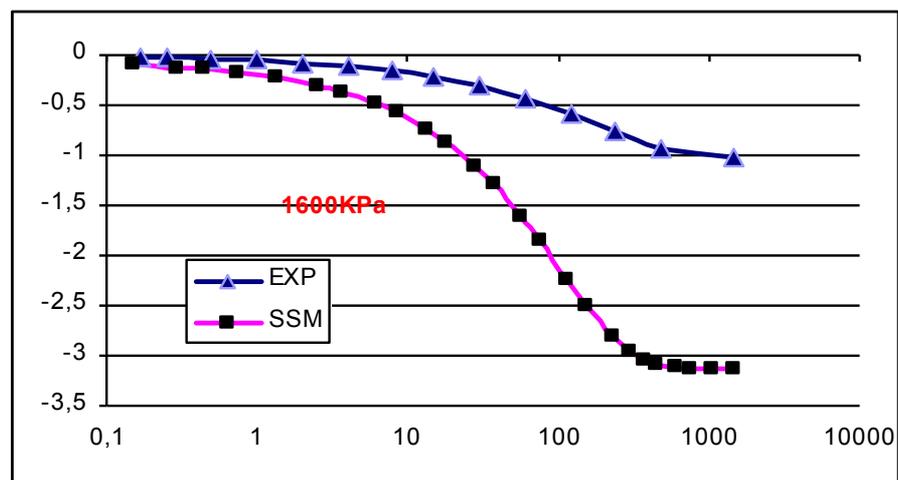


Figure 4.9 Courbes expérimentale et numérique pour la charge 1600kPa

La différence de tassement calculé au tassement réel prends des valeurs moyennes puis il diminue pour les charges 100 et 200KPa, après ces deux charges il commence l'augmentation, le tableau suivant représente ce différence avec les charges appliquées :

Charge appliquée	25	50	100	200	400	800	1600
différence de calcul (%)	15	20	6	8	60	200	200

Tableau 4.2 Erreur d'estimation de tassement au cours d'essai de la consolidation

1.4 Modélisation le gonflement

A la fin du calcul du tassement, une dernière phase de déchargement est ajoutée pour simuler le gonflement avec une charge minimale de 5 KPa, ces résultats sont ensuite comparés avec les résultats expérimentaux

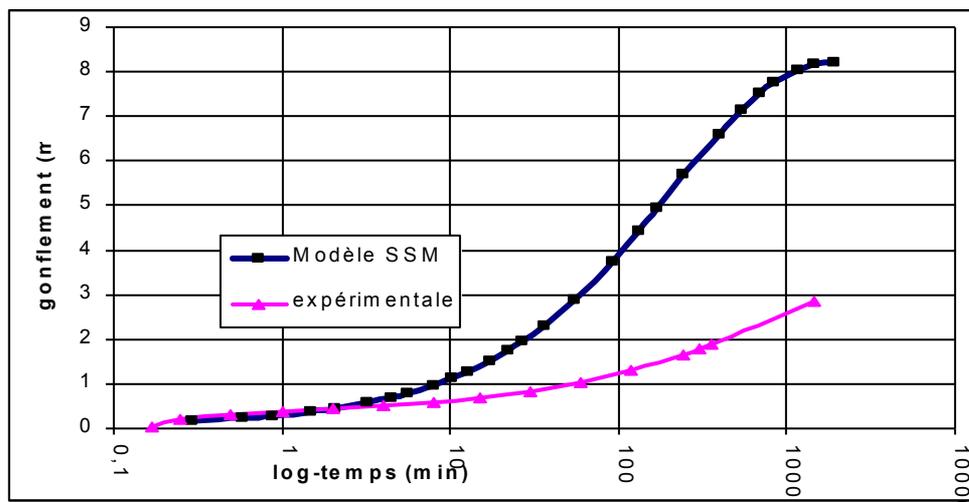


Figure 4.10 Courbes de gonflement numérique et expérimental

De cette **Figure 4.10**, nous pouvons bien remarquer que pour les deux premières minutes les deux courbes sont identiques. Ensuite la courbe numérique commence à augmenter avec vitesse plus importante que celle de la courbe expérimentale pour avoir un gonflement de 8.17mm contre une valeur de 2.8mm du gonflement expérimental (2.86mm).

La remarque la plus importante qu'on peut tirer ici est que la vitesse du gonflement numérique est devenue relativement constante après 24 heures par contre la courbe expérimentale continue encore d'augmenter, même après 24 heures, et peut avoir une valeur plus importante de gonflement.

1.5 Courbe de compressibilité

Après avoir déterminé les valeurs de tassement de consolidation et du gonflement nous pouvons maintenant tracer les courbes de compressibilité expérimentale et numérique:

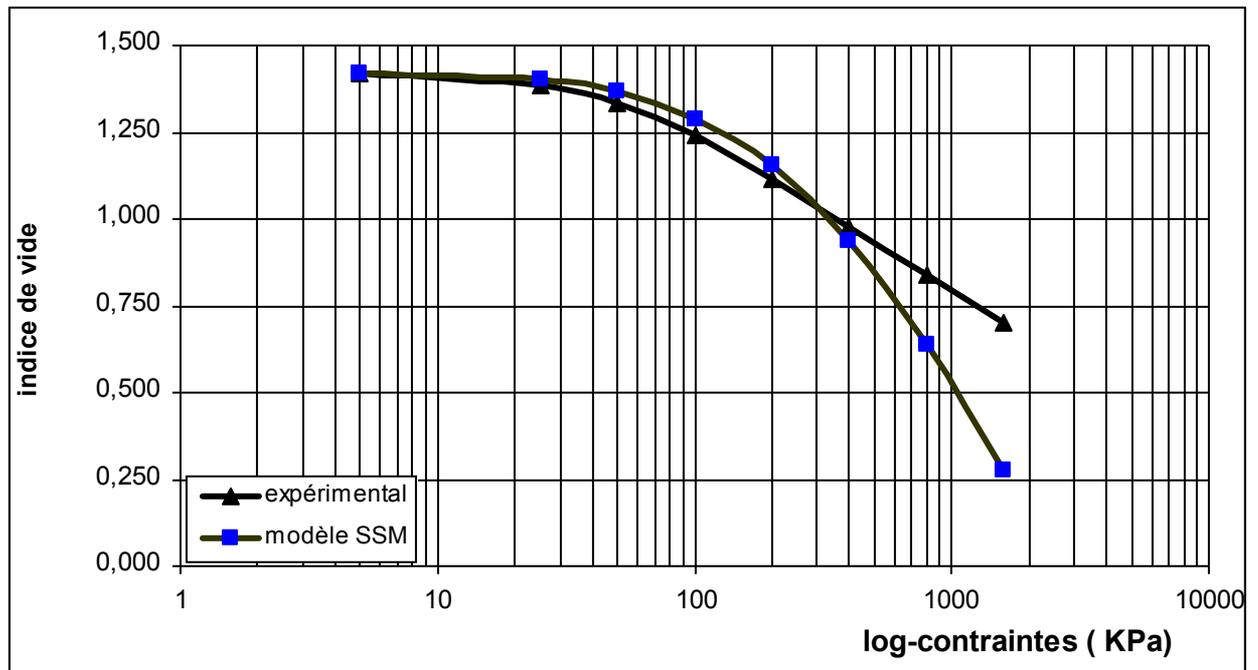


Figure 4.11 Comparaison la courbe de compressibilité expérimentale avec la courbe numérique

De la **Figure 4.11**, nous pouvons bien noter qu'il y a une certaine concordance entre la courbe de compressibilité numérique déduite par le modèle SSM et la courbe expérimentale et cela entre les charges appliquées 25kPa et 400kPa. Après cette dernière valeur, une divergence très nette est observée entre ces deux courbes.

Dans les essais expérimentaux, comme on a déjà remarqué dans le chapitre d'étude expérimentale, les tassements des échantillons d'argile de Guelma pour des contraintes excédant une certaine valeur (400KPa) sont égaux. Par contre le calcul avec le modèle SSM donne des valeurs qui varient proportionnellement à l'augmentation de la contrainte appliquée. Malgré la divergence notée entre les deux courbes expérimentale et numérique, le modèle SSM présente un moyen très utile pour modéliser le tassement de consolidation des échantillons d'argile.

Le coefficient de compressibilité déduit de la courbe numérique est $C_c = 0,92$. Cette valeur est d'environ deux fois la valeur obtenue expérimentalement. Ce coefficient est calculé entre les charges 800kPa et 1600kPa. La contrainte préconsolidation est de 120kPa qui est aussi deux fois la contrainte de préconsolidation déterminée expérimentalement.

On peut estimer la différence générée par le calcul avec le modèle SSM :

Charge (KPa)	25	50	100	200	400	800	1600
erreur (%)	1	2,6	4.1	3,8	3.9	24	60

Tableau 4.2 Erreur d'estimation de la compressibilité par le modèle SSM

La **figure 4.12** illustré cette relation :

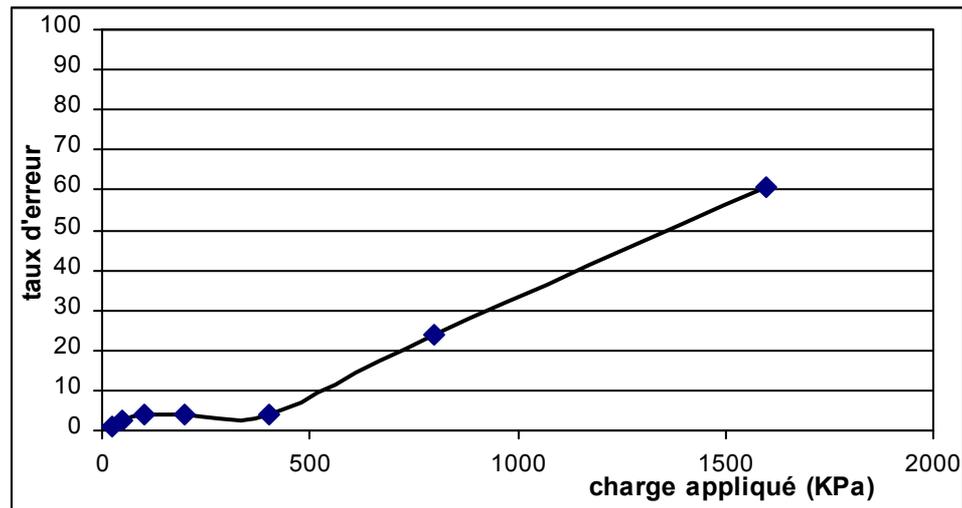


Figure 4.12 Erreur d'estimation de la consolidation par le modèle SSM

Donc on peut dire que le modèle SSM donne une bonne simulation pour l'argile de Guelma (argile normalement consolidée) dans les essais de consolidation avec des contraintes faibles et moyennement élevées (inférieures ou égales à 400kPa), mais il perd cette caractéristique avec les charges très importantes (supérieures à 500kPa).

2. Modélisation les essais de fluages sur l'argile de Guelma

Avec l'argile de Guelma, on essaie de modéliser les essais de fluage. Ces essais sont réalisés sur des échantillons d'argile saturée et partiellement saturée en utilisant un oedomètre de 50mm de diamètre et de 20mm de hauteur. Le modèle SSCM (modèle des sols mous avec l'effet de temps) est utilisé pour modéliser les essais de fluage. Le coefficient de consolidation secondaire C_{α} (alternativement μ^*) est alors calculé :

2.1 Cas complètement saturé

La modélisation du fluage de l'argile complètement saturée de Guelma est effectuée en utilisant les charges 100kPa et 200kPa respectivement. Les paramètres de modélisation sont les mêmes pour les deux charges.

$$C_c = 0.42, C_s = 0.17, \text{ avec } e_{\text{int}} = 1.42 \text{ ou } \lambda^* = 0,075 \text{ et } \kappa^* = 0,061$$

$$\psi = 0 \text{ (par défaut)}$$

Les paramètres de Mohr Coulomb:

$$c = 15, \varphi = 2^\circ.$$

Les coefficients de consolidation secondaire sont :

- la charge 200KPa $\implies C_{\alpha} = 0,014$
- la charge 100KPa $\implies C_{\alpha} = 0,0123$ ($\mu^* = 0,00221$)

Modèle géométrique

Le modèle géométrique est axisymétrique de 2,5cm de rayon et de 2cm de hauteur, l'échantillon est complètement saturé et la charge appliquée est de 100kPa..

Les conditions hydrauliques sont les mêmes de calcul précédant (consolidation), l'échantillon est complètement saturé et la charge appliquée est 100KPa.

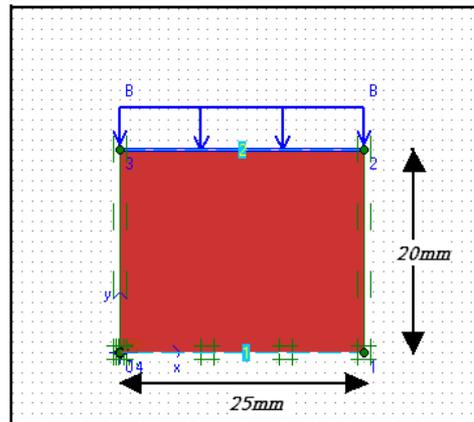


Figure 4.13 Condition aux limites en chargement de l'essai de fuage « 100KPa »

La perméabilité est déterminée en se servant de l'expression: $K_v = C_v \cdot \mathcal{K}_v \cdot m_v$

C_v = coefficient de consolidation est égal à 0,206 mm²/min. (déterminé par la construction de Taylor)

m_v = coefficient de compressibilité de volume pour la charge 100kPa est égale à 0,0007m²/KN.

$$\mathcal{K}_v = 10\text{kN/m}^3.$$

Donc : $K_v = 1,44 \cdot 10^{-9}$ m/min (perméabilité très faible).

Le résultat de cette modélisation est le suivant :

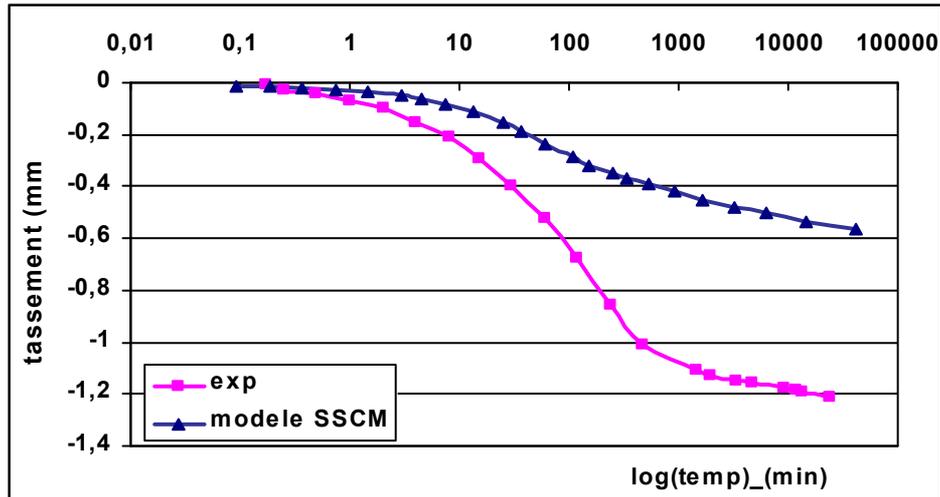
A- la charge 100KPa

Figure 4.14 Comparaison entre la courbe expérimentale de fluage et la courbe numérique de l'argile de Guelma avec une charge de 100kPa

De cette courbe on observe une divergence entre les deux allures des tassements pendant la phase de consolidation primaire ou le tassement calculé obtenu pour cette phase 40% de tassement obtenu par l'essai, mais pour la phase de fluage les deux segments sont en parallèle qui signifie le même tassement dans cette phase.

Donc le modèle SSCM pour cette modélisation donne une bonne simulation de l'effet de fluage sur le tassement obtenu mais pour le tassement total est très petit par rapport au tassement d'essai.

B- la charge 200KPa

Pour cette charge, le coefficient de consolidation secondaire C_{α} égale à 0.014, $C_v = 0.536 \text{ mm}^2/\text{min}$, $m_v = 0.0007 \text{ m}^2/\text{kN}$ et $K_v = 3.75 \cdot 10^{-9} \text{ m}/\text{min}$.

La **figure 4.15** présente les deux courbes expérimentale et numérique:

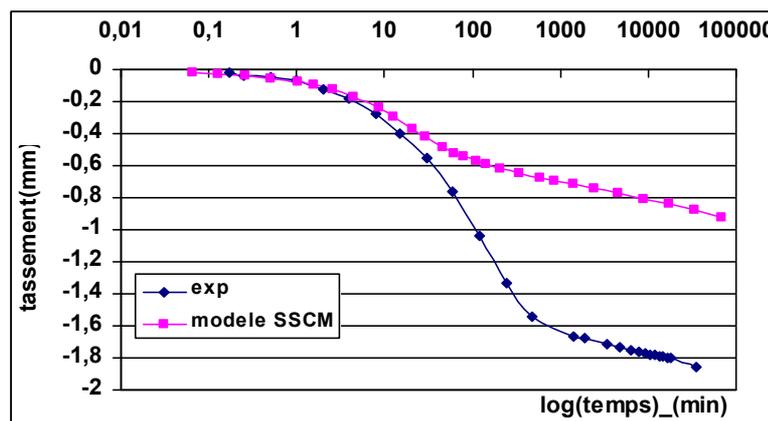
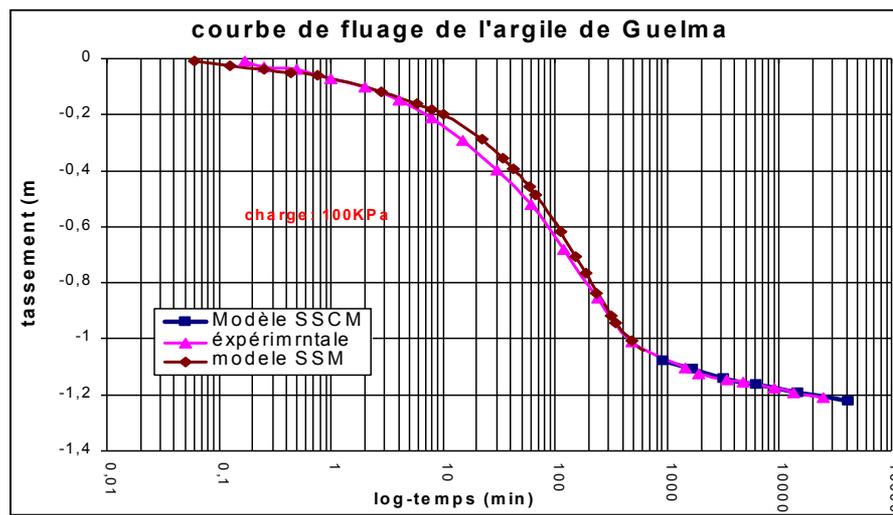


Figure 4.15 Comparaison entre la courbe expérimentale de fluage et la courbe numérique de l'argile de Guelma avec une charge de 200kPa

Les mêmes remarques faites sur le fluage sous la charge de 100kPa sont observées ici avec cette charge de 200kPa. En plus, nous pouvons que le fluage (fin de la consolidation primaire) a commencé au temps $t = 200\text{min}$ pour la courbe de modélisation et au temps $t = 1000\text{min}$ pour la courbe expérimentale. Cette différence peut être due à la mauvaise estimation de la perméabilité.

En conclusion, le modèle SSCM présente une bonne modélisation de l'effet de fluage, mais il donne une mauvaise approximation du tassement de la consolidation primaire. Par contre, le modèle SSM donne un résultat acceptable pour la consolidation primaire. A titre comparatif, la **figure 4.16** présente une superposition de la courbe expérimentale avec la courbe de consolidation primaire modélisée par le modèle SSM et la courbe de consolidation secondaire modélisée par le modèle SSCM. Nous pouvons alors noter qu'il y a une bonne concordance entre la courbe expérimentale et la courbe modélisée par SSM dans la partie de consolidation primaire d'une part et entre la courbe expérimentale et la courbe modélisée par le modèle SSCM dans la partie de consolidation secondaire d'autre part .



4.16 Comparaison les courbes de fluage : modélisé par les deux modèle SSM et SSCM avec expérimentale sous la charge de 100KPa.

Les deux courbes sont quasiment identiques.

2.2 Cas d'argile partiellement saturé

Dans ce cas, le même modèle géométrique du cas d'argile saturée est utilisé ici.

Les paramètres de modélisation sont comme suit:

$$C_c = 0.39, C_s = 0.09.$$

Pour la charge 100kPa: $C_\alpha = 0,0121$ ($\mu^* = 0,00239$)

Pour la charge 200kPa: $C_\alpha = 0,0139$ ($\mu^* = 0,0027$)

L'indice des vides initial, $e_o = 1,18$, la teneur en eau, $w = 52\%$.

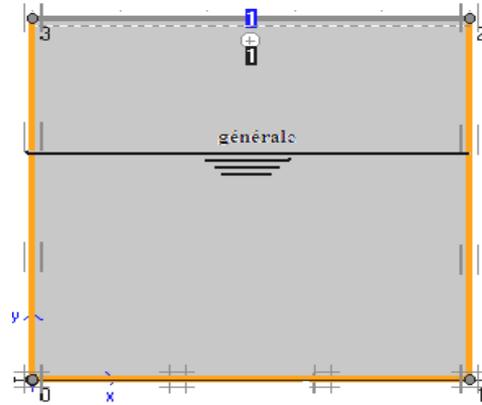


Figure 4.17 Condition hydraulique pour le cas partiellement saturé

A- la charge 100KPa

Pour cette charge, le coefficient de consolidation secondaire C_α égale à 0.014, $C_v = 0.17 \text{ mm}^2/\text{min}$, $m_v = 0.00085 \text{ m}^2/\text{kN}$ et $K_v = 1.45 \cdot 10^{-9} \text{ m}/\text{min}$.

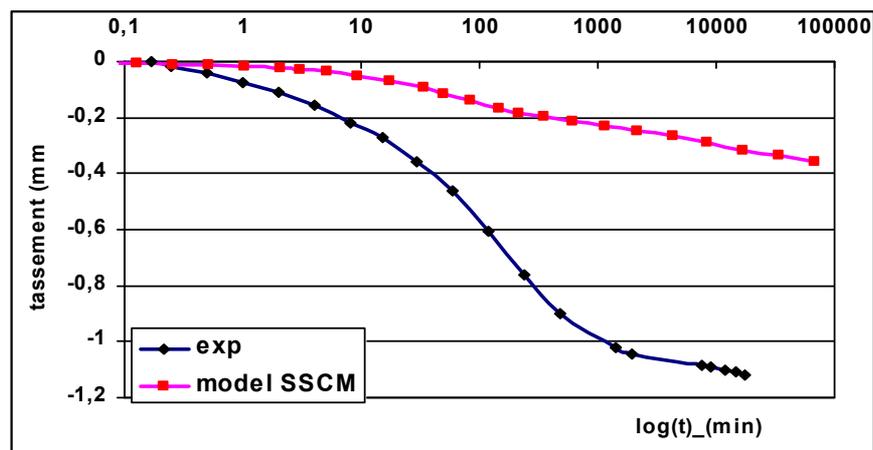


Figure 4.18 Comparaison entre la courbe expérimentale de fluage et la courbe numérique de l'argile de Guelma avec une charge de 100kPa (Cas partiellement saturé)

De la **figure 4.18**, comme pour le cas saturé, nous pouvons observer une divergence nette entre la courbe modélisée par le modèle SSCM et la courbe expérimentale. En outre, il est à noter que:

- le tassement calculé par ce modèle SSCM est très faible par rapport au tassement expérimental ;
- les temps de la fin de la consolidation primaire sont différents;
- les tassements numérique et expérimental dus au fluage sont différents;

En conclusion, les résultats du tassement du fluage donnés par le modèle SSCM ne sont pas en concordance avec les résultats expérimentaux

A. la charge 200kPa

La **figure 4.19** présente un phénomène très intéressant qui s'est produit à partir du cinquième jour au cours de l'essai expérimental du fluage. Ce phénomène est appelé fluage tertiaire, il représente l'étape la plus accélérée du fluage. Nous pouvons dire que l'échantillon a subi une sorte d'effondrement. Cet effondrement n'est pas apparu dans la modélisation du fluage par le modèle SSCM, pour la charge 200kPa, $m_v = 0,00071 \text{ m}^2/\text{kN}$.

et $K_v = 2.35 \cdot 10^{-9} \text{ m/min}$

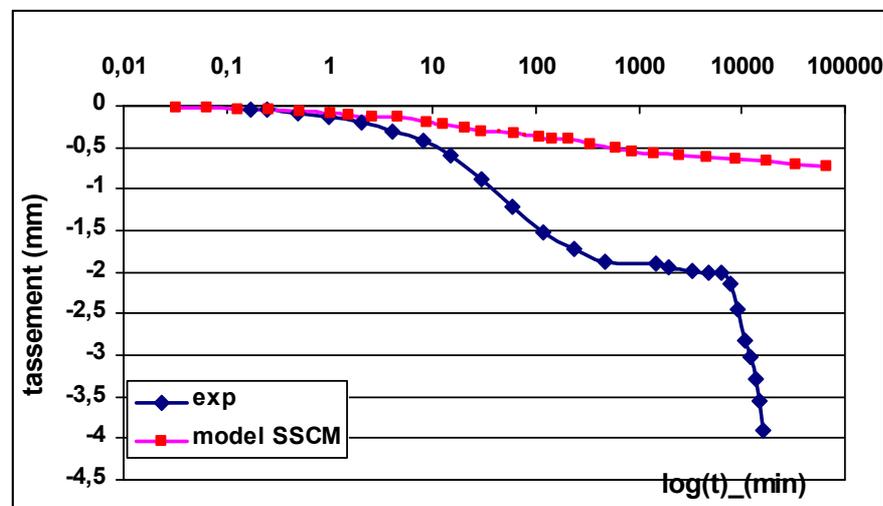


Figure 4.19 Comparaison entre la courbe expérimentale de fluage et la courbe numérique de l'argile de Guelma avec une charge de 200kPa (Cas partiellement saturé).

En conclusion, la **figure 4.19** montre une divergence nette entre la courbe expérimentale et la courbe numérique présentant le fluage de l'argile non saturée de Guelma.

2-3 Conclusion

La simulation des essais de fluages de l'argile de Guelma en utilisant le modèle des sols mous (SSCM) peut être résumée sous les points suivants:

- ce modèle donne une bonne présentation de l'effet de fluages.

- les résultats du modèle SSCM ne sont pas en concordance avec résultats des essais expérimentaux de la consolidation primaire.
- la superposition de deux courbes simulées pour un seul essai, l'un avec SSM et l'autre avec SSCM peut donner une courbe simulée identique à celle de l'essai.
- le temps de la fin de consolidation primaire expérimentale est différent de celui de la de la consolidation primaire numérique.
- le phénomène du fluage tertiaire de l'argile partiellement saturée ne peut pas être simulé numériquement par les modèles utilisés.

3. Modélisation de la consolidation de l'argile de Annaba

Comme l'argile de Guelma, nous allons modéliser la consolidation primaire de l'argile de Annaba en utilisant le modèle SSM. Concernant la modélisation du fluage, nous allons utiliser le modèle SSCM. Les deux cas saturé et partiellement saturé seront étudiés.

Les valeurs des paramètres prises pour cette modélisation sont comme suit:

$$C_c = 0.34 ; C_s = 0.09, e_{int} = 1.118 ; c = 34 \text{ kPa}; \varphi = 15^\circ.$$

Le coefficient de perméabilité est déterminé en utilisant l'expression, $K_v = C_v \cdot \gamma_w \cdot m_v$

paramètres	Charges (KPa)						
	25	50	100	200	400	800	1600
$C_v(10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s})$	3.4	1.63	2.58	2.58	2.59	1.48	1.84
$m_v \text{ m}^2/\text{MN}$	0.543	0.406	0.368	0.21	0.162	0.122	0.065
$K_v (10^{-9} \text{ m}/\text{min})$	11.08	3.97	5.7	3.25	2.5	1.08	0.72

Tableau 4.3 Valeurs du coefficient de consolidation, du coefficient de compressibilité de volume et du coefficient de perméabilité pour chaque charge (argile de Annaba).

La variation de la perméabilité pendant l'essai de consolidation est calculée avec le code PLAXIS à partir de la détermination de valeur c_k (correspondant la variation de la perméabilité). Pour une perméabilité variable, c_k est déterminée par l'expression :

$$\log(k/k_0) = (\Delta e)/c_k$$

k_0 est la perméabilité initiale et k est la perméabilité calculée,

Δe est la variation de l'indice des vides pendant l'essai de consolidation.

$$c_k = 0,188 / \log(0,72 \cdot 10^{-9} / 11,08 \cdot 10^{-9}) = 0,188 / (-1,187) = -0,158$$

3.1 Condition de Géométrie

La modélisation des essais de consolidation s'effectue sur un échantillon de 20mm d'épaisseur et de 37.5mm de diamètre, l'analyse est axisymétrique, la charge est du type "A" appliquée sur la face supérieure du modèle.

Les conditions hydrauliques sont comme suit: les deux faces supérieure et inférieure sont supposées drainantes (simulation du rôle des pierre poreuse). Les faces latérales sont fermées. Le maillage est triangulaire avec 15 nœuds. (voir **Figure 4.20**)

Propriété de matériaux

Les paramètres de compressibilité son indique ci-dessous:

$$C_c = 0.34, C_s = 0.09, \text{ avec } e_{\text{int}} = 1.118$$

$$\text{ou } \lambda^* = 0,068 \text{ et } \kappa^* = 0,036$$

$$\psi = 0 \text{ (par défaut)}$$

Les paramètres de Mohr Coulomb:

$$c = 34, \varphi = 15^\circ.$$

Le rapport de surconsolidation de cette argile, OCR, est égal à 1,8.

Le poids volumique de cette argile est négligé pour éviter l'effet de pesanteur sur le calcul du tassement de consolidation. et on prend le comportement non drainé (sol fins a une perméabilité négligeable).

Le niveau de l'eau est à la face supérieure du modèle).

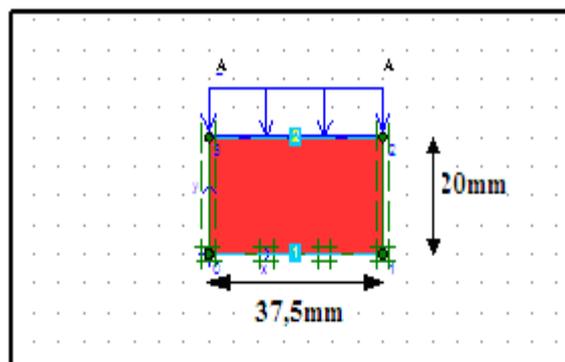


Figure 4.20 Modèle de l'essai de consolidation unidimensionnelle

3.2 Programme de calcul

La même procédure de calcul appliquée au essai de consolidation sur l'argile de Guelma, est appliquée pour d'argile de Annaba.

Les résultats des tassements obtenus au cours de l'essai peuvent être illustrés dans (**Figure 4.21**). Il est bien clair que chaque palier de la courbe présentée dans cette figure présente un tassement correspondant à la charge appliquée. Le dernier palier présente le gonflement de l'échantillon suite à l'enlèvement de la charge appliquée:

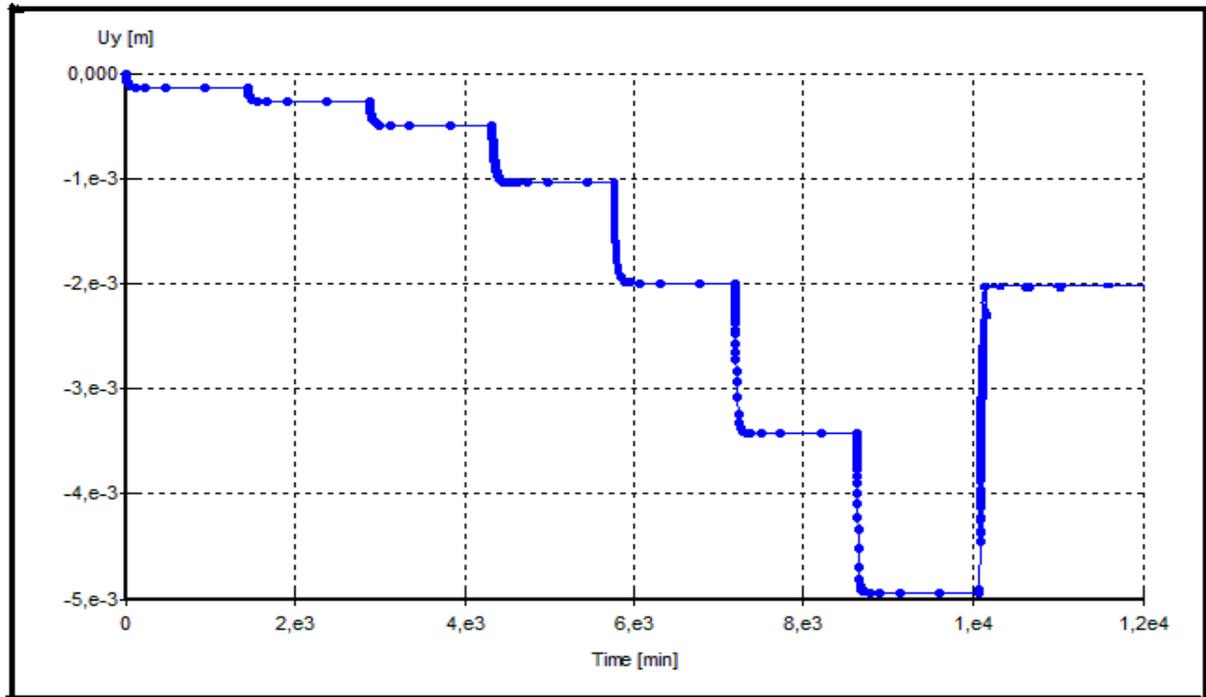


Figure 4.21 Courbe de tassement et de gonflement de l'argile de Annaba.

D'après la courbe du **Figure 4. 21** le tassement total est 4,96mm par contre l'expérimental est 3.72mm.

Après la détermination de la courbe de tassement du à chaque charge, les résultats de simulation numérique sont alors comparés avec les résultats de l'essai expérimental.

Charge 25 KPa

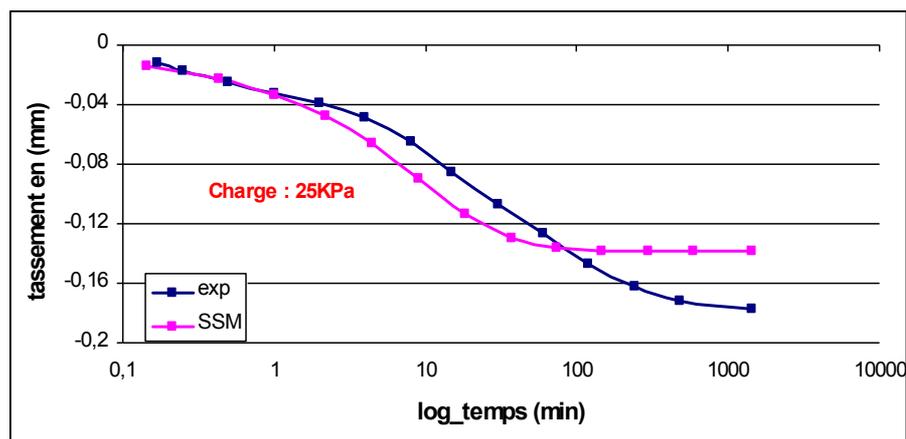


Figure 4.22 Comparaison des courbes de tassements, charge de 25kPa

Pour la charge de 25kPa, les deux courbes de la **Figure 4.22** sont quasiment confondues pour les deux premières minutes. Après ce temps, le tassement numérique devient plus important que le tassement expérimental, jusqu'à la 100^{ème} minute où les deux courbes se coupent de nouveau. Ce temps (100 minutes) marque la fin de la consolidation primaire de simulation.

A la fin de la consolidation primaire à l'instant 100min pour la courbe modélisée et à 200min pour courbe expérimentale, le tassement modélisé est de 0.7% de la hauteur de l'échantillon et le tassement expérimentale est de 0.83%. Nous pouvons donc considérer que ce modèle a donné des résultats assez proches des résultats expérimentaux à la fin de la phase de la consolidation primaire.

Charge 50 KPa

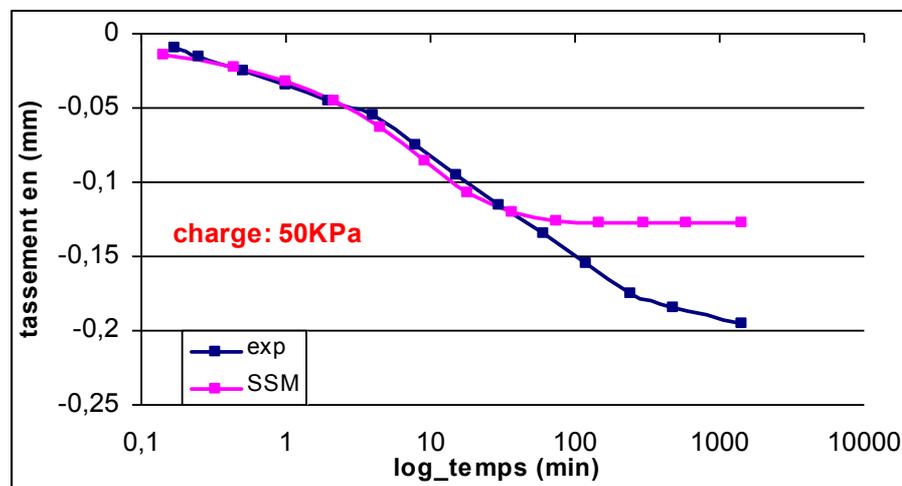
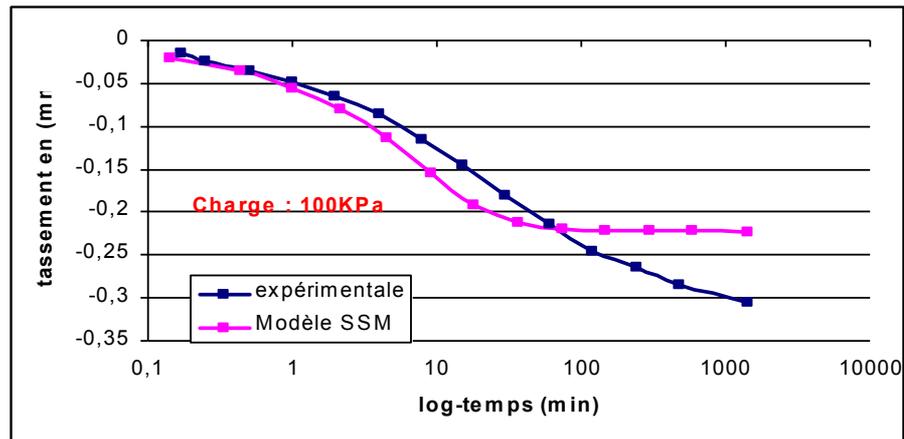


Figure 4.23 comparaison des courbes de tassements, charge de 50kPa

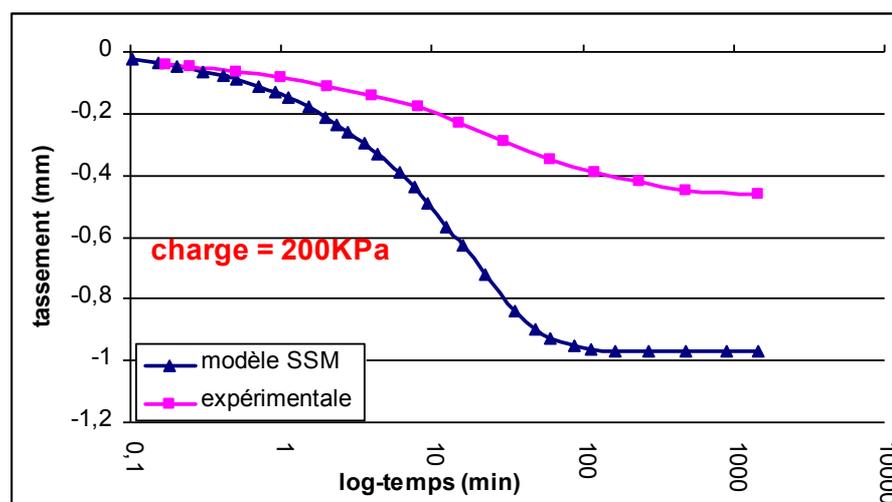
Pour la charge de 50 KPa, les deux courbes de la **Figure 4.23** sont quasiment identiques pour les premières cinquante minutes tassement puis elles commencent à diverger où la courbe modélisée devient parallèle à l'axe des temps. Par contre les valeurs de la courbe expérimentale augmentent en fonction du temps.

Nous donc noter que la différence entre les deux valeurs de tassement à la fin de la consolidation primaire est de 35% environ.

Charge 100 KPa**Figure 4.24 Comparaison des courbes de tassements, charge de 100kPa**

Les courbes de la charge de 100kPa de la **Figure 4.24** sont identiques pour la première minute, puis elles deviennent parallèles avec une faible différence. Après 100 minute, les valeurs de la courbe expérimentale deviennent très importantes..

La fin de consolidation primaire modélisée est atteinte la 100^{ème} minute. Pour la courbe expérimentale, cette phase est atteinte la 100^{ème} minute environ, la différence des tassements à la fin de consolidation primaire est estimée à 25% environ.

Charge 200 KPa**Figure 4.25 Comparaison des courbes de tassements, charge de 200kPa**

Pour la charge 200kPa de la **Figure 4.25**, les deux courbes commencent à diverger dès le début de consolidation, où la différence entre le tassement calculé et le tassement mesuré est très élevée à la fin de la consolidation primaire.

Le pourcentage de tassement calculé à l'autre mesuré est: 220% (deux fois le tassement mesuré) et la différence est : 120%

Charge 400 KPa et 800 KPa

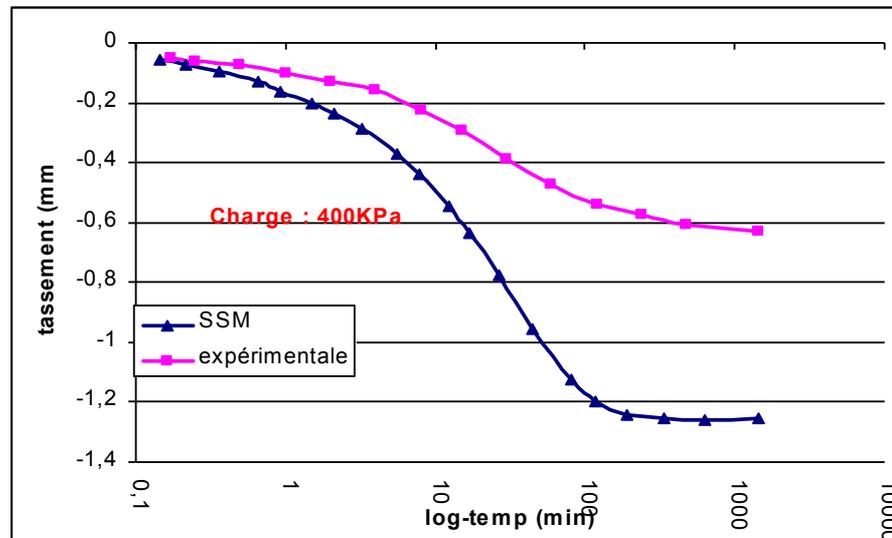


Figure 4.26 Comparaison des courbes de tassements, charge de 400kPa

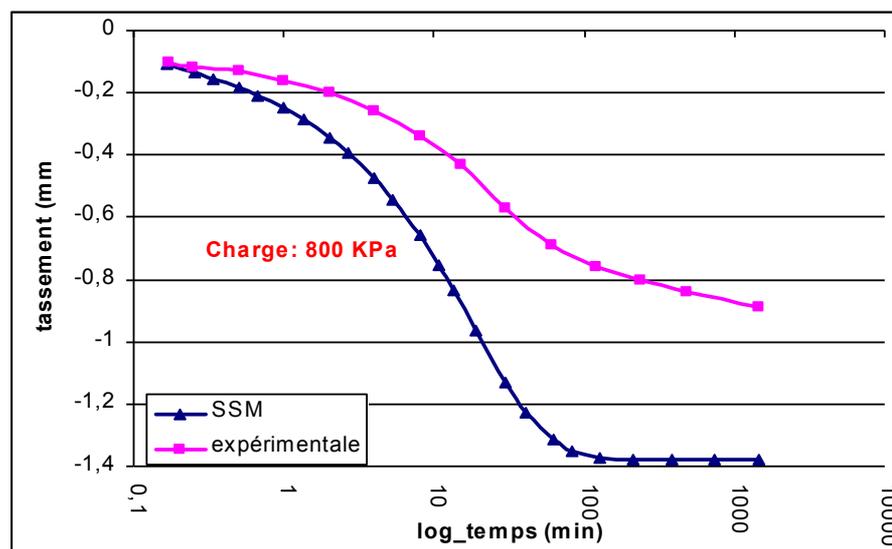


Figure 4.27 Comparaison des courbes de tassements, charge de 800kPa

Pour les courbes des charges 400kPa et 800kPa la différence entre les deux courbes commence au début de tassement. La différence entre les résultats de tassement de consolidation primaire numérique et les résultats de tassement de consolidation primaire numérique expérimental augmentent avec l'augmentation des contraintes appliquées. Ceci peut bien noté en comparant les résultats de la **figure 4.26** et **4.27**.

A la fin de la consolidation primaire, le tassement numérique est de 2,28 fois le tassement expérimental pour la charge 400kPa et de 1.9 fois pour la charge 800kPa.

La différence entre les deux courbes pour la charge 400kPa est de 140% et pour la charge de 800kPa est de 92%.

Charge 1600KPa

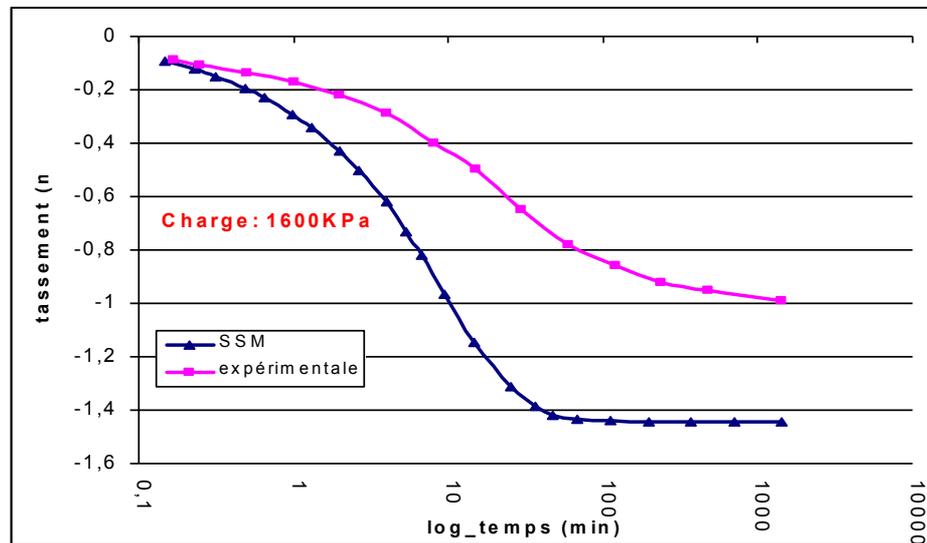


Figure 4.28 Comparaison des courbes de tassements, charge de 1600kPa

La **Figure 4.28** de la charge 1600kPa présente une différence très nette entre la courbe de tassement numérique et celle de tassement expérimental. Les temps de la fin de la consolidation primaire sont presque les mêmes.

Les temps d'achèvement la consolidation primaire presque égaux.

Conclusion sur l'essai de consolidation

Les résultats de la modélisation numérique en utilisant le modèle SSM sont nettement différents de résultats expérimentaux. Ces résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Charge appliquée	25	50	100	200	400	800	1600
$[t_{(\text{mesuré})} - t_{(\text{calculé})}] / t_{(\text{mesuré})}$	13%	35%	25%	120%	140%	92%	76%

Tableau 4.5 Erreur d'estimation de tassement au cours d'essai de la consolidation

3.3 Modélisation le gonflement:

A la fin de calcul de tassement, on ajoute une phase de calcul (type consolidation) avec une charge minimale de 5 kPa pour modéliser le gonflement, puis on compare les résultats trouvés avec ceux de l'essai de gonflement (voir **Figure 4.29**):

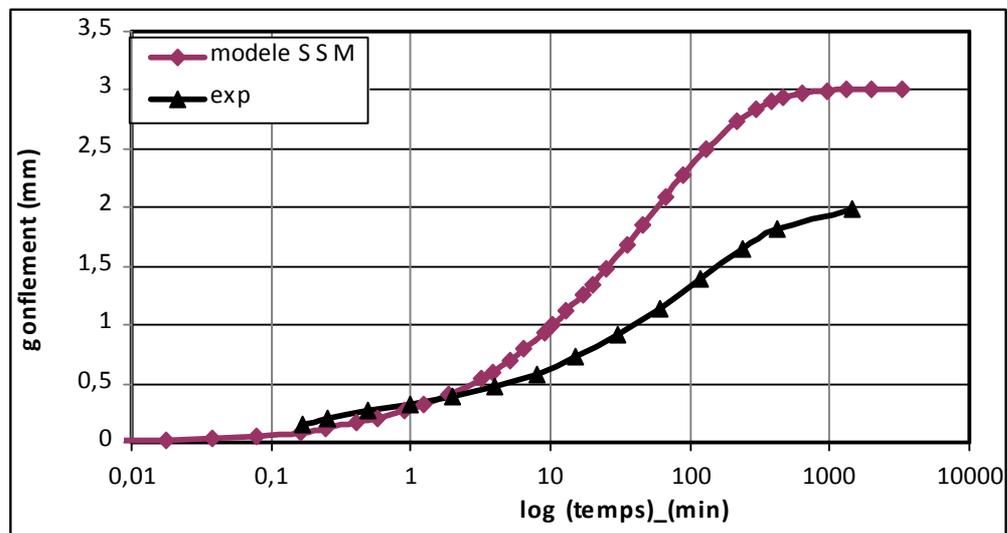


Figure 4.29 Courbe de gonflements numérique et expérimental

De cette courbe on peut constater :

De la figure 4.27 courbe, on peut constater que dans les deux premières minutes les deux courbes sont très proches. Après cette période, le gonflement numérique (5mm) devient plus que le gonflement expérimental (1.99mm).

Après 200 minutes de gonflement la vitesse de gonflement diminue et se stabilise pour les deux courbes.

3.4 Modélisation de compressibilité

Après avoir obtenu les valeurs de tassement de consolidation et le gonflement, on peut tracer la courbe de compressibilité. La comparaison entre courbe numérique et la courbe expérimentale est présentée dans la **Figure 4.30** :

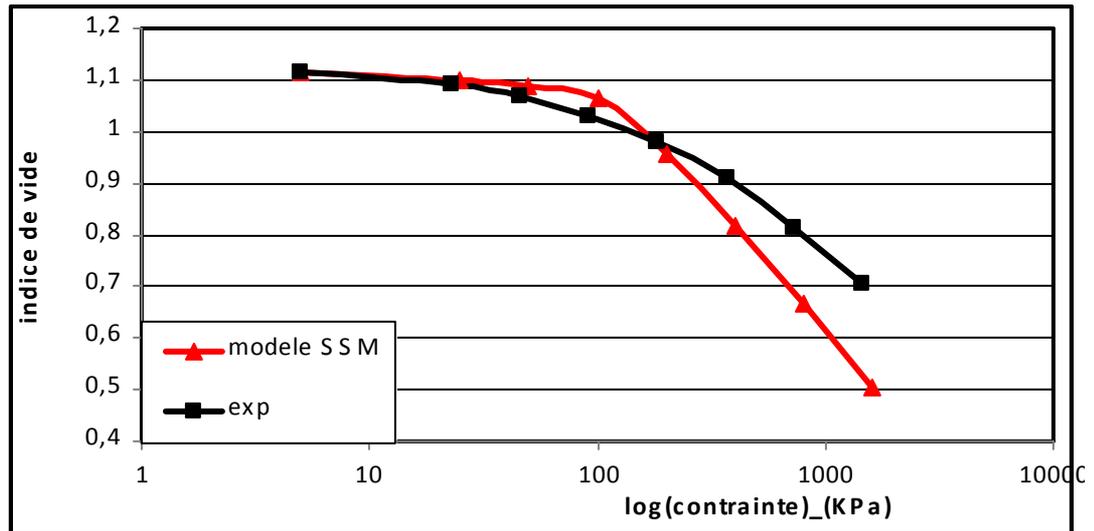


Figure 4.30 Courbes de compressibilité numérique et expérimentale

De la **Figure 4.30**, on voit bien que le modèle SSM donne des résultats assez différents de résultats expérimentaux. Pour les valeurs inférieures à la contrainte de préconsolidation, la courbe numérique se trouve au-dessus de la courbe expérimentale. En dépassant la contrainte de préconsolidation, cette courbe numérique se situe au dessous de la courbe expérimentale avec une pente plus accentuée de la ligne vierge.

Le calcul de C_c donne une valeur de 0.56, et la contrainte préconsolidation diminue de la valeur 200KPa à 100 KPa, l'indice de gonflement aussi changé de 0.09 à 0.12.

Charge (KPa)	25	50	100	200	400	800	1600
Erreur (%)	0,86	1,824	3,21	3,4	11.4	22.4	40.5

Tableau 4.6 Erreur d'estimation de la compressibilité par le modèle SSM

L'erreur est dépassé la valeur de 10 (la tolérance d'erreur) depuis la charge 400KPa (donc ce modèle ne peut simuler le tassement de ce sol que pour les charge léger), autre présentation de la variation d'erreur en fonction la contrainte appliquée :

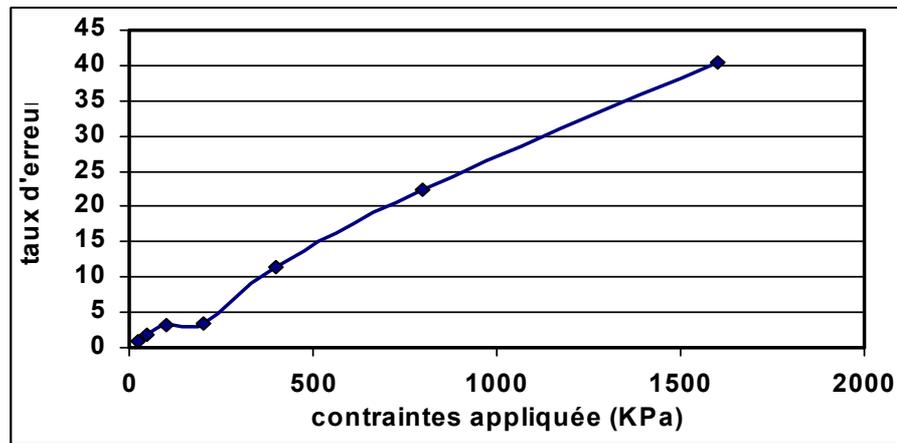


Figure 4.31 Erreur d'estimation de la consolidation par le modèle SSM

4. Modélisation de fluage

4.1 Cas saturé

Pour modéliser la courbe de fluage de l'argile d'Annaba, on prend les mêmes paramètres obtenus de compressibilité et le coefficient de perméabilité k_v calculé à partir de C_v (C_v pour la charge 200 kPa et par la construction de Taylor, $C_v = 1,42.10^{-2} \text{cm}^2/\text{min}$, et pour la charge de 400 kPa, $C_v = 1,43.10^{-6} \text{cm}^2/\text{min}$), on a alors :

* $k_{v(200\text{KPa})} = 2,16.10^{-9} \text{m}/\text{min}$ et $k_{v(400\text{KPa})} = 1,9.10^{-9} \text{m}/\text{min}$.

* $C_c = 0,32$, $C_s = 0,09$, $e_{\text{int}} = 1,18$, $C_\alpha = 0,0056$ (pour 400 kPa) et $0,00514$ (pour 200 kPa) et $C = 34$, $\varphi = 15^\circ$.

L'analyse axisymétrique du modèle ayant les dimensions (20*25mm) est utilisée pour un oedomètre ayant un diamètre de 5cm.

La superposition des courbes numériques avec les courbes expérimentales donne les résultats suivants.

Charge 200KPa

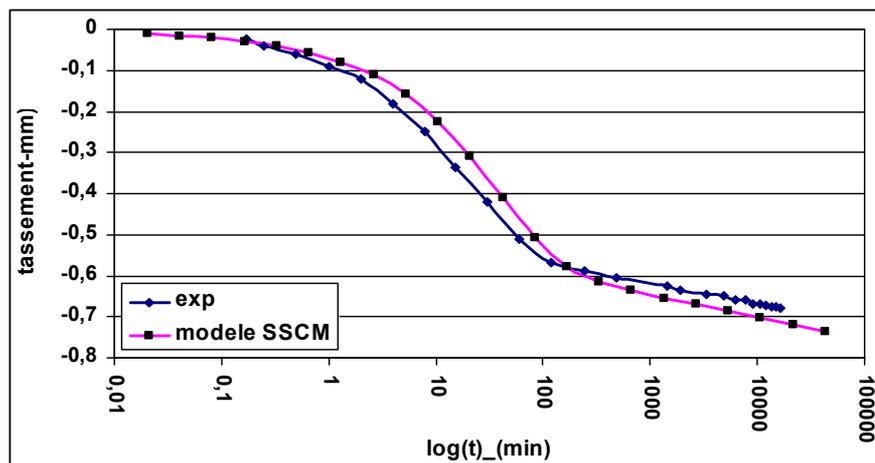


Figure 4.32 Comparaison de la courbe numérique de fluage avec la courbe expérimentale sous la charge de 200KPa (cas saturé).

Pour la courbe de la charge de 200kPa, les deux résultats de tassement sont assez proches, la différence de tassement à la fin de consolidation primaire est très faible, les deux branches représentant le fluage sont parallèles et assez proches, comme le montre la **Figure 4.32**.

Charge 400KPa

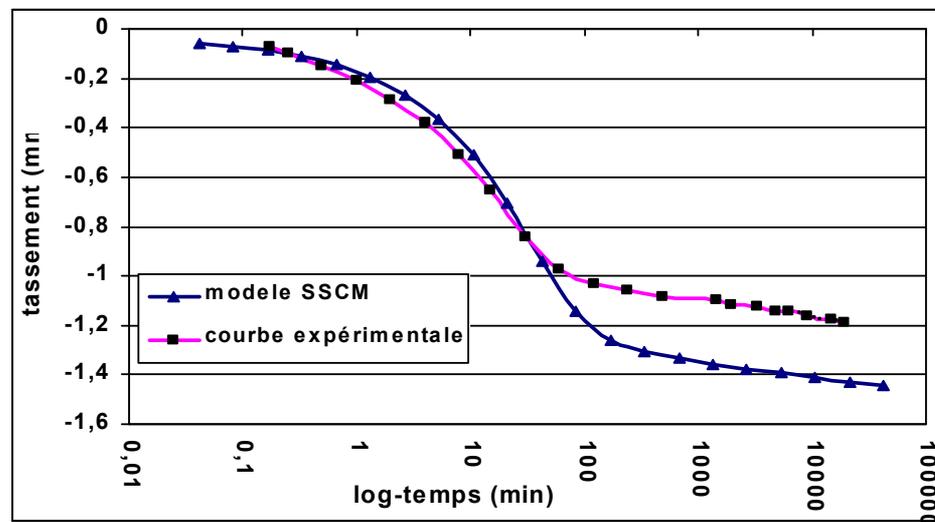


Figure 4.33 Comparaison de la courbe numérique de fluage avec la courbe expérimentale sous la charge de 400KPa (cas saturé).

La **Figure 4.33** montre que la courbe numérique de fluage pour la charge de 400 kPa par le modèle (SSCM) est assez proche de la courbe expérimentale pour les premiers 40min puis elles s'écartent, et la consolidation primaire expérimentale est arrivée à terme avant la consolidation primaire numérique.

Le tassement de fluage dans l'essai expérimental est de 0,013mm et le tassement de fluage obtenu par le modèle SSCM est de 0,13mm.

4.2 Cas partiellement saturé

Pour le cas partiellement saturé, les mêmes conditions de modélisation de l'essai de fluage sont exécutées avec les changements suivants :

L'indice des vides dans ce cas est donné par les deux formules suivantes :

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$$

$$- \quad w = \frac{\gamma}{\gamma_d} - 1 \quad \implies \gamma_d = \frac{\gamma}{w+1} = 18.28 / (1.34) = 13.64 \text{ KN/m}^3.$$

Donc l'indice de vide initiale est égale : $(27/13.64) - 1 = 0.979 \implies e_o = 0,979$.

Les paramètres de compressibilités sont :

* $C_c = 0,30$ et $C_s = 0,05$

* la charge 200KPa $\implies C_\alpha = 0,0524$ KPa ($\mu^* = 0,00117$)

* la charge 400KPa $\implies C_\alpha = 0,0571$ KPa. ($\mu^* = 0,00125$) ;

Dans la phase de calcul (calcul consolidation) pour le temps on utilise le calcul par des incréments multipliés pour précision.

Charge 200KPa

$C_v = 0,18 \text{ mm}^2/\text{min}$; $m_v = 0.204 \text{ m}^2/\text{MN}$; $K_v = 0,38 \cdot 10^{-9} \text{ m/min}$.

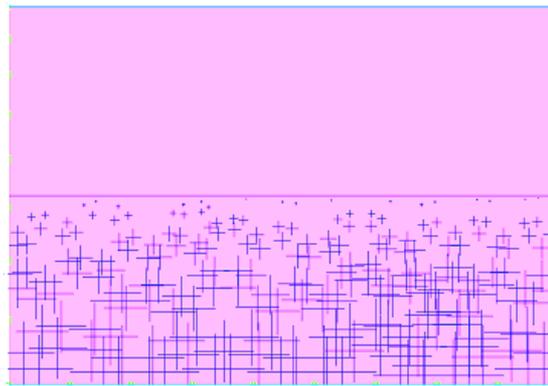


Figure 4.34 Niveau de l'eau pour le cas partiellement saturé

La comparaison de tassements numérique et expérimental, pour la charge de 200kPa, montre que le modèle SSCM donne une assez bonne simulation de l'essai de fluage. Après une période de 6 jours environ, l'échantillon dans l'essai expérimental s'est effondré, alors que le modèle SSCM ne peut pas simuler cet effondrement comme le montre la **figure 4.35**.

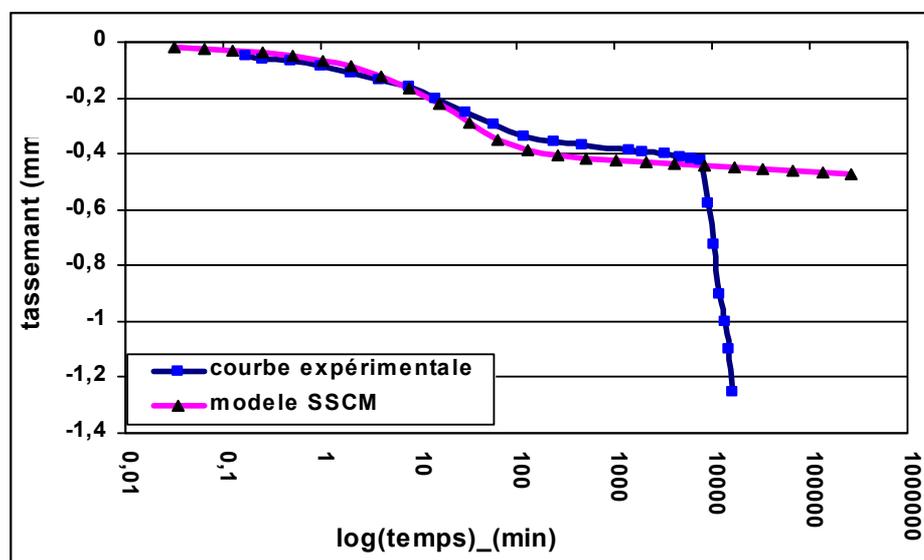


Figure 4.35 Comparaison de la courbe numérique de fluage avec la courbe expérimentale sous la charge de 200KPa (cas partiellement saturé).

La charge 400KPa

$$C_v = 0,28 \text{ mm}^2/\text{min} ;$$

$$m_v = 0.155 \text{ m}^2/\text{MN} ; K_v = 0,434 \cdot 10^{-9} \text{ m}/\text{min}.$$

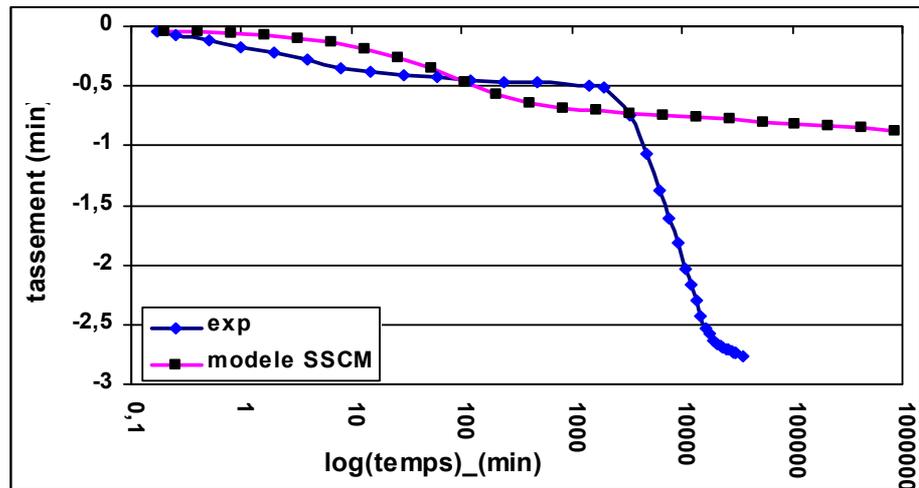


Figure 4.36 Comparaison de la courbe numérique de fluage avec la courbe expérimentale sous la charge de 400KPa (cas partiellement saturé)

La figure 4.34 montre une grande divergence entre les deux courbes, il est bien clair que la phase de la consolidation primaire expérimentale est terminée à la fin de la dixième minute. Par contre pour le modèle SSCM, cette phase a pris 800 minutes pour être achevée. Le phénomène d'effondrement de l'échantillon est apparu au début du 2^{ème} jour.

On peut donc dire que l'augmentation de la charge appliquée augmente la vitesse de consolidation et provoque l'effet d'effondrement dans l'essai expérimental, ce phénomène n'est pas apparu dans la courbe numérique.

4.3 Conclusion sur la modélisation de l'argile de Annaba

Donc on peut dire :

- * Le modèle SSM donne des résultats avec des erreurs (erreur d'estimation de tassement et de gonflement et surtout avec les charges supérieures à 400kPa) .

- * Le modèle SSCM donne des résultats assez proches de résultats expérimentaux ;

- Ce modèle modélise bien la phase de fluage pour le cas des argiles complètement saturées ;

- * le modèle SSCM ne modélise pas bien le comportement des sols partiellement saturés parce que ce modèle est spécialement conçu pour les sols mous, il existe d'autres modèles utilisés pour ce cas tel que le modèle d'Alonso qui est spécialement développé pour modéliser le comportement des sols non saturés ;

- le modèle SSCM est plus efficace pour la modélisation des sols surconsolidés.

5. Conclusion sur le chapitre de modélisation

Le modèle SSM:

- la modélisation par ce modèle est satisfaisante pour l'argile de Guelma (normalement consolidée), les résultats numériques sont assez proches des résultats expérimentaux ;
- pour des charges élevées, on remarque que la différence entre la courbe de tassement numérique et la courbe de tassement expérimental est assez importante ;
- les résultats de la modélisation du comportement des argiles surconsolidées ne sont en accord avec les résultats expérimentaux, on remarque une certaine différence même avec les charges faiblement et moyennement élevées ;
- le modèle SSM ne peut pas simuler le gonflement des deux types d'argiles de Guelma et de Annaba ;

Le modèle SSCM:

- pour l'argile de Guelma ce modèle donne de bons résultats pour la phase de fluage, par contre pour la phase de consolidation primaire, il donne des valeurs approximatives du tassement;
- le temps de consolidation numérique est différent de celui de l'essai expérimental;
- pour une simulation satisfaisante de toute la courbe de tassement, on superpose la la courbe numérique du modèle SSM pour la phase de consolidation primaire avec la courbe numérique du modèle SSCM pour la phase de fluage.
- pour l'argile surconsolidé, le modèle SSCM simule bien la phase de fluage, mais il donne des résultats approximatifs dans la phase de consolidation primaire ;
- le temps de consolidation déterminé par ce modèle est égal au temps de consolidation dans l'essai expérimental ;
- pour le cas partiellement saturé, ce modèle donne des résultats numériques assez proches des résultats expérimentaux pour la phase de fluage avec l'argile de Guelma et différents avec l'argile de Annaba.

On peut donc conclure que le modèle SSM est très efficace pour modéliser les argiles normalement consolidées, il perd cette efficacité pour les argiles surconsolidées.

Le modèle SSCM modélise bien les argiles normalement consolidées et les argiles surconsolidées pour la phase de fluage.

Conclusions et perspectives

Conclusions et perspectives

De cette étude consacrée aux sols compressibles, nous pouvons tirer des conclusions et donner des perspectives comme suit :

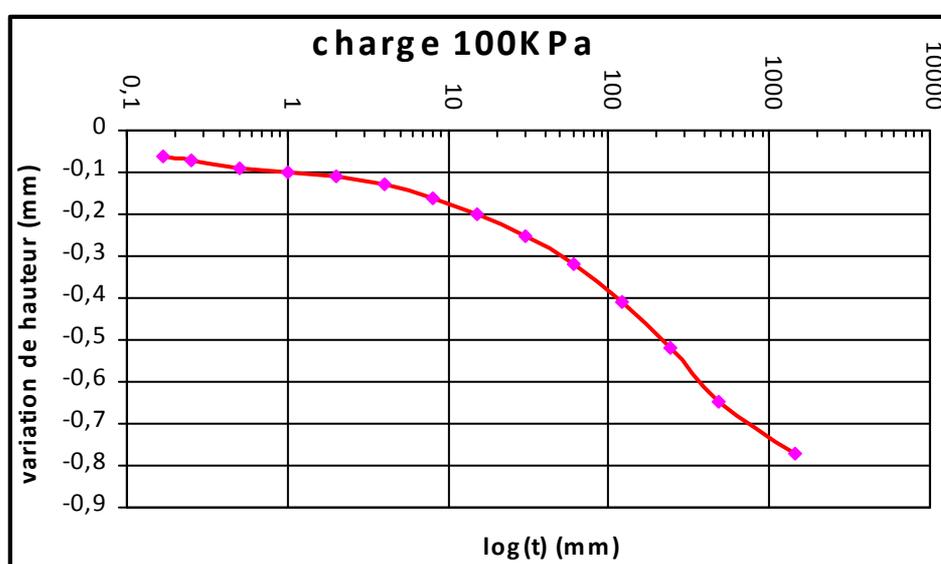
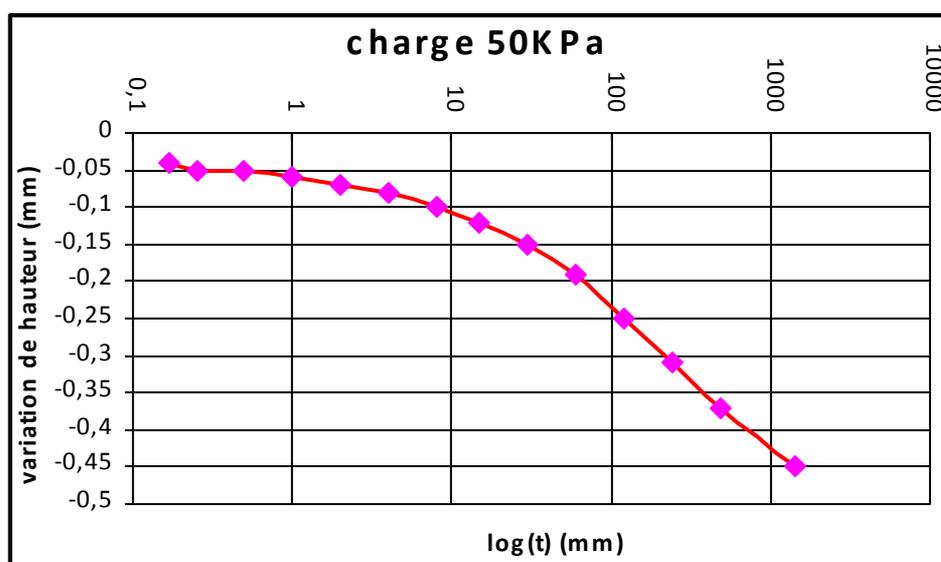
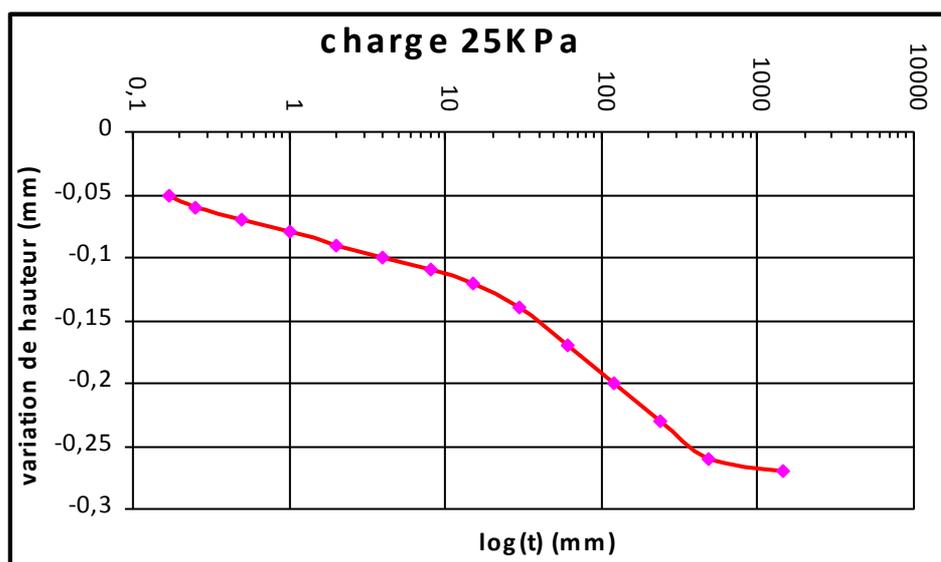
1 Conclusions

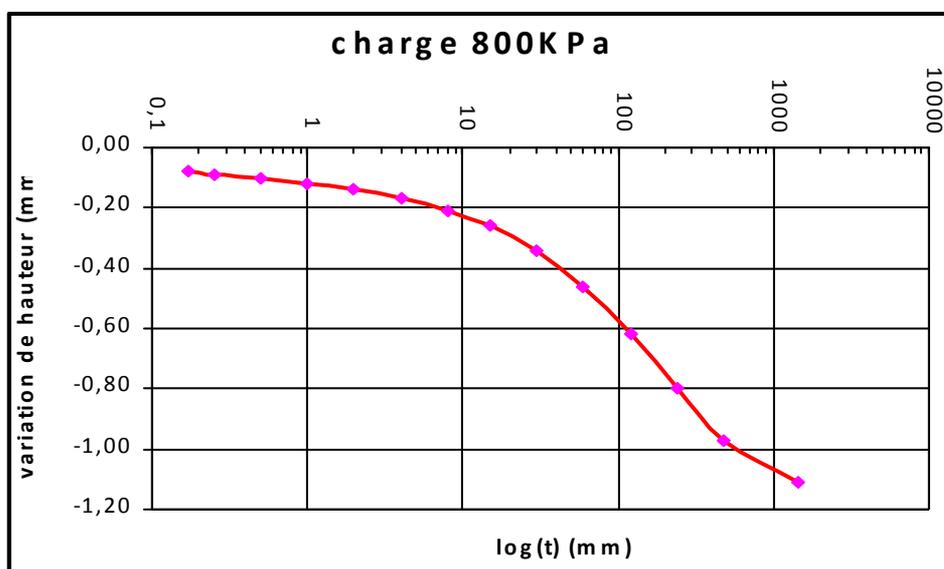
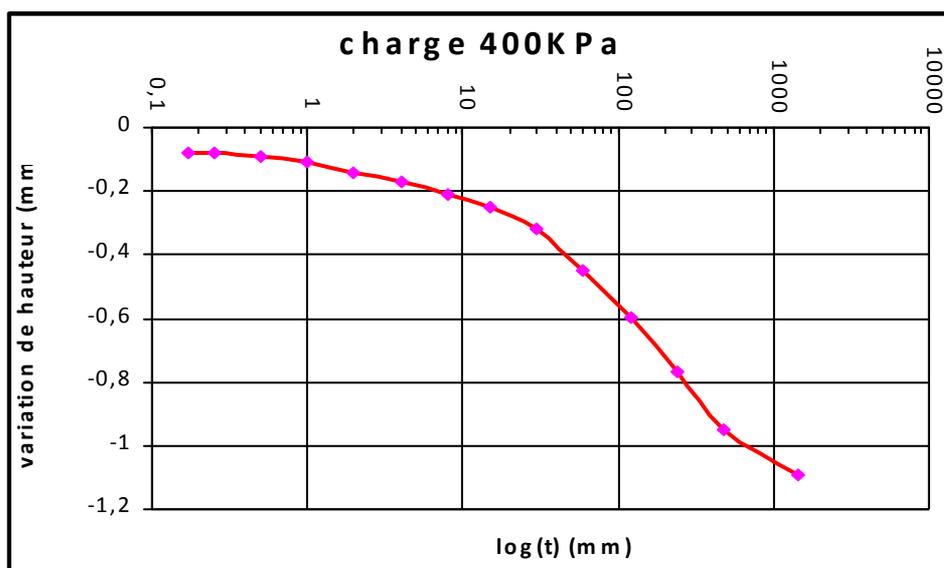
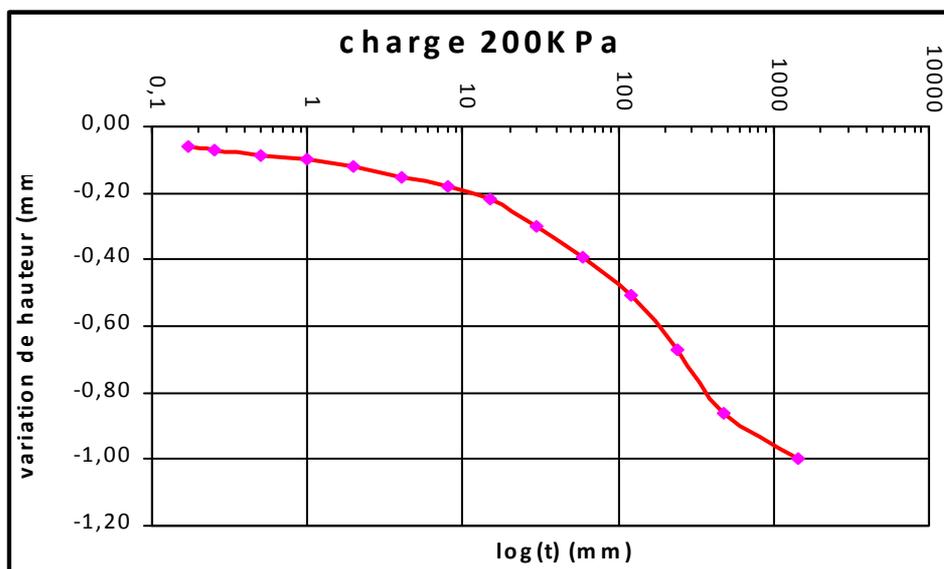
- La compressibilité des sols est liée principalement à la perméabilité, au degré de saturation et au niveau de la charge appliquée.
- Les corrélations reliant les paramètres de compressibilité avec les limites d'Atterberg donnent des résultats qui sont en accord avec les résultats obtenus expérimentalement sur les argiles étudiées dans ce travail.
- L'indice de compression secondaire, C_{α} , augmente en augmentant l'indice de compression primaire, C_c .
- L'état partiellement saturé et le niveau de la charge appliquée accélèrent l'apparition de la rupture de l'échantillon (problème d'effondrement) pendant l'essai de fluage.
- La modélisation de l'essai de consolidation de l'argile de Guelma par le modèle SSM est généralement satisfaisante, par contre pour l'argile de Annaba, ce modèle donne des résultats assez loin des résultats expérimentaux surtout avec des niveaux de charges élevés.
- Le modèle SSCM donne de bons résultats pour la compression secondaire (fluage).

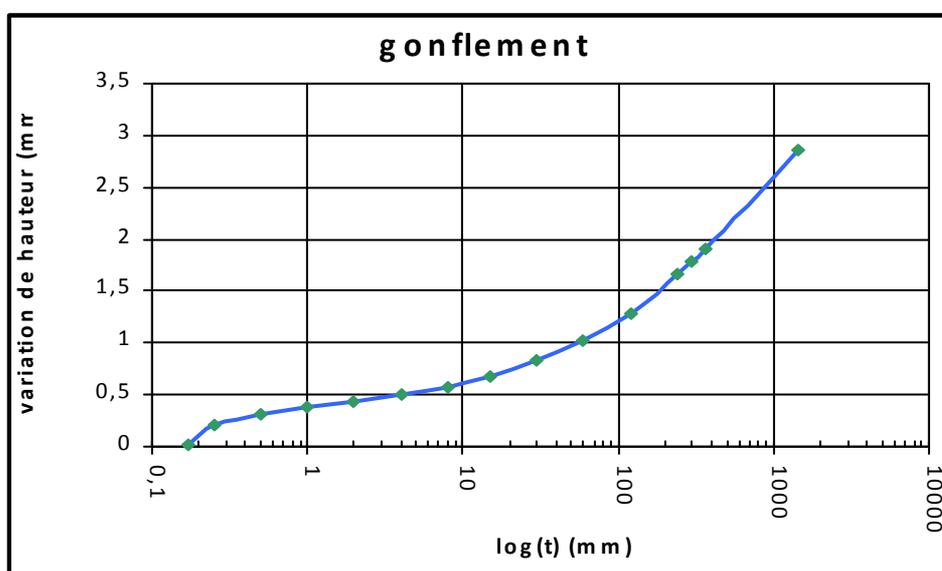
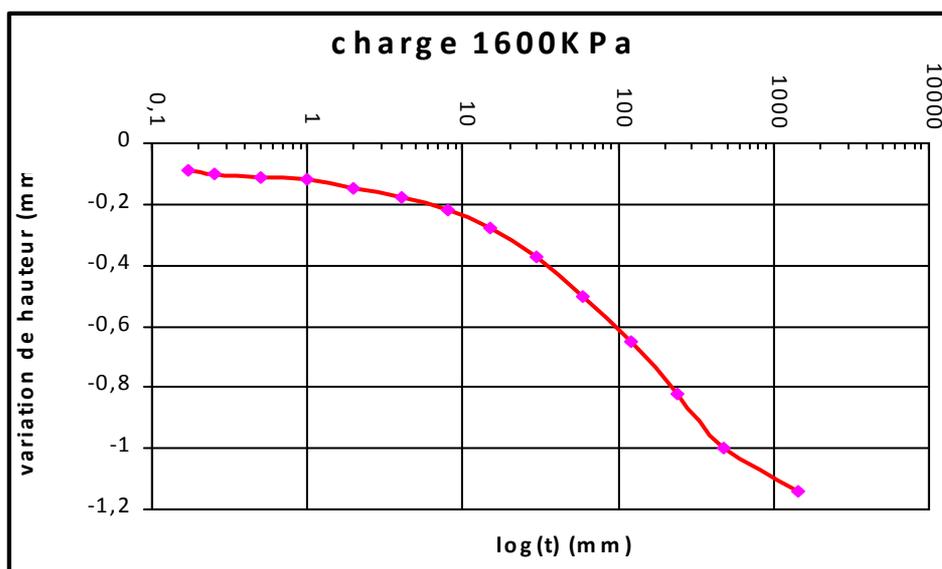
2 Perspectives

- Utiliser le modèle d'Alonso pour modéliser la compressibilité des sols pour le cas partiellement saturé.
- Prendre en compte le phénomène de rupture de l'échantillon pendant l'essai de fluage dans le cas partiellement saturé.

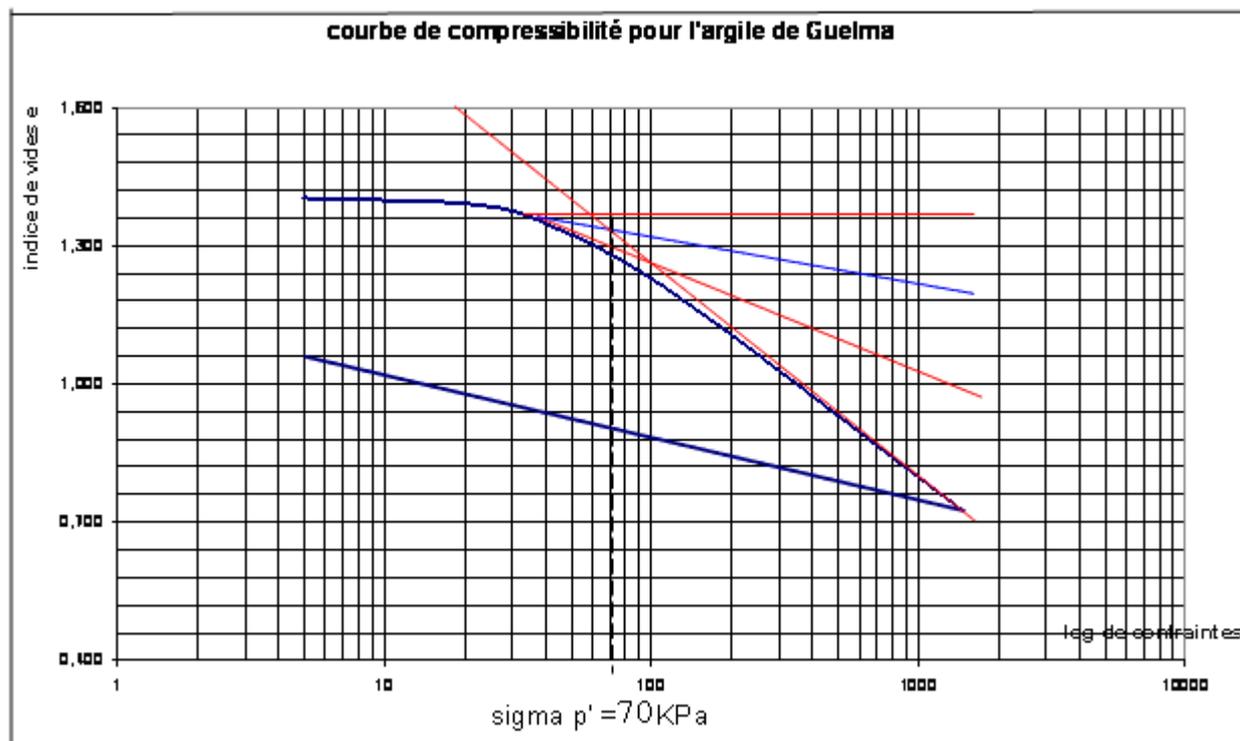
Annexes

Annexe N° :1Les courbes de consolidation pour l'argile de Guelma :

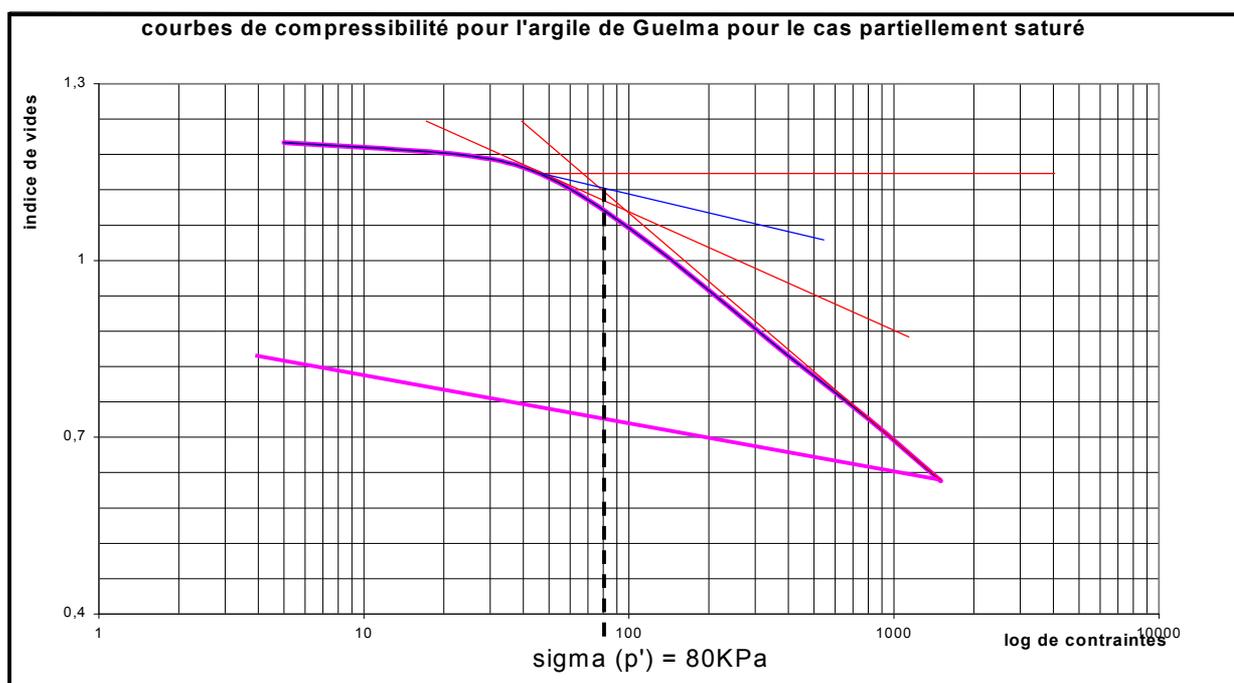




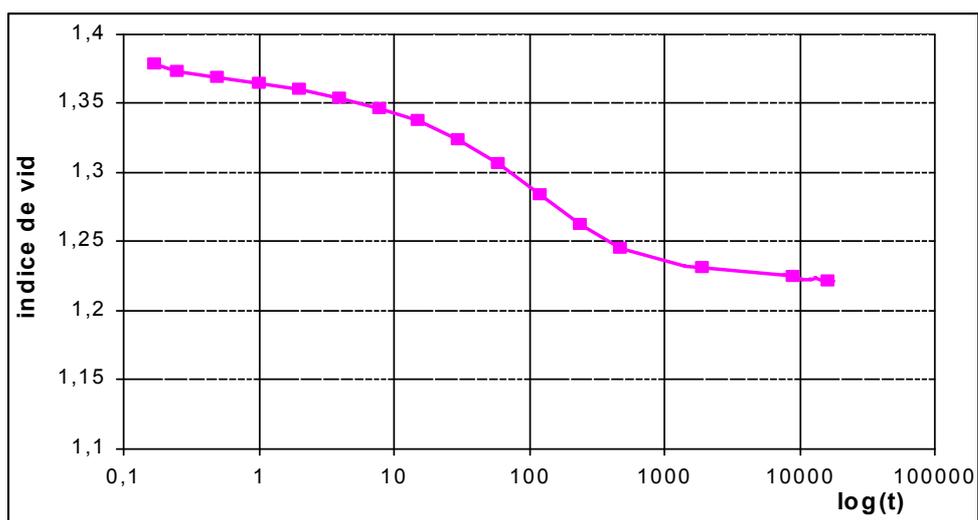
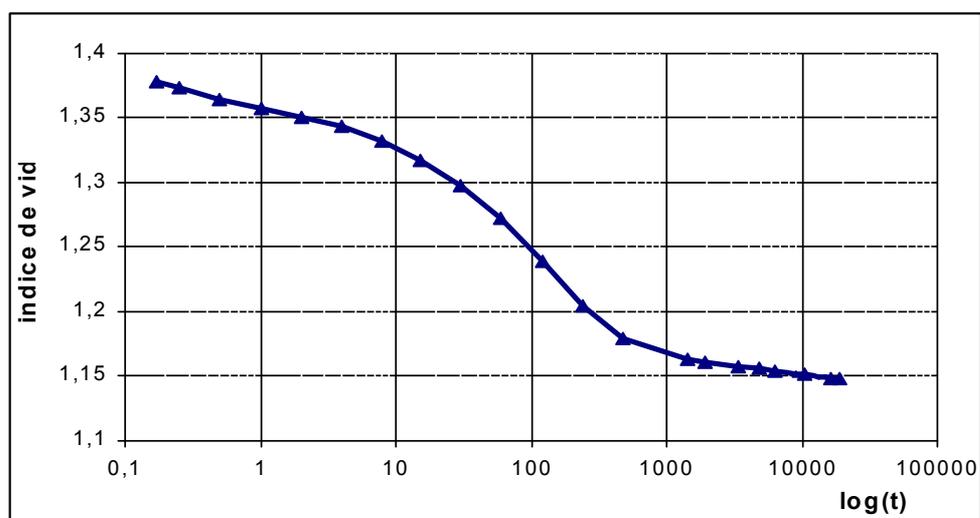
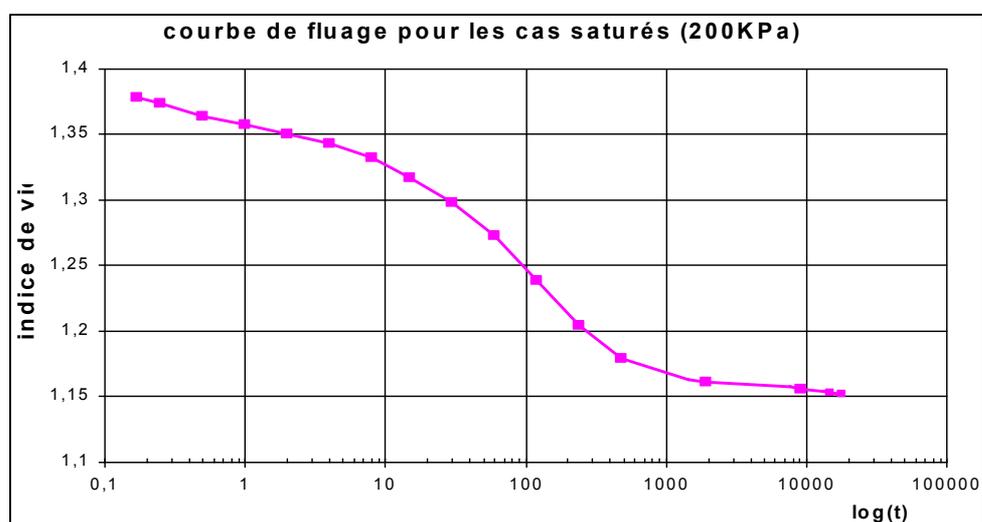
Courbe de gonflement

Annexe N° :2**Courbe de compressibilité d'argile de Guelma :****1- cas d'argile saturé :**

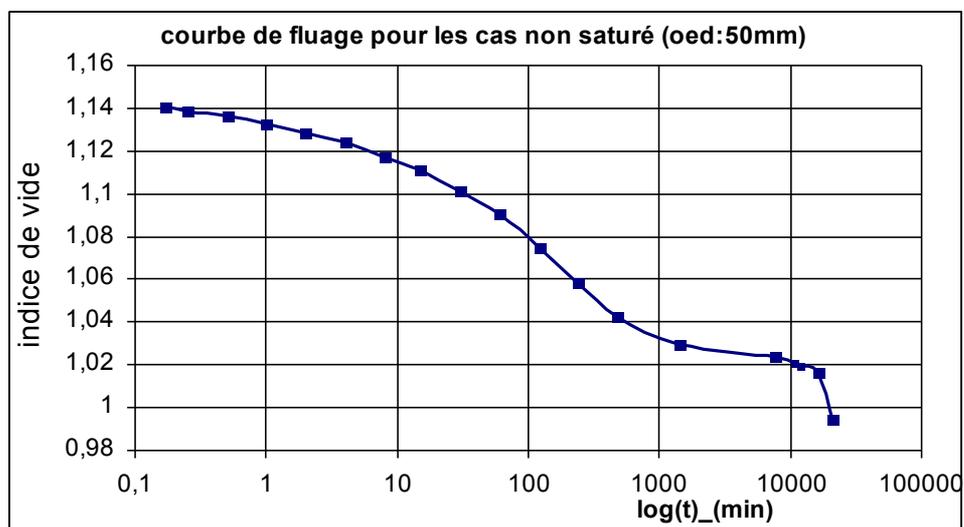
D'après la courbe de compressibilité et la construction de Casagrandé dans ce cas la contrainte de préconsolidation de cet argile est 70 KPa .

2- cas d'argile partiellement saturé :

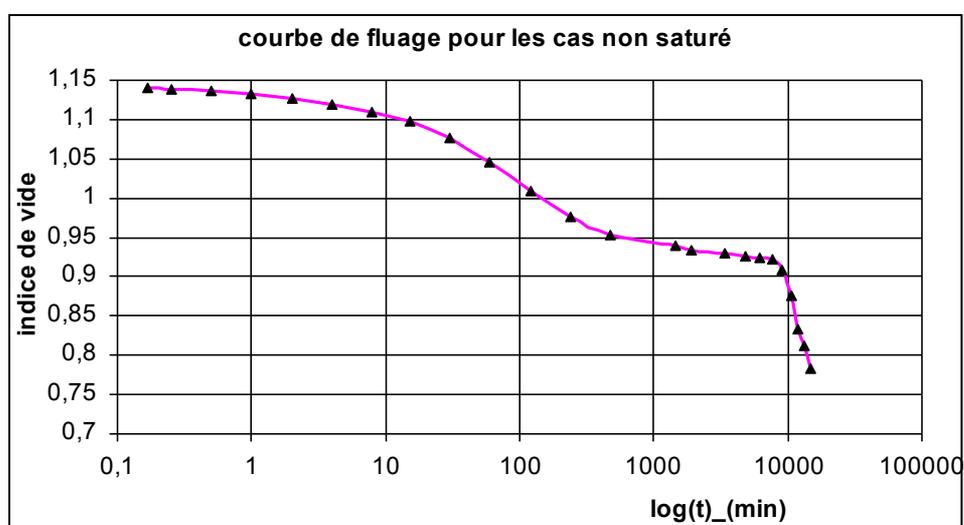
La contrainte de préconsolidation de ce cas est 80 KPa.

Annexe N° :3**Les courbes de fluages de l'argile Guelma :****1/ les courbes de cas saturé :****Courbe de fluage (charge appliqué = 100KPa) le diamètre de l'oedomètre :7.5mm****Courbe de fluage (charge appliqué = 100KPa) le diamètre de l'oedomètre : 5mm****Courbe de fluage (charge appliqué = 200KPa) le diamètre de l'oedomètre : 5mm**

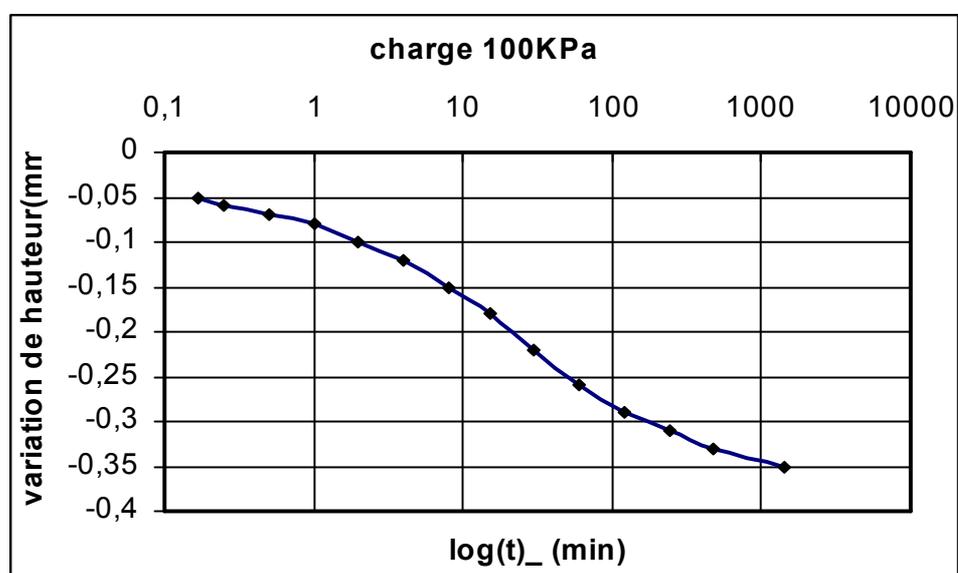
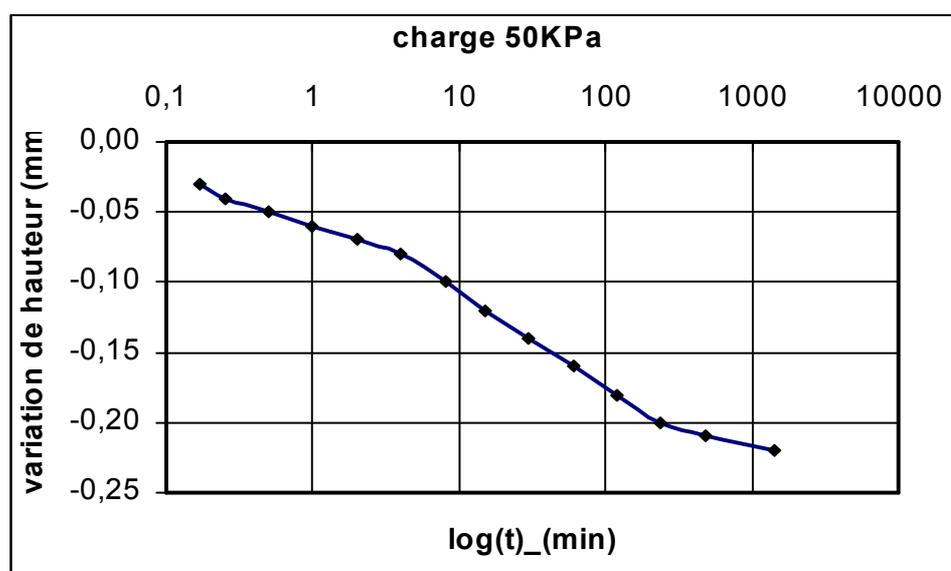
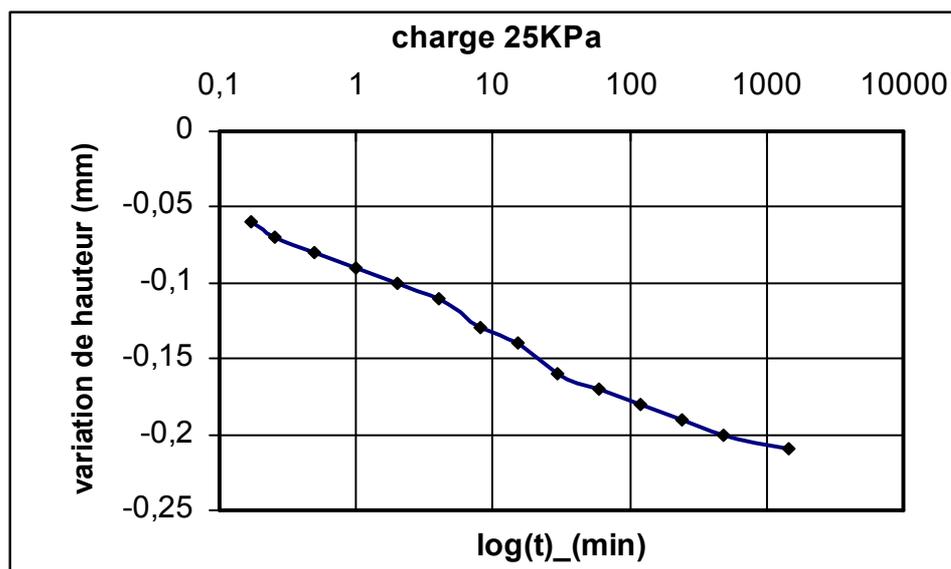
2/ les courbes de cas partiellement saturé :

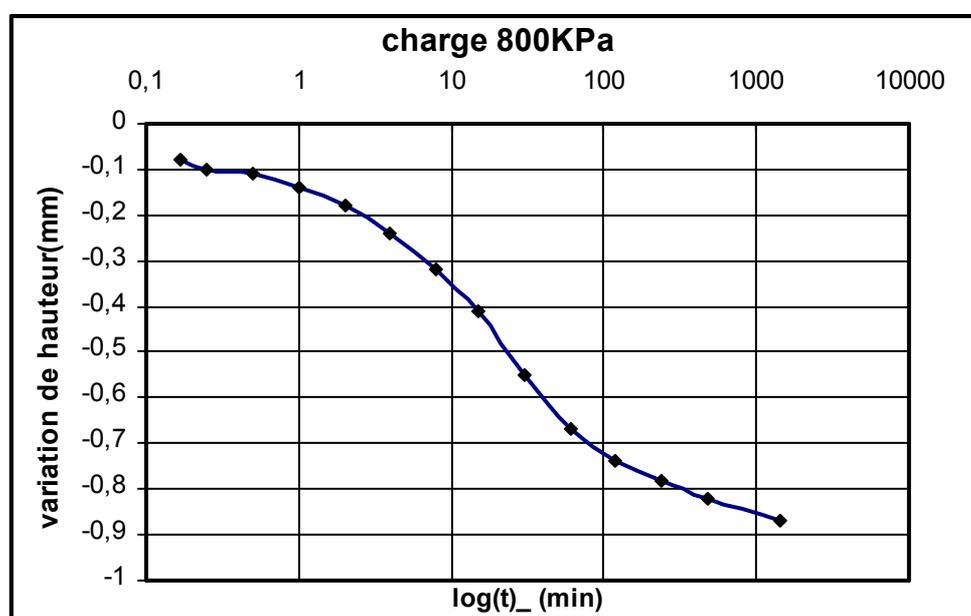
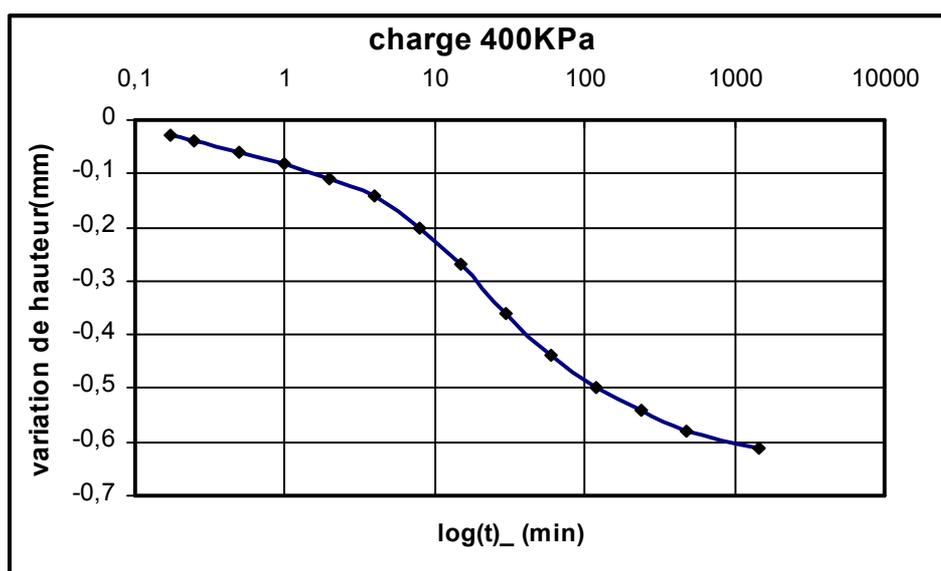
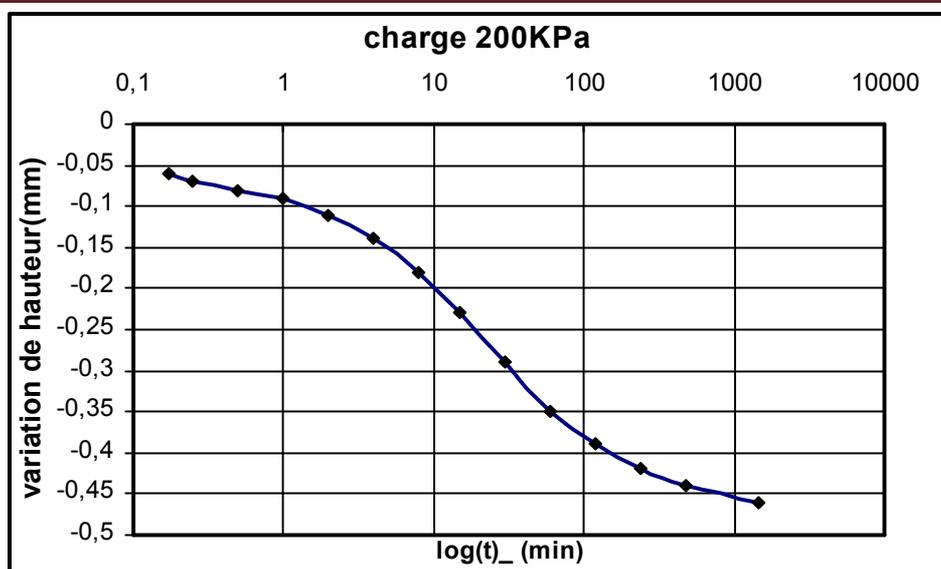


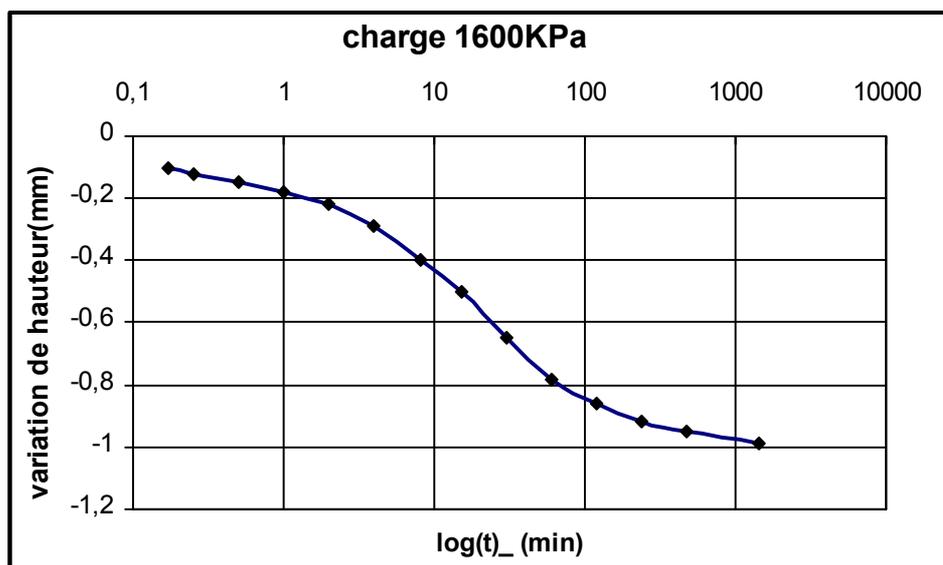
Courbe de fluage pour l'argile de Guelma (charge appliqué = 100KPa) le diamètre de l'oedomètre : 5mm



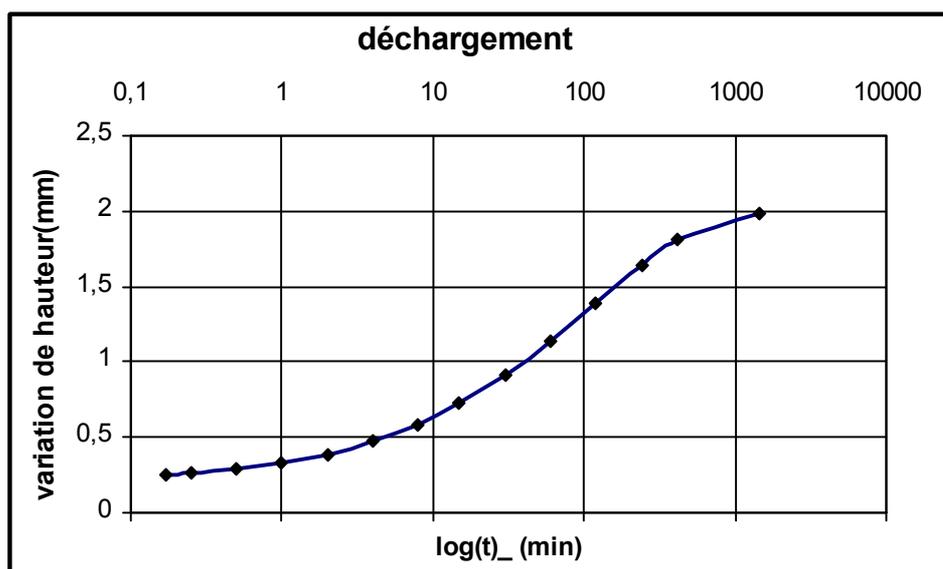
Courbe de fluage pour l'argile de Guelma (charge appliqué = 200KPa) le diamètre de l'oedomètre : 7.5mm

Annexe N° :5Les courbes de consolidation de l'argile de Annaba :

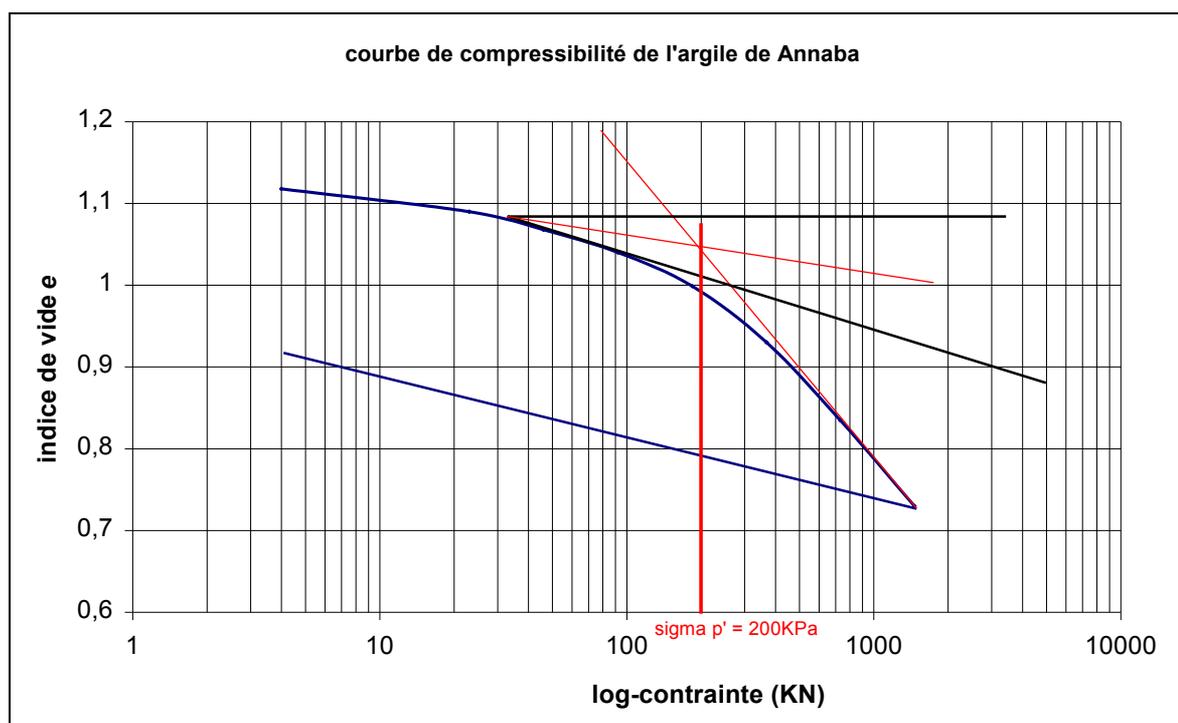




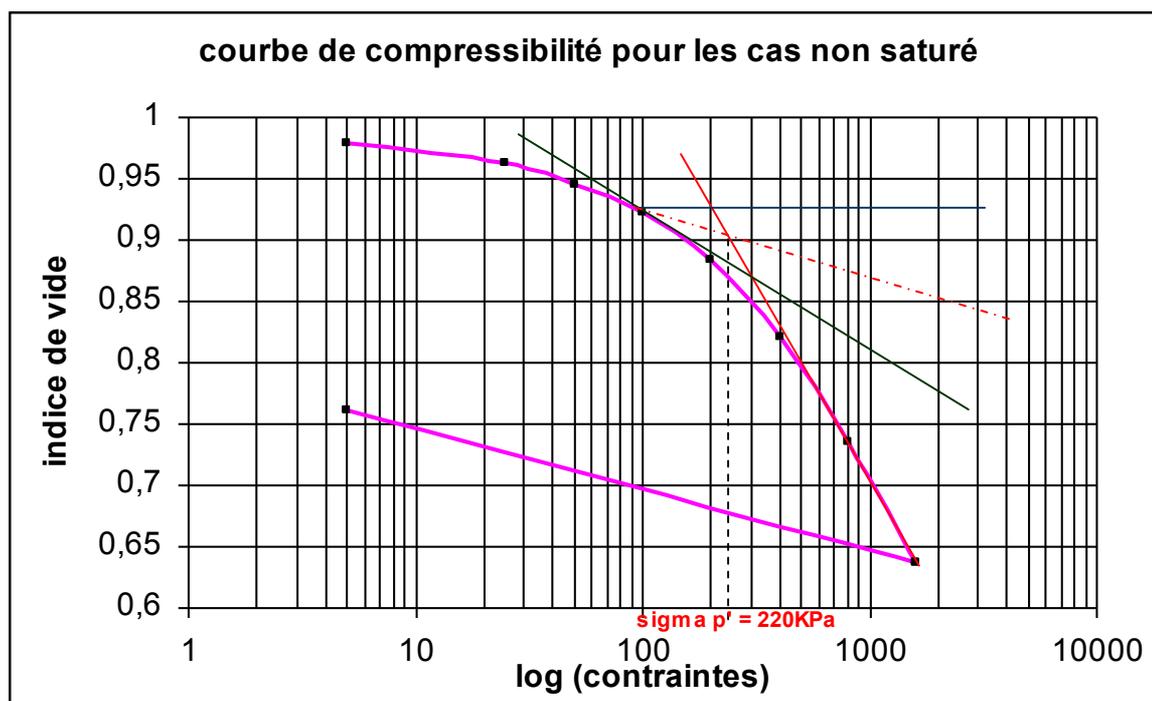
Les courbes de consolidation pour les charges : 25, 50, 100, 200, 400, 800 et 1600KPa



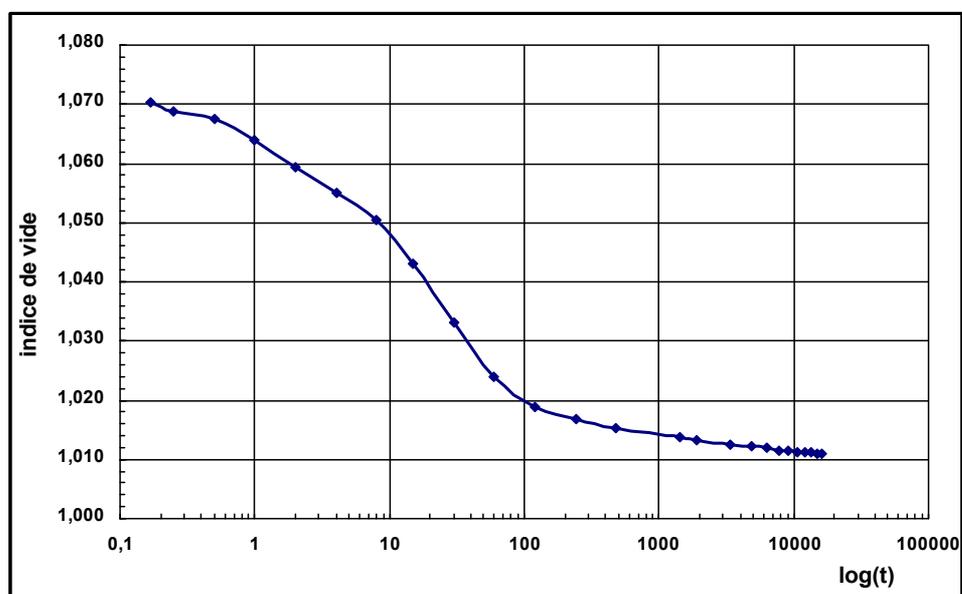
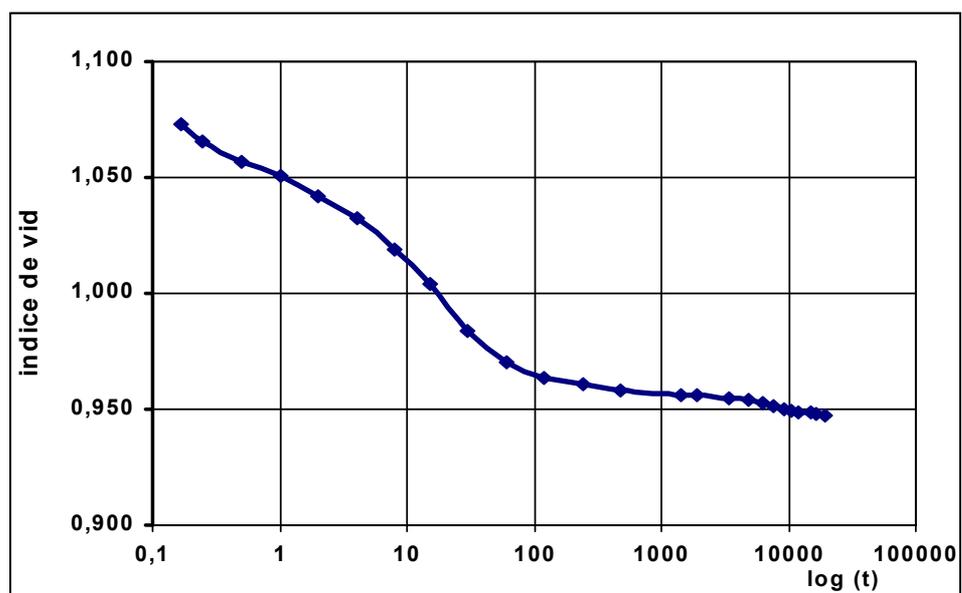
Courbe de gonflement (déchargement)

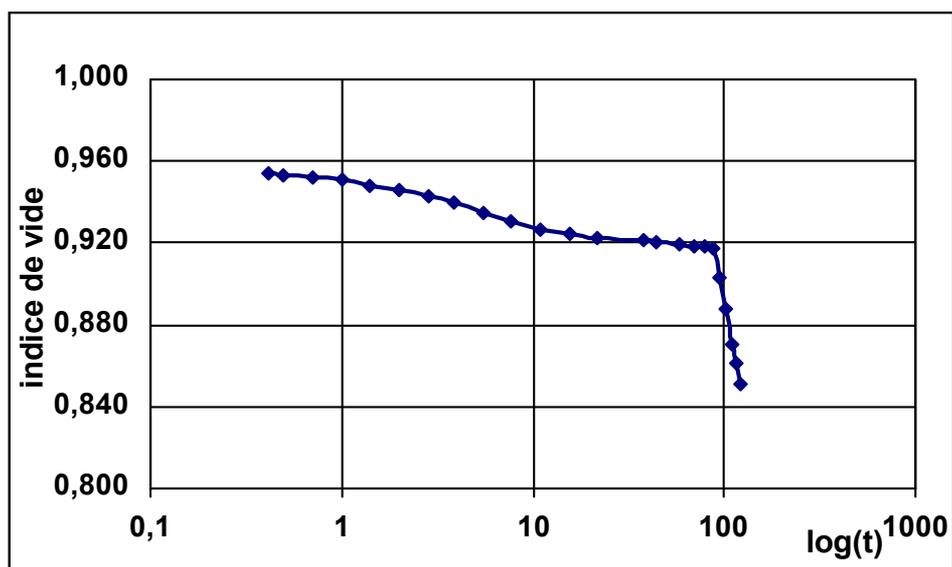
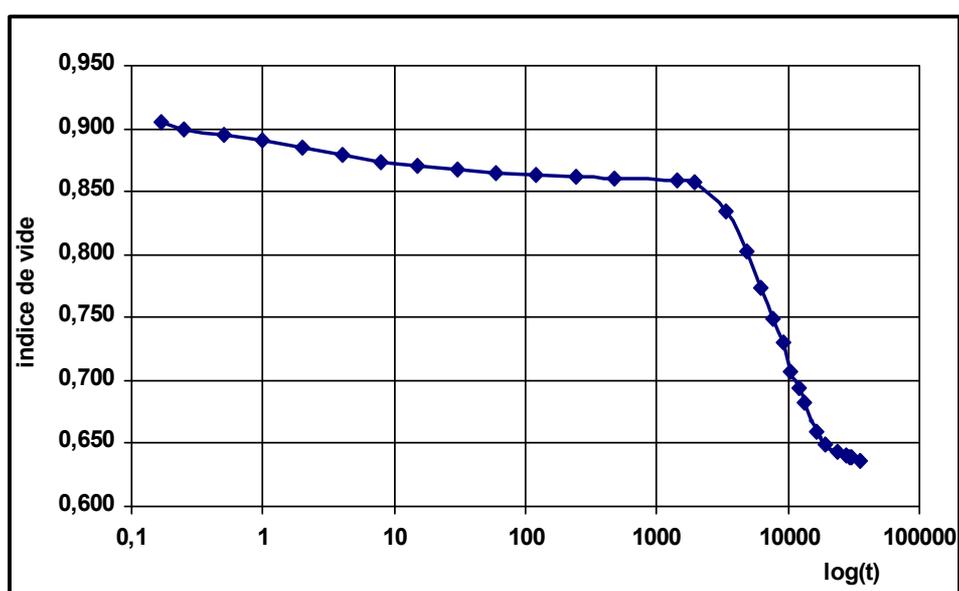
Annexe N° :6**Courbe de compressibilité d'argile de Annaba :****1- cas d'argile saturé :**

D'après la courbe de compressibilité et la construction de casagrandé dans ce cas la contrainte de préconsolidation de cet argile est 200 KPa .

2- cas d'argile partiellement saturé :

La contrainte de préconsolidation de ce cas est 220 KPa.

Annexe N° :7Les courbes de fluages de l'argile de Annaba :1/ les courbes de cas saturé :Courbe de fluage d'échantillon sous une charge : 200KPaCourbe de fluage d'échantillon sous une charge : 400KPa

2/ les courbes de cas partiellement saturé :**Courbe de fluage d'échantillon sous une charge : 200KPa****Courbe de fluage pour la charge 400KPa**

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] Sanglerat G., Olivari G., Cambou B.,
Cours Pratique de Mécanique des Sols et de Fondation tome 2
- [2] Mouroux P Magron et Pinte J C.
La construction économique sur sol gonflant manuel et méthode.
Ed Bureau de recherche Géotechnique et manière ; Orléans.
- [3] Anderson J G K, Trigg K F 1981
Interesting Case studies from the Practice Of Engineering Geology
Nedra Moskow P224.
- [4] Hans-Georg Kempfert, Berhane Gebreselassie (Universität Kassel -Germany)
Excavations and Foundations in Soft Soils
Library of Congress Control Number: 2006921905
ISBN-10 540-32894-7 Springer Berlin Heidelberg New York
ISBN-13 978-3-540-32894-0 Springer Berlin Heidelberg New York
- [5] Buisman, K. (1936):
"Results of long duration settlement tests". Proceedings 1 st
International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge,
Mass. Vol. 1: 103-107
- [6] Vualliat, P. (1980).
"Propriétés visqueuses d'une argile: Expériences et formulation incrémentale".
Thèse de Doctorat , INPG, Février 1980.
- [7] Ladd. C. C, Foott. R, ishihara. K, Schlosser. F, and Poulos. H. J. (1977):
"Stress deformation and strength characteristics", Proc.
9th Int. Conf. Soil Mech. Foun. Eng.,
Tokyo, 1977, pp. 421-494.
- [8] Mesri. G, and Choi. Y. K. (1985):
"The uniqueness of the end of-primary void ratioeffective stress relationship",
Proc. 11th. Int. Conf. On Soil Mech and Foun. Eng, San
Francisco, CA, Vol. 2,1985, pp. 587-590.

- [9] Mesri, G. (1973).
« Coefficient of secondary compression ».
Journal of the ASCE., vol.99, SM1, January, pp. 123-137.
- [10] Davies, P., 1975.
Creep characteristics of three undisturbed clays.
Ph.D. Thesis, Imperial College, University of London.
- [11] Tsukada Y, Yasuhara K (1995)
Scale effects in one-dimensional consolidation of clay.
Proc. of the Int. Symposium on Compression and Consolidation of Clayey Soils, ed by
Yoshikuni H, Kusakabe O, Hiroshima, pp 211 - 216
- [12] Mesri G and godlewski R ;M (1977)
Time and stress compressibility interrelationship
ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division Vol 103(GTS) PP417-430.
- [13] Mohammad AL HUSEIN.
Etude du comportement différé des sols et ouvrages géotechniques
Thèse de doctorat ; Université Joseph Fourier – Grenoble (23 Septembre 2001)
- [14] Crawford, C. B. (1965). “Resistance of soil structure to consolidation”.
Can. Geotech.J., 2:2:90-115. See also National Research Council.
Canada. Division of Building Research. Research paper 247.
- [15] Sällfors, G. (1975).
« Preconsolidation pressure of soft high-plastic clays.
PHD. Thesis, Goteborg, Sweden.
- [16] Leroueil, S., Tavenas, F., Sanson, L., Morin, P. (1983).
« Preconsolidation pressure of Champlain clays ». Part II:
Laboratory determination. Can. Geotech. J, vol. 20 (4), pp.803-816.
- [17] Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F., Bouchard, R. (1985).
“ Stress-Strain-Strain rate relation for the compressibility of natural clays.
Géotechnique, vol. 35, n° 2, pp. 159-180.
- [18] Taylor, D. W. (1942). “Research on consolidation of clays”.
Massachusetts Institute of Technology.
Department of Civil and Sanitary Engineering. Serial, 82. 147 pp.
- [19] Bjerrum, L (1967):
“Engineering geology of Norwegian normally- consolidated marine clays as related to
settlement of buildings”. Seventh Rankine Lecture. Géotechnique, Vol. 17, pp. 81-118.

- [20] Ben Jdidia M. , Bouarada Z. et Khemakhem M., 2002
 Traitement d'une argile gonflante par la chaux vive.
 Journées d'études sur les sols gonflants-JESG 27 Octobre 2002, Tlemcen
 Institut Supérieur des Etudes Technologiques de Sfax, Tunisie I S E T de Sfax - BP 88
 A- 3099 El- Bustan – Tunisie
- [21] Alonso E.E., Gens A. & Josa A.A., 1990
 A constitutive model for partly saturated soil.
 Géotechnique 40, n°3 : 405-430
- [22] Terzaghi. K. (1943):
 "Theoretical Soil Mechanics",
 Wiley, New York, 1943
- [23] Biot. M. A. (1941):
 "General theory of three-dimensional consolidation",
 J. Appl. Phys., 12, pp.155-164 (1941)
- [24] Schofield. A. N, and Worth. C. P. (1968):
 "Critical State Soil Mechanics",
 McGraw-Hill, London,UK, 1968.
- [25] Yin. J. H, and Graham. J. (1989):
 "Viscous elastic plastic modelling of one-dimensional time dependent behaviour of
 clays", Can. Geotech. J., 26, pp. 199-209 (1989).
- [26] Garlanger, J.E. 1972.
 The consolidation of soils exhibiting creep under constant effective stress.
 Geotechnique 22: 71-78.
- [27] Leroueil, S. (1977):
 "Quelques considérations sur le comportement des argiles sensibles".
 Thèse de doctorat, Université Laval, Québec, Canada.
- [28] Sekiguchi, H. 1977.
 Rheological characteristics of clays.
 Proceedings of the 9 thICSMFE, Tokyo 1:289-292.
- [29] Adachi, T., Oka, F. (1982):
 "Constitutive equation for normally consolidated clays based on elasto-viscoplasticity".
 Soils and Foundations 22: 57-70.

- [30] Adachi, T., Oka, F., Mimura, M. (1988):
"Flow analysis of clay layer due to berth construction".
Proc. 6th Int. Conf. Num. Meth. Geomech., 1988, pp. 697-704.
- [31] Schiffman. R. L, and Arya. S. K. (1977):
"One- dimensional consolidation", in Desai. C.S and Christian. J. T (eds), Numerical
Methods in Geotechnical Engineering.
McGraw-Hill, New York, 1977, pp. 364-398.
- [32] Desai. C. S, Kuppusamy. T, Koutsoftas. D. C, and Janardhanamm. R. (1979):
"A onedimensional finite element procedure for nonlinear consolidation",
Proc. 3rd Int. Conf.Num. Meth. in Geomech., 1979, pp. 143-148.
- [33] Brinkgreve, R.B.J (1994):
"Geomaterial models and numerical analysis of softening".
Doctoral thesis, Faculty of Civil Engineering, Delft University of Technology.
- [34] Butterfield, R. (1979):
"A natural compression law for soils (an advance on e-log p)".
Geotechnique 29:469-480.
- [35] Vermeer P.A., Stolle D.F.E., Bonnier P.G., (1997):
"From the classical theory of secondary compression to modern creep".
Computer Methods and Advances in Geomechanics, Vol. 4, Wuhan 1997,
- [36] Plaxis; Experienced Plaxis Users, 25, 26, 27 and 28 March 2001.
PLAXIS; Finite Element Code for soil and rock analyses, Version 7, A.A.
BALKEMA/ROTTERDAM/BROOKFIELD/1998.
- [37] Skempton AW (1944)
Notes on the compressibility of clays. Quarterly Journal of
Geotechnical Society, London, pp 119 – 135
- [38] Terzaghi K, Peck RB (1948, 1961, 1967)
Soil mechanics in engineering practice. 2nd edn,
John Wiley and Sons, New York
- [39] Koppula SD (1981)
Stastical estimation of compression index. ASTM Geotechnical Testing
Journal 4-2, pp 68 – 73
- [40] Bowles JE (1984)
Physical and geotechnical properties of soils. McGraw Hill Co. Inc.,New York

[41] Scherzinger T (1991)

Materialverhalten von Seetonen - Ergebnisse von Laboruntersuchungen und ihre Bedeutung für das Bauen in weichem Baugrund.

P.h D. thesis, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 122

[42] Klobe B (1992)

Eindimensionale Kompression und Konsolidation und darauf basierende Verfahren zur Setzungsprognose. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 128