

République Algérienne Démocratique et Populaire



Ministère de l'enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique

LMGCE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département de Génie Civil

Thèse de Doctorat en Génie Civil

Présentée par :
Mme Souâd SEBAI

Ingénieur d'état en Génie Civil de l'ENP
Magister en Génie Civil de l'ENP

Intitulée

**Approche combinée probabiliste et moindre
résidu d'évaluation du coefficient
de consolidation des sols**

Soutenue publiquement le : 01 décembre 2016

Devant le jury composé de :

Président :	M. Abderrahim BALI	Professeur	ENP – Alger
Rapporteur :	M. Smain BELKACEMI	Professeur	ENP – Alger
Examineurs :	Mme Meriem MORSLI	Professeur	ENP – Alger
	M. Ramdane BAHAR	Professeur	USTHB - Alger
	M. Bachir MELBOUCI	Professeur	UMM – Tizi Ouzou
	M. Tahar MESSAFER	MC « A »	UMB – Boumerdes

ENP 2016

République Algérienne Démocratique et Populaire



Ministère de l'enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique

LMGCE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département de Génie Civil

Thèse de Doctorat en Génie Civil

Présentée par :
Mme Souâd SEBAI

Ingénieur d'état en Génie Civil de l'ENP
Magister en Génie Civil de l'ENP

Intitulée

**Approche combinée probabiliste et moindre
résidu d'évaluation du coefficient
de consolidation des sols**

Soutenue publiquement le : 01 décembre 2016

Devant le jury composé de :

Président :	M. Abderrahim BALI	Professeur	ENP – Alger
Rapporteur :	M. Smain BELKACEMI	Professeur	ENP – Alger
Examineurs :	Mme Meriem MORSLI	Professeur	ENP – Alger
	M. Ramdane BAHAR	Professeur	USTHB - Alger
	M. Bachir MELBOUCI	Professeur	UMM – Tizi Ouzou
	M. Tahar MESSAFER	MC « A »	UMB – Boumerdes

ENP 2016

أعوذ بالله من الشيطان الرجيم

(الحمد لله الذي هدانا لهذا و ما كنا لنهتدي

لولا أن هدانا الله)

الآية 41 - سورة الأعراف

A la mémoire de

Ma mère, éternelle source d'amour et de tendresse

Mon frère Souleimène

Ma-Meriem Berrefas

Merci à

ALLAH, le Tout Puissant Clément et Miséricordieux.

Pr. A. Bali, pour m'avoir fait un grand honneur de présider encore une fois le jury de ma soutenance.

Pr. S. Belkacemi, que je ne saurais remercier fidèlement pour m'avoir éclairée avec ses idées lumières et sa clarté d'esprit pendant toutes ces années de travail. Sa sagesse, son savoir et son engagement pour les rangs supérieurs m'ont inspirée et motivée.

Pr. M. Morsli, pour sa grande générosité à accepter d'examiner le présent travail,

Pr. R. Bahar, Pr. B. Melbouci et Dr. T. Messafer à qui j'exprime ma profonde gratitude pour avoir consacré de leurs précieux temps à examiner le présent travail.

Mon père, pour tous ses sacrifices.

Lylya, ma sœur, pour avoir semé en moi cet engouement et cette passion pour les études. Son aide, sa bienveillance, ses encouragements auront marqué toute ma vie.

Mon mari, pour son soutien sans faille.

Adra Kenza, ma fille, pour sa patience, elle qui aurait voulu m'arracher à chaque fois que j'étais devant le micro.

Assia, Mahmoud, Lotfi et Soumia, mes sœurs et frères, inlassables soutiens.

Tous les opérateurs pour avoir effectué le travail qui a permis l'élaboration de l'étude statistique dans le présent travail.

Grands HONNEURS et GRATITUDES à tous les enseignants, depuis le primaire, qui nous ont formés avec beaucoup de patience, de dévouement et de sacrifice.

ملخص

ان التنبؤ الصحيح لسرعة ترسب التربة يتوقف على طريقة موثوقة لحساب معامل الترسب و نهاية مرحلة الترسب الأولى ومن أجل هذا قمنا بدراسة إحصائية بغية البحث في مدى مصداقية الطريقتين النموذجيتين $\log(t)$ و $t^{1/2}$ في حساب معامل الترسب (c_v).

الدراسة الإحصائية وضعت من أجل تحديد الأخطاء العشوائية والمنهجية المتعلقة بكل طريقة و قد بينت أن طريقة $\log(t)$ هي أكثر مصداقية في حساب معامل الترسب (c_v) و أن الأخطاء المنهجية والعشوائية في حساب (c_v) بطريقة $\log(t)$ تساوي على الأكثر 3% و 31% على الترتيب أما التي تنجم عن طريقة $t^{1/2}$ فهي ترتفع الى مستوى 24% و 71% على الترتيب.

ولتفادي الأخطاء المتعلقة بمثل هذه الطرق البيانية طورنا برنامجا FORTRAN لحساب المعامل (c_v) يعمل على موافقة نظرية الترسب الأولي ل Terzaghi مع بيانات تجربة الترسب ب: oedometre و ذلك باستعمال الطريقة الاحتمالية و طريقة تخفيض الحد الأدنى للأخطاء المتبقية SSR. سمحت هذه الطريقة الجديدة بحساب دقيق و موثوق لمعامل الترسب و زمن إنتهاء الترسب الأولي و سمحت أيضا بتقويم الطريقتين $\log(t)$ و $t^{1/2}$ **الكلمات الدليلية:** معامل الترسب الأولي طريقة $\log(t)$ طريقة $t^{1/2}$ خطأ عشوائية و منهجية خبرة المستعمل احتمالات الأخطاء الدنيا

Abstract

Accurate prediction of the rate of consolidation settlement is dependent upon a reliable method of determining the coefficient of consolidation (c_v) and the time to end primary consolidation of the natural soil. For this purpose a statistical experiment is performed to investigate the accuracy of standard methods, Casagrande $\log(t)$ and Taylor $t^{1/2}$ methods, in evaluating consolidation coefficient. The statistical experiment was designed to quantify random and systematic errors associated with each procedure in order to find which method is most likely to lead to a representative value. The effect of the scale at which the consolidation data are plotted and the operator experience with the two graphical methods is also examined.

The statistical analysis showed that values of consolidation coefficient obtained with $\log(t)$ method are more reliable than those obtained with $t^{1/2}$ method. The systematic and random errors on the coefficient of consolidation associated with the $\log(t)$ method are at most respectively in the order of 2.6% and 31% while for the $t^{1/2}$ method, they are respectively of 24.3% and 71%.

To circumvent errors associated with graphical procedures in evaluating c_v , a FORTRAN program has been developed to determine the best fit of laboratory consolidation test data using a combination of a probabilistic method and a minimization of the sum of squared residual (SSR) method. The proposed computer procedure does not use any particular point on the time-settlement curve. The program uses ranges of probable values of d_0 , d_{100} and c_v . For each set of values d_0 , d_{100} and c_v selected in a random manner the SSR is computed. The set of values with the smallest SSR is considered as the best fit. This procedure leads to a suitable reference values of the coefficient of consolidation and the end of primary consolidation, and permits, an assessment of the accuracy of classical graphical $\log(t)$ and $t^{1/2}$ procedures.

Key Words: Consolidation coefficient, primary consolidation, log of time method, square root of time method, random and systematic errors, Operator's experience, probabilistic, least squares.

Résumé

Une bonne prévision du taux de tassement de consolidation repose entièrement sur une méthode fiable pour déterminer le coefficient de consolidation (c_v) et la fin de la consolidation primaire de sols. A cet effet, une étude statistique est effectuée dans le but d'investiguer la performance des méthodes standards, $\log(t)$ et $t^{1/2}$, dans l'évaluation de c_v . L'étude statistique a été élaborée pour quantifier les erreurs aléatoires et systématiques associées à chacune des deux procédures dans le but de trouver la méthode qui aboutirait à la valeur la plus représentative. Les deux méthodes étant des procédures purement graphiques, l'effet de l'échelle à laquelle est tracé la courbe de consolidation ainsi que l'expérience de l'opérateur avec les deux méthodes sont examinées.

L'analyse statistique a montré que le coefficient de consolidation évalué avec la méthode $\log(t)$ est plus fiable que celui évalué avec la méthode $t^{1/2}$. Les erreurs systématiques et aléatoires sur le coefficient de consolidation sont au plus égales à 3% et 31% respectivement concernant la méthode $\log(t)$ alors qu'elles s'élèvent à 24% et 71% respectivement, pour la méthode $t^{1/2}$.

Afin de contourner les erreurs liées aux procédures graphiques dans l'évaluation de c_v , un code de calcul est développé pour effectuer l'ajustement idéal de la courbe de consolidation expérimentale par combinaison de méthode probabiliste et minimisation de la somme des carrés des résidus (SSR). La méthode proposée n'utilise aucun point particulier de la courbe de consolidation. Le code de calcul utilise des intervalles de valeurs probables de d_0 , de d_{100} et de c_v . Pour chacun des triplets de valeurs de d_0 , d_{100} et c_v sélectionnées de manière aléatoire, la somme des carrés des résidus (SSR) est calculée. Le triplet qui minimise SSR est considéré comme paramètres donnant le lissage idéal de la courbe de consolidation. Cette procédure aboutit à des valeurs de référence très correctes de c_v et de la fin de la consolidation primaire, elle a permis l'évaluation, à travers une étude statistique, de la performance des méthodes classiques $\log(t)$ et $t^{1/2}$.

Mots clés: Coefficient de consolidation, consolidation primaire, méthode du logarithme du temps, méthode de la racine carrée du temps, erreurs aléatoires et systématiques, expérience de l'opérateur, probabiliste, moindres carrés.

Table des matières

	Page
Liste des Figures	10
Liste des Tableaux	16
Liste des Symboles	17
CHAPITRE I	
INTRODUCTION GENERALE	20
CHAPITRE II	
SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR L'EVALUATION DU COEFFICIENT DE CONSOLIDATION	23
II.1 – Aspects généraux de la théorie de consolidation unidimensionnelle de <i>Terzaghi</i>	24
II.1.1 – Phénomène de la consolidation	24
II.1.2 – Théorie de la consolidation unidimensionnelle de <i>Terzaghi</i>	27
II.1.3 – Compression secondaire	33
II.2 – Essai de consolidation au laboratoire	35
II.2.1 – Principe de l'essai	35
II.2.2 – Déroulement de l'essai	36
II.3 – Evaluation du coefficient de consolidation	36
II.3.1 – Méthode du logarithme du temps de <i>CASAGRANDE</i> (Casagrande et Fadum 1940)	40
II.3.2 – Méthode de la racine carrée du temps de <i>TAYLOR</i> (1948)	42
II.3.3 – Réflexions sur les deux méthodes standards $\log(t)$ et $t^{1/2}$	43
II.3.4 – Méthode de la pente maximale de <i>Su</i>	46
II.3.5 – Méthode analytique (" <i>Analytical method</i> " – Sivaram et Swamee 1977)	47
II.3.6 – Méthode de la vitesse - " <i>Velocity Method</i> " (Parkin 1978)	49
II.3.7 – Méthode hyperbole équilatérale – " <i>Rectangular Hyperbola Method</i> " (Sridharan et al. 1987)	53
II.3.8 – Méthode du Logarithme du Temps Révisée – " <i>Revised Logarithm of Time Fitting Method</i> " , Robinson et Allam 1996)	55
II.3.9 – Méthode du Point d'Inflexion (" <i>Inflection Point Method</i> ")	56
II.3.10 – Autres méthodes d'évaluation de c_v	58
II.3.11 – Coefficient de consolidation à partir de mesure de perméabilité	60
II. 4 – Facteurs affectant l'évaluation du coefficient de consolidation	60
II.5 – Corrélations empiriques entre le coefficient de consolidation c_v et les caractéristiques physiques des sols	65
II. 6 – Valeurs typiques du coefficient de consolidation	68
II. 7 – Observations de la vitesse de consolidation in-situ	68
II. 8 – Conclusions	73

	Page
CHAPITRE III	
INCERTITUDES SUR L’EVALUATION DU COEFFICIENT DE CONSOLIDATION	76
III.1– Méthodologie	77
III.2– Erreurs Aléatoires et Systématiques	79
III.3 – Coefficient de Variation	85
III.4 – Effet de la taille du graphe	86
III.5 – Effet de l’expérience de l’opérateur	87
III.6 – Conclusions	90
CHAPITRE IV	
DEVELOPPEMENT DE LA NOUVELLE METHODE D’EVALUATION DU COEFFICIENT DE CONSOLIDATION	91
IV.1– Présentation de la nouvelle méthode numérique <i>LR</i>	92
IV.1.1– Adaptation de la nouvelle approche <i>LR</i> aux méthodes $\log(t)$ et $t^{1/2}$	93
IV.2 – Validation du code de calcul intégrant la méthode <i>LR</i>	94
IV.2.1 – Cas 1: Reproduire les valeurs théoriques de c_v	94
IV.2.2 – Cas 2 : Exemple de Taylor (1948)	96
IV.3 – Evaluation graphique du coefficient de consolidation	99
IV.3.1 – Méthodologie, analyses des données et résultats	99
IV.4 – Evaluation du coefficient de consolidation optimal	108
IV.5 – Calcul du coefficient de consolidation pour des argiles sensibles	131
IV.5.1 – Argile molle glaciaire (Peck et al., 1974)	131
IV.5.2 – Argile sensitive de Leda (Olson, 1983)	133
IV.6 – Conclusions	136
CHAPITRE V	
CONCLUSION GENERALE	138
Références	142
Annexe A	
Fiche Signalétique et courbes de consolidation synthétiques présentées en format A4/2	149
Annexe B	
Données de consolidation – Argile silteuse beige	155

Liste des Tableaux

Tableau	Légende
Tableau II.1	– Valeurs typiques de l'indice de la compression secondaire (Lambe et Whitman 1969)
Tableau II.2	– Classification de sols sur la base de la compressibilité secondaire (Terzaghi et al. 1996)
Tableau II.3	– Variation du coefficient de consolidation $c_v \times 10^{-4}$ cm ² /min avec les incréments de pression pour des échantillons d'argiles surconsolidée et normalement consolidée (Sridharan et Chandrakaran 1992)
Tableau II.4	– Variation relative de c_v avec la température
Tableau II.5	– Valeurs typiques du coefficient de consolidation (Lambe et Whitman 1969)
Tableau II.6	– Valeurs typiques du coefficient de consolidation c_v (Holtz et Kovacs 1981).
Tableau II.7	– Comparaison entre les coefficients de consolidation déterminés au laboratoire et déduits à partir d'analyses de tassements de remblais tel qu'observés par <i>Leroueil</i> (1987)
Tableau III.1	– Valeurs théoriques du coefficient de consolidation utilisées comme référence (c_v réel)
Tableau III.2	– Statistiques sur les estimations du coefficient de consolidation c_v
Tableau IV.1	– Paramètres de consolidation déterminés par les méthodes <i>LR</i> , $\log(t)$ et $t^{1/2}$ en utilisant <i>LR software</i> et valeurs théoriques de c_v
Tableau IV.2	– Paramètres de consolidation estimés graphiquement par <i>D.W. Taylor</i> et déterminés par les méthodes <i>LR</i> , $\log(t)$ et $t^{1/2}$ en utilisant <i>LR software</i>
Tableau IV.3	– Statistiques sur les estimations de c_v par les opérateurs pour les vingt paliers de charge, argile silteuse beige
Tableau A.1	– Valeurs de T_v pour différents degrés de consolidation U_{moy}
Tableau C.1	– Données relatives à l'essai de compressibilité/consolidation sur l'échantillon d'argile silteuse beige
Tableau C.2	– Exemple de feuille de calculs relative à l'essai de compressibilité/consolidation sur l'échantillon d'argile silteuse – Calculs effectués par l'auteur

Liste des Figures

Figure	Légende
Figure II.1	– Analogie du ressort appliquée au phénomène de la consolidation
Figure II.2	– Transfert graduel de la charge de l'eau au squelette solide
Figure II.3	– Variation du degré de consolidation $U(z,t)$ en fonction de la profondeur adimensionnelle (z/H_d) pour le cas d'une distribution initiale uniforme de la pression interstitielle.
Figure II.4	– Courbes du degré moyen de consolidation U_{moy} en fonction du facteur temps T_v
Figure II.5	– Consolidation primaire et compression secondaire
Figure II.6	– Courbe typique temps-tassement de sol
Figure II.7	– Effet de la durée de maintien du chargement sur la compression secondaire
Figure II.8	– Cellules oedométriques
Figure II.9	– Courbe théorique de consolidation et courbe expérimentale caractéristique
Figure II.10	– Courbes expérimentale de tassement en fonction du temps
Figure II.11	– Illustration de la méthode graphique de logarithme du temps de <i>Casagrande</i>
Figure II.12	– Illustration de la méthode graphique de la racine carrée du temps de <i>Taylor</i>
Figure II.13	– Variation du coefficient de consolidation c_v en fonction de la pression effective - boue de la baie de San Francisco
Figure II.14	– Comparaison entre les valeurs de c_v obtenues en utilisant les méthodes $\log(t)$ de <i>Casagrande</i> et $t^{1/2}$ de <i>Taylor</i> ($c_v C$ en fonction de $c_v T$)
Figure II.15	– Schéma illustrant la méthode de <i>Su</i> pour la détermination de c_v
Figure II.16	– Diagramme de l'erreur (Sivaram et Swamee 1977)
Figure II.17	– Vitesse de consolidation théorique (<i>Velocity Method</i>)
Figure II.18	– Diagramme de la vitesse de tassement obtenu à partir d'un essai oedométrique (Parkin 1978)
Figure II.19	– Caractéristiques générales d'une courbe de vitesse de tassement expérimentale (Patric et al. 1985)
Figure II.20	– Méthode " <i>Rectangular Hyperbola</i> " (Sridharan et al. 1987)
Figure II.21	– Courbe typique $\delta - \log t$ illustrant la construction pour localiser $t_{22.14}$ (Robinson et Allam 1996)
Figure II.22	– $dU_{moy}/d\log(T_v)$ en fonction du facteur temps T_v (Robinson 1997)
Figure II.23	– Courbes $U_{moy}(T_v)$ et $U_{moy}(T_v)/U_{moy}(NT_v)$ en fonction de T_v (Scott 1961)
Figure II.24	– Coefficient de consolidation en fonction de la contrainte effective σ'_v pour différents sols – c_v calculé à partir de mesures de k (Terzaghi et al. 1996)
Figure II.25	– Variation typique du coefficient de consolidation avec la pression de consolidation (Lambe et Whitman 1969)
Figure II.26	– Effet de la durée de maintien du chargement sur la compression secondaire (Bjerrum, 1967)
Figure II.27	– Effet du rapport d'incrément de charge <i>LIR</i> sur la forme de la courbe temps- tassement – Argile non remaniée de Mexico City (Leonards et Altschaeffl 1964)

Figure	Légende
Figure II.28	– Corrélations approximatives entre c_v et la limite de liquidité (US Army Corps of Engineers 1990)
Figure II.29	– Analyse de tassements par la méthode d'Asaoka, (a) courbe de tassement, (b) la construction d'Asaoka (Asaoka 1978)
Figure II.30	– Estimation de la valeur de c_v in-situ (Folkes et Crooks 1985)
Figure II.31	– Comparaison entre le coefficient de consolidation in-situ et de laboratoire (Olson 1986)
Figure III.1	– Courbes de consolidation temps-tassement générées à travers la théorie de consolidation de Terzaghi pour les quatre valeurs théoriques du coefficient de consolidation (c_v réel)
Figure III.2	– Valeurs extrêmes (max et min) et valeurs moyennes de c_v estimé / c_v réel par les deux méthodes graphiques $\log(t)$ et $t^{1/2}$
Figure III.3	– Distribution des fréquences de (c_v estimé / c_v réel) pour les quatre valeurs de c_v réel et les deux méthodes graphiques $\log(t)$ et $t^{1/2}$
Figure III.4	– Comparaison des valeurs de c_v estimé / c_v réel par les deux méthodes graphiques $\log(t)$ et $t^{1/2}$
Figure III.5	– Pourcentage des valeurs de (c_v estimé / c_v réel) inférieures à l'unité pour les deux méthodes graphiques $\log(t)$ et $t^{1/2}$
Figure III.6	– Ecart type / c_v réel en fonction de la valeur de c_v réel ; a) méthode $\log(t)$; b) méthode $t^{1/2}$
Figure III.7	– Coefficient de variation des valeurs estimées de c_v ; a) méthode $\log(t)$, b) méthode $t^{1/2}$
Figure III.8	– Effet de la taille du graphe sur les valeurs moyennes de c_v ; a) méthode $\log(t)$, b) méthode $t^{1/2}$
Figure III.9	– Effet de l'expérience de l'opérateur sur les estimations de c_v ; a) méthode $\log(t)$; b) méthode $t^{1/2}$
Figure III.10	– Comparaison des estimations de c_v par les méthodes $\log(t)$ et $t^{1/2}$ – Opérateurs à expérience élevée (HE)
Figure IV.1	– Illustration schématique de la nouvelle méthode proposée LR
Figure IV.2	– Organigramme du code de calcul développé LR software intégrant la méthode LR et les méthodes à point fixe $\log(t)$ et $t^{1/2}$
Figure IV.3	– Paramètres de consolidation déterminés par D.W. Taylor sur des données de consolidation oedométrique en utilisant les deux méthodes graphiques $t^{1/2}$ et $\log(t)$ (Taylor 1948)
Figure IV.4	– Comparaison entre les courbes de consolidation générées en utilisant les valeurs de c_v déterminées graphiquement par D.W. Taylor (1948) et celles générées en utilisant c_v optimal déterminées par les méthodes LR, $\log(t)$ et $t^{1/2}$ en utilisant LR software
Figure IV.5	– Courbe de compressibilité à l'oedomètre, argile silteuse beige
Figure IV.6	– Pourcentage des valeurs de $c_v t^{1/2} / c_v \log(t)$ supérieures à l'unité pour les vingt paliers de chargement/déchargement – Argile silteuse
Figure IV.7	– (a) Données expérimentales et courbes d'ajustement idéal générées par LR software ; (b) Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; (c) Paramètres optimaux ; Palier de chargement 1 ; Argile silteuse beige

Figure	Légende
Figure IV.8	– (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par <i>LR</i> software ; (b) Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; (c) Paramètres optimaux ; Palier de chargement 2 ; Argile silteuse beige.
Figure IV.9	– (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par <i>LR</i> software ; (b) Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; (c) Paramètres optimaux ; Palier de chargement 3 ; Argile silteuse beige.
Figure IV.10	– (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par <i>LR</i> software ; (b) Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; (c) Paramètres optimaux ; Palier de chargement 4 ; Argile silteuse beige.
Figure IV.11	– (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par <i>LR</i> software ; (b) Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; (c) Paramètres optimaux ; Palier de chargement 5 ; Argile silteuse beige.
Figure IV.12	– (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par <i>LR</i> software ; (b) Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; (c) Paramètres optimaux ; Palier de chargement 6 ; Argile silteuse beige.
Figure IV.13	– (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par <i>LR</i> software ; (b) Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; (c) Paramètres optimaux ; Palier de chargement 7 ; Argile silteuse beige.
Figure IV.14	– (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par <i>LR</i> software ; (b) Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; (c) Paramètres optimaux ; Palier de chargement 8 ; Argile silteuse beige.
Figure IV.15	– (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par <i>LR</i> software ; (b) Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; (c) Paramètres optimaux ; Palier de chargement 9 ; Argile silteuse beige.
Figure IV.16	– (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par <i>LR</i> software ; (b) Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; (c) Paramètres optimaux ; Palier de chargement 10 ; Argile silteuse beige.
Figure IV.17	– (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par <i>LR</i> software ; (b) Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; (c) Paramètres optimaux ; Palier de chargement 11 ; Argile silteuse beige.
Figure IV.18	– (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par <i>LR</i> software ; (b) Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; (c) Paramètres optimaux ; Palier de chargement 12 ; Argile silteuse beige.
Figure IV.19	– (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par <i>LR</i> software ; (b) Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; (c) Paramètres optimaux ; Palier de chargement 13 ; Argile silteuse beige.

Figure

Légende

- Figure IV.20** – (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par *LR software* ; (b) Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; (c) Paramètres optimaux ; Palier de chargement 14 ; Argile silteuse beige.
- Figure IV.21** – (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par *LR software* ; (b) Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; (c) Paramètres optimaux ; Palier de chargement 15 ; Argile silteuse beige.
- Figure IV.22** – (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par *LR software* ; (b) Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; (c) Paramètres optimaux ; Palier de chargement 16 ; Argile silteuse beige.
- Figure IV.23** – (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par *LR software* ; (b) Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; (c) Paramètres optimaux ; Palier de chargement 17 ; Argile silteuse beige.
- Figure IV.24** – (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par *LR software* ; (b) Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; (c) Paramètres optimaux ; Palier de chargement 18 ; Argile silteuse beige.
- Figure IV.25** – (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par *LR software* ; (b) Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; (c) Paramètres optimaux ; Palier de chargement 19 ; Argile silteuse beige.
- Figure IV.26** – (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par *LR software* ; (b) Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; (c) Paramètres optimaux ; Palier de chargement 20 ; Argile silteuse beige.
- Figure IV.27** – Variation de la somme des carrés des résidus (*SSR*) en fonction des lectures micrométriques d_0 et d_{100} , paliers de chargement 5, 9, 11 et 14 – Argile silteuse
- Figure IV.28** – Variation de la somme des carrés des résidus (*SSR*) en fonction de c_v pour les trois méthodes *LR*, $\log(t)$ et $t^{1/2}$; paliers de chargement 5, 9, 11 et 14 – Argile silteuse beige.
- Figure IV.29** – Valeurs optimales de c_v par *LR log(t)* et $t^{1/2}$ – obtenues par *LR software* et intervalles des estimations graphiques de c_v en utilisant les méthodes $\log(t)$ et $t^{1/2}$ en fonction de la contrainte effective moyenne pour les vingt paliers de chargement, argile silteuse beige.
- Figure IV.30** – (a) Données expérimentales de consolidation (Peck et al., 1974) et courbes d’ajustement idéal générées par *LR software* ; (b) paramètres de consolidation d’ajustement idéal ; Argile molle glaciaire.
- Figure IV.31** – Variation de la somme des carrés des résidus (*SSR*) et de c_v en fonction de d_0 et d_{100} pour la méthode *LR* ; Argile molle glaciaire
- Figure IV.32** – Variation de la somme des carrés des résidus (*SSR*) en fonction de d_0 et d_{100} – méthode *LR* ; Argile molle glaciaire
- Figure IV.33** – (a) Courbe de compressibilité ($\sigma' - e$) ; (b) Données expérimentales de consolidation (Olson, 1983) et courbes d’ajustement idéal générées par *LR software* ; (c) paramètres d’ajustement idéal ; Argile sensitive de Leda.

Figure**Légende**

-
- Figure IV.34** – Variation de la somme des carrés des résidus *SSR* en fonction de d_0 et d_{100} – méthode *LR* ; Argile sensitive de Leda
- Figure IV.35** – Variation du coefficient de consolidation c_v en fonction de d_0 et d_{100} – méthode *LR* ; Argile sensitive de Leda
- Figure A.1** – Courbe de consolidation logarithme du temps-tassement associée à $c_v = 0.0024 \text{ cm}^2/\text{min}$ – *Méthode logarithme du temps*
- Figure A.2** – Courbe de consolidation logarithme du temps-tassement associée à $c_v = 0.0096 \text{ cm}^2/\text{min}$ – *Méthode logarithme du temps*
- Figure A.3** – Courbe de consolidation logarithme du temps-tassement associée à $c_v = 0.0384 \text{ cm}^2/\text{min}$ – *Méthode logarithme du temps*
- Figure A.4** – Courbe de consolidation logarithme du temps-tassement associée à $c_v = 0.1536 \text{ cm}^2/\text{min}$ – *Méthode logarithme du temps*
- Figure A.5** – Courbe de consolidation racine carrée du temps-tassement associée à $c_v = 0.0024 \text{ cm}^2/\text{min}$ – *Méthode racine carrée du temps*
- Figure A.6** – Courbe de consolidation racine carrée du temps-tassement associée à $c_v = 0.0096 \text{ cm}^2/\text{min}$ – *Méthode racine carrée du temps*
- Figure A.7** – Courbe de consolidation racine carrée du temps-tassement associée à $c_v = 0.0384 \text{ cm}^2/\text{min}$ – *Méthode racine carrée du temps*
- Figure A.8** – Courbe de consolidation racine carrée du temps-tassement associée à $c_v = 0.1536 \text{ cm}^2/\text{min}$ – *Méthode racine carrée du temps*

Liste des Symboles

Symbole	Désignation
ACT	: Activité
a_v	: Coefficient de compressibilité
COV	: Coefficient de variation
c_v	: Coefficient de consolidation
$c_v \text{ estimé}$: Coefficient de consolidation estimé
$c_v \text{ réel}$: Valeur cible (théorique) du coefficient de consolidation
$c_v \text{ optimal}$: Coefficient de consolidation optimal déterminé par la méthode <i>LR</i> ou les méthodes $\log(t)$ et $t^{1/2}$ adaptées-- en utilisant <i>LR software</i>
$c_v \log(t)$: Coefficient de consolidation estimé par la méthode $\log(t)$ de <i>Casagrande</i>
$c_v t^{1/2}$: Coefficient de consolidation estimé par la méthode $t^{1/2}$ de <i>Taylor</i>
C_a	: Indice de compression secondaire
d_0	: Lecture micrométrique initiale au temps $t=0$
d_{50}	: Lecture micrométrique correspondant à $U_{moy} = 50\%$
d_{90}	: Lecture micrométrique correspondant à $U_{moy} = 90\%$
d_{100}	: Lecture micrométrique correspondant à la fin de la consolidation primaire, $U_{moy} = 100\%$
d_U	: lecture micrométrique correspondant à n'importe quel degré de consolidation moyen U_{moy}
e	: Indice des vides
e_f	: Indice des vides final
e_0	: Indice des vides initial
e_L	: Indice des vides à l'état limite de liquidité
G_s	: Poids spécifique des grains solides
H	: Hauteur de l'échantillon
H_d	: longueur maximale du chemin de drainage
H_0	: Epaisseur initiale de l'échantillon de sol avant chargement.
HE	: Opérateurs à expérience élevée
k	: Coefficient de perméabilité
I_L	: Indice de liquidité
I_p	: Indice de plasticité
I_s	: Indice de retrait

Symbole

Désignation

d_j	: $j^{\text{ième}}$ mesure expérimentale du tassement
\hat{d}_j	: estimation théorique de la $j^{\text{ième}}$ valeur mesurée
LE	: Opérateurs à expérience faible
LR	: Méthode des moindres résidus – <i>Least Residuals Method</i>
LIR	: Rapport d'incrément de charge (Load Increment Ratio)
$\log(t)$: Méthode du logarithme du temps de <i>Casagrande</i>
m_v	: Coefficient de compressibilité volumique
ME	: Opérateurs à expérience moyenne
N	: Nombre de mesures considéré
s_c	: Tassement de consolidation
s_i	: Tassement immédiat
s_s	: Tassement secondaire
s_t	: Tassement total
S_r	: Degré de saturation
SSR	: Somme des carrés des résidus
S_t	: Tassement moyen au temps t
S_u	: Tassement ultime
t	: Temps
t_{45}	: Temps correspondant à 45% de consolidation primaire
t_{50}	: Temps correspondant à 50% de consolidation primaire
t_{90}	: Temps correspondant à 90% de consolidation primaire
t_p	: Temps correspondant à la fin de la consolidation primaire
dt	: Période de temps infinitésimale
$t^{1/2}$: Méthode de la racine carrée du temps de <i>Taylor</i>
t_U	: Temps correspondant au degré de consolidation moyen U_{moy}
T_v	: Facteur temps
$(T_v)_U$: Facteur temps correspondant au degré de consolidation moyen U_{moy}
u_i	: Surpression interstitielle
u_0	: Pression interstitielle initiale
U	: Degré de consolidation
U_{moy}	: Degré moyen de consolidation
\dot{U}_{moy}	: la vitesse de consolidation théorique
z	: Profondeur

Symbole	Désignation
δ	: Compression de l'échantillon lors d'un essai de consolidation à l'oedomètre- différence de deux lectures micrométriques
$\dot{\delta}$: Vitesse de déformation expérimentale
γ_w	: Poids volumique de l'eau
Δe	: Variation de l'indice des vides
$\Delta\sigma$: Variation de la contrainte due à la charge appliquée
σ'	: Contrainte verticale effective
ω_L	: Limite de liquidité

Chapitre I

Introduction Générale

Les tassements des structures reposant sur des dépôts de sols argileux peuvent se déclencher lentement puis s'amplifier pour atteindre des proportions considérables. A cause du temps écoulé entre la réalisation d'une construction et l'apparition des fissures dans cette construction, ces tassements ont longtemps été considérés comme provenant d'une origine mystérieuse. Les premiers efforts qui ont réussi à expliquer ce phénomène scientifiquement sont dus à *Karl Terzaghi* en 1919.

En 1923, *K. Terzaghi* établit sa théorie de consolidation unidimensionnelle, cette théorie est un modèle fondamental et incontournable pour l'estimation du temps de consolidation. Le coefficient de consolidation c_v , est le seul paramètre qui fait intervenir les propriétés géotechniques liées à la vitesse de consolidation et est de ce fait, un paramètre clé dans la résolution de l'équation de consolidation de *Terzaghi*. L'évaluation du coefficient de consolidation s'effectue par ajustement de la courbe de consolidation, obtenue dans un essai expérimental oedométrique, à la théorie de consolidation unidimensionnelle de *Terzaghi*. Cet ajustement est en réalité, une tâche qui n'est pas simple étant donné que la solution théorique est constituée d'une infinité de termes.

Le coefficient de consolidation peut être fortement influencé par des facteurs comme le remaniement, le rapport de l'incrément de charge, la minéralogie des sols, la plasticité du sol, l'histoire des contraintes, la procédure de l'essai – *incrémentale, chargement à vitesse constante, essai à gradient contrôlé*, mais aussi des méthodes de détermination de la valeur du coefficient de consolidation c_v .

La littérature présente bon nombre de méthodes d'estimation du coefficient de consolidation, mais les méthodes les plus répandues et les plus utilisées sont incontestablement la méthode du logarithme du temps de *Casagrande* (Casagrande et Fadum, 1940) et la méthode de la racine carrée du temps de *Taylor* (Taylor, 1948). Des méthodes alternatives (Sridharan et al. 1987, Robinson et Allam 1996, Mesri et al. 1999, Feng et Lee 2001, Chan 2003 et Singh 2007) ont été développées dans le but de simplifier ou de numériser la technique d'ajustement ou alors développées pour des procédures spécifiques d'essais au laboratoire. Cependant pour asseoir la validité de ces méthodes, leurs résultats étaient toujours comparés à ceux des deux méthodes, $\log(t)$ et $t^{1/2}$ considérées comme méthodes de référence.

Bien que les méthodes $\log(t)$ et $t^{1/2}$ semblent équivalentes, toute la littérature s'accorde à dire que la méthode $t^{1/2}$ aboutit à des valeurs de c_v , supérieures à celles fournies par la méthode $\log(t)$ (Lambe et Whitman 1969, Holtz et Kovacs 1981, Sridharan et al. 1987, US army Corps of Engineers 1990, Feng et Lee 2001, Chan 2003, Das 2008, Shukla et al. 2009, Abuel-Naga et Pender 2012). Les coefficients de consolidation évalués par la méthode $t^{1/2}$ sont de un à cinq fois ceux évalués par la méthode $\log(t)$ (Leroueil 1987, Duncan 1993). Des différences dans les valeurs estimées de c_v induisent des différences dans l'estimation du temps de consolidation. La fiabilité et la cohérence des méthodes $\log(t)$ et $t^{1/2}$ n'a jamais pu être évaluée du fait que la valeur réelle de c_v n'est pas connue.

L'évaluation des incertitudes sur les paramètres du sol est un impératif dans toute analyse de fiabilité et de risque en géotechnique. L'incertitude sur le temps de consolidation est directement liée à la quantification de l'incertitude sur le coefficient de consolidation. Comme toutes les méthodes connues pour la détermination de c_v sont essentiellement graphiques, une évaluation objective de la sensibilité de la procédure vis-à-vis de certains facteurs liés à la construction graphique associée à la méthode, est nécessaire.

Une étude statistique est conduite dans le but de cerner la fiabilité des deux méthodes standards, $\log(t)$ et $t^{1/2}$, à évaluer le coefficient de consolidation. La démarche adoptée a pour objectif de donner réponses aux questions suivantes : quelle procédure fournit la valeur de c_v la plus représentative ? Quelles sont les erreurs aléatoire et systématique associées à chacune des procédures ? L'échelle du graphe représentant la courbe de consolidation a-t-elle un effet sur la valeur estimée de c_v ? Et enfin, à quel point l'opérateur doit-il être familiarisé avec la procédure pour estimer correctement le coefficient de consolidation ? Ces questions trouveront réponse dans le chapitre III.

Afin de contourner les erreurs qui peuvent affecter l'évaluation du coefficient de consolidation par les procédures graphiques, une nouvelle méthode simple et efficace est développée dans le chapitre IV. Cette nouvelle procédure, basée sur les méthodes probabilistes et les moindres résidus, est intégrée dans un code de calcul qui permet de déterminer le coefficient de consolidation par un ajustement idéal de la courbe expérimentale temps-tassement à la théorie de consolidation unidimensionnelle de *Terzaghi*. Cette nouvelle procédure baptisée la méthode *LR* (*Least Residuals*) est programmable et entièrement indépendante de l'expérience de l'opérateur.

La procédure numérique développée sera adaptée aux deux méthodes standards $\log(t)$ et $t^{1/2}$, pour permettre d'améliorer la cohérence et la précision dans l'évaluation de c_v par ces deux méthodes. Le coefficient c_v évalué par la méthode *LR* sera comparé aux résultats d'une étude statistique menée dans le but d'examiner l'efficacité des deux méthodes classiques et usuelles $\log(t)$ et $t^{1/2}$.

Chapitre II

Synthèse Bibliographique sur l'Évaluation du Coefficient de Consolidation

Robablement, le plus difficile des problèmes qu'un ingénieur géotechnicien est appelée à résoudre est la prédiction précise du tassement d'une fondation chargée reposant sur un sol fin. Le problème comporte en réalité deux parties distinctes : (i) la valeur du tassement total qui se produira, et (ii) la vitesse à laquelle ce tassement se déroulera. Le paramètre clé pour évaluer la vitesse à laquelle le tassement se produit est le coefficient de consolidation. Basées sur la théorie de consolidation de *Terzaghi*, plusieurs méthodes ont été proposées pour son évaluation. Le présent chapitre présentera succinctement la théorie de consolidation unidimensionnelle de *Terzaghi* suivie des méthodes les plus connues pour la détermination du coefficient de consolidation.

II.1 – ASPECTS GÉNÉRAUX DE LA THÉORIE DE CONSOLIDATION

Lorsqu'un dépôt de sol est soumis à une sollicitation, il se produit des tassements. Dans le cas de sols à grains fins, les tassements sont souvent fonction du temps. Lors de la conception des fondations de structures, il faut déterminer la valeur du tassement total et la vitesse à laquelle il se produira. Le tassement total d'un sol sollicité a trois composantes :

$$s_t = s_i + s_c + s_s \quad (\text{II.1})$$

où s_i : tassement immédiat

s_c : tassement de consolidation, lié au temps

s_s : tassement secondaire, aussi lié au temps

Le tassement immédiat, quoique inélastique, est généralement évalué en se basant sur la théorie d'élasticité. Le tassement de consolidation est un phénomène qui dépend du temps, il se produit dans les sols à grains fins présentant une faible perméabilité, l'évolution temporelle du tassement de consolidation dépend de la vitesse de dissipation des pressions interstitielles. Le tassement secondaire dépend lui aussi du temps, il est supposé se produire à contrainte effective constante.

II.1.1 – Phénomène de la consolidation

Lorsque les sols argileux saturés subissent un chargement, l'évolution du tassement, dont l'amplitude est dépendante de la rigidité du squelette solide, est étroitement liée à la vitesse à laquelle l'eau s'évacue des pores. Cette constatation permet, selon la nature du sol, de voir les tassements se prolonger durant des mois, voire des années et même des dizaines d'années.

La consolidation des sols argileux peut être expliquée par l'analogie hydromécanique (Fig. II.1). Le ressort correspond au squelette du sol et l'eau du cylindre représente l'eau contenue dans les pores du sol. L'orifice de la soupape V placée sur le piston correspond à la dimension des pores du sol. Le ressort est en équilibre sous la contrainte σ'_{vo} . Un manomètre raccordé au cylindre indique la pression hydrostatique u_0 en ce point précis. On place maintenant un incrément de charge $\Delta\sigma$ sur la couche de sol (Fig. II.1b). On suppose que la soupape V est fermée. A l'application de la charge $\Delta\sigma$, la pression est immédiatement transmise à l'eau contenue dans le cylindre. Etant donné que l'eau est relativement incompressible, que la soupape

est fermée et que l'eau ne peut s'échapper, il n'y a pas de tassement du piston et le manomètre indique $u_0 + \Delta\sigma = u_0 + u_i$; u_i étant la surpression interstitielle initiale.

Pour simuler un sol cohérent à grains fins de faible perméabilité, on peut ouvrir la soupape et permettre à l'eau de sortir lentement du cylindre. A mesure que l'eau est évacuée, sa pression diminue et la charge $\Delta\sigma$ est graduellement transmise au ressort qui se comprime (Fig. II.1b). A l'équilibre (Fig. II.1c) l'eau ne s'écoule plus du cylindre, la pression interstitielle est redevenue u_0 et le ressort est à nouveau en équilibre mais avec la charge $\sigma'_{vo} + \Delta\sigma$. On note un tassement produit (S).

Ce modèle élémentaire permet d'illustrer ce qui se produit lorsque les sols cohérents sont chargés, soit en laboratoire, soit sur le terrain. Au début, les sollicitations externes sont entièrement transmises à l'eau des pores et aucun changement dans les contraintes effectives n'est enregistré en ce moment-là (Fig. II.2b). Graduellement, au fur et à mesure que l'eau est expulsée sous l'effet du gradient de pression, le squelette solide se comprime, absorbe la charge et la contrainte effective augmente (Fig. II.2c). La compressibilité du ressort est analogue à la compressibilité du squelette de sol. Au bout d'un certain temps, l'excès de pression interstitielle, relativement à l'état statique, devient égale à zéro et la pression interstitielle reprend la valeur qu'elle avait avant le chargement.

Ce phénomène s'appelle la consolidation. Le tassement subi par le système ressort-piston (ou par la couche d'argile) est directement lié à la quantité d'eau évacuée du cylindre (ou des vides dans l'argile). Pour prédire l'évolution du tassement d'une fondation, une théorisation du phénomène de consolidation est nécessaire. Cette théorie permettra de déterminer l'évolution temporelle des pressions interstitielles en tout point de l'espace considéré, qui à leur tour permettent d'estimer le volume d'eau évacué, lequel permet d'estimer la déformation. La théorie de consolidation la plus utilisée en mécanique des sols est une théorie de la consolidation unidimensionnelle de *Terzaghi*.

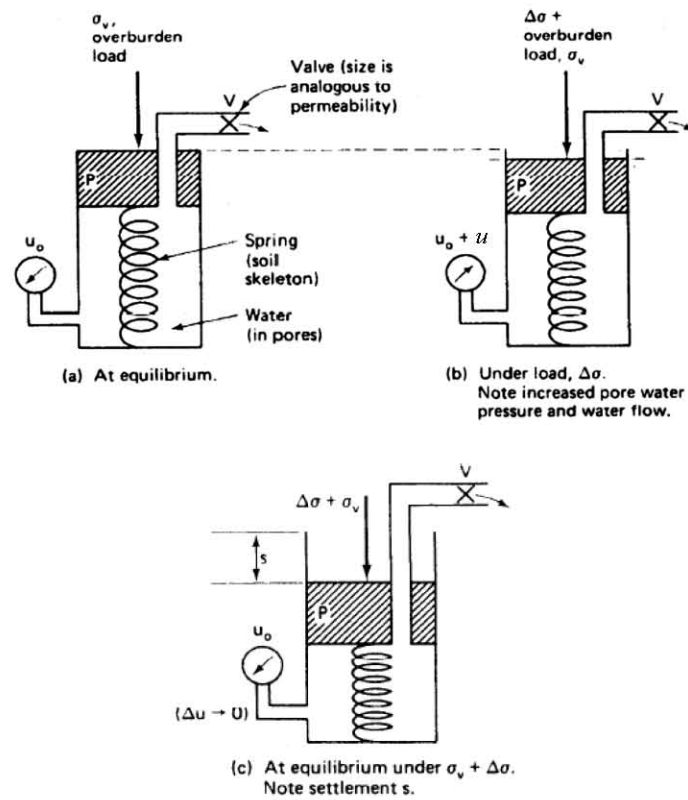


Figure II.1 – Analogie hydromécanique du phénomène de la consolidation

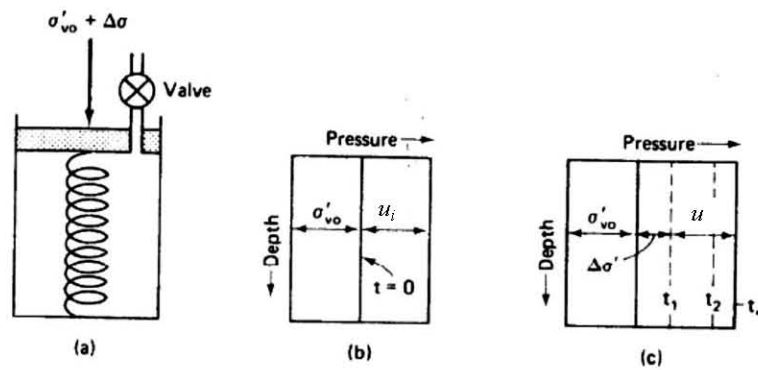


Figure II.2 – Transfert graduel de la charge de l'eau au squelette solide (Holtz et Kovacs 1981)

II.1.2 – Théorie de la consolidation unidimensionnelle de *Terzaghi*

Karl Terzaghi, en 1923 avait mentionné que le tassement différé des structures fondées sur des dépôts d'argile sensitive était en fait le résultat de l'évacuation lente de l'eau interstitielle et que le problème de consolidation était essentiellement le même que celui du transfert de chaleur. *K. Terzaghi* développa alors sa théorie de la consolidation unidimensionnelle en se basant sur certaines hypothèses :

1. La couche de sol compressible est supposée homogène et totalement saturée d'eau ; les grains solides dans le sol et l'eau sont supposés incompressibles ;
2. la dissipation de la surpression interstitielle suit la loi de *Darcy*, le drainage et la compression sont supposés unidimensionnels et s'effectuer selon des lignes verticales ;
3. la théorie de *Terzaghi* est celle de petites déformations, dans le sens où les charges appliquées sont supposées produire de petites déformations et par conséquent le coefficient de compressibilité (a_v) est constant pour un incrément de charge donné. Il en résulte une relation linéaire entre la variation de l'indice des vides (Δe) et la variation de la contrainte effective ($\Delta \sigma'$). Cette hypothèse ignore la présence de la compression secondaire.

La dérivation des équations de *Terzaghi* porte sur le volume d'eau sortant d'un élément de sol de volume infinitésimal. Selon la loi de *Darcy*, ce volume d'eau dépend aussi bien du gradient hydraulique que du coefficient de perméabilité du sol. Le gradient hydraulique à l'origine de l'écoulement peut être lié à la surpression interstitielle dans le volume élémentaire par le rapport u/γ_w . L'eau étant incompressible, la condition de continuité détermine nécessairement un changement de volume égal à la différence entre le volume d'eau entrant et le volume d'eau sortant du volume élémentaire pendant une période de temps infinitésimale dt . Cette partie de l'équation peut être écrite de la façon suivante :

$$-\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z^2} dz dt \quad (\text{II.2})$$

Avec z : variable de profondeur dans l'élément infinitésimal

L'autre partie de l'équation est obtenue en mettant en relation le changement de volume (ou changement de l'indice des vides) et la variation de la contrainte effective par l'intermédiaire du coefficient de compressibilité a_v . A partir du principe de la contrainte effective, on peut

affirmer que la variation de la contrainte effective est égale à la variation de la pression interstitielle, et cela aussi longtemps que la contrainte totale est maintenue constante, soit $\Delta\sigma'(z, t) = u_i - u(z, t)$. Cette partie de l'équation peut s'écrire de la façon suivante :

$$\frac{-a_v}{1+e_0} \frac{\partial u(z, t)}{\partial t} dt dz \quad (\text{II.3})$$

avec e_0 : indice des vides initial

En égalisant les deux équations II.2 et II.3, on obtient:

$$-\frac{k}{\gamma_\omega} \frac{\partial^2 u(z, t)}{\partial z^2} dz dt = -\frac{a_v}{1+e_0} \frac{\partial u(z, t)}{\partial t} dt dz \quad (\text{II.4})$$

En réarrangeant les termes, on obtient:

$$\frac{\partial u(z, t)}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u(z, t)}{\partial z^2} \quad (\text{II.5})$$

où:

$$c_v = \frac{k(1+e_0)}{a_v \gamma_\omega} = \frac{k}{m_v \gamma_\omega} \quad (\text{II.6})$$

et m_v : est le coefficient de compressibilité volumique

L'équation II.5 représente l'équation de consolidation unidimensionnelle de *Terzaghi*. Le coefficient c_v est appelé coefficient de consolidation puisqu'il est défini à partir de paramètres qui régissent le processus de consolidation. Son unité est représentée par $L^2 T^{-1}$. Il est considéré constant.

La résolution de l'équation de consolidation suit la même démarche que n'importe quelle équation différentielle du second degré dont les dérivées partielles comportent des constantes. Une solution analytique, lorsque les conditions aux limites et initiales le permettent, est préférable ; cependant dans la majorité des cas on a recours aux méthodes numériques.

Dans le cas d'une couche de sol compressible d'épaisseur H drainée à ses frontières supérieure et inférieure, et sur laquelle on place une charge externe d'intensité $\Delta\sigma$, les conditions aux limites et initiale s'expriment par :

$u(z = 0, t > 0) = 0$	Frontière supérieure de la couche compressible perméable
$u(z = 2H_d, t > 0) = 0$	Frontière inférieure de la couche compressible perméable
$u(z, t = 0) = u_i = \Delta\sigma = \sigma'_f - \sigma'_i$	A toute profondeur, l'excès initial de pression interstitielle est égal l'incrément de charge appliqué

L'épaisseur de la couche compressible est égale à $H = 2H_d$, où H_d est la longueur maximale du chemin de drainage. Naturellement après une période de temps élevée, la dissipation des surpressions interstitielles sera complète -- $u(z, t = \infty) = 0$.

Terzaghi (1925) avait exprimée la solution de l'équation II.5 comme suit :

$$u(z, t) = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2u_i}{M} \sin\left(\frac{Mz}{H_d}\right) \exp(-M^2 T_v) \quad (\text{II.7})$$

$$\text{où} \quad M = (2m+1) \frac{\pi}{2} \quad \text{avec } m \in \mathbb{N}^+$$

$$\text{et} \quad T_v = \frac{c_v \cdot t}{H_d^2} \quad (\text{Facteur temps adimensionnel}) \quad (\text{II.8})$$

Cette solution est utilisée pour évaluer, à un instant t donné, la distribution des surpressions interstitielles sur l'épaisseur de la couche compressible.

a) Degré de consolidation

Il serait utile de définir un paramètre adimensionnel pour déterminer la fraction de la consolidation ultime effectuée. Ayant supposé que a_v est une constante dans l'intervalle considéré de temps et d'espace, le degré de consolidation $U(z, t)$ au temps et à la profondeur considérés, peut être écrit comme :

$$U(z, t) = \frac{e_0 - e_t}{e_0 - e_f} = \frac{\sigma'_v(z, t) - \sigma'_{vi}}{\sigma'_{vf} - \sigma'_{vi}} = \frac{u_i - u(z, t)}{u_i} = 1 - \frac{u(z, t)}{u_i} = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \sin\left(\frac{Mz}{H_d}\right) \exp(-M^2 T_v) \quad (\text{II.9})$$

e_t est l'indice des vides au temps considéré t ; e_0 et e_f les indices des vides en début et à la fin de la consolidation.

Le degré de consolidation $U(z, t)$ représente le taux de dissipation des surpressions interstitielles à une profondeur z et à un instant t . La figure II.3 donne la solution graphique de l'équation II.9 sans dimension, elle permet de déterminer le degré de consolidation ainsi que la surpression interstitielle $u(z, t)$ et la variation de la contrainte effective $\Delta\sigma'_v(z, t)$, pour un temps quelconque et pour n'importe quel point de la couche compressible. Les seuls paramètres nécessaires à connaître sont le coefficient de consolidation du sol c_v , l'épaisseur totale du dépôt H et les conditions de drainage aux extrémités. A partir de ces valeurs le facteur temps T_v est calculé en utilisant l'équation II.8. Cette solution s'applique à tout chargement unidimensionnel sur un dépôt compressible pour lequel il est supposé des propriétés géotechniques uniformes et des conditions aux limites et initiale analogues.

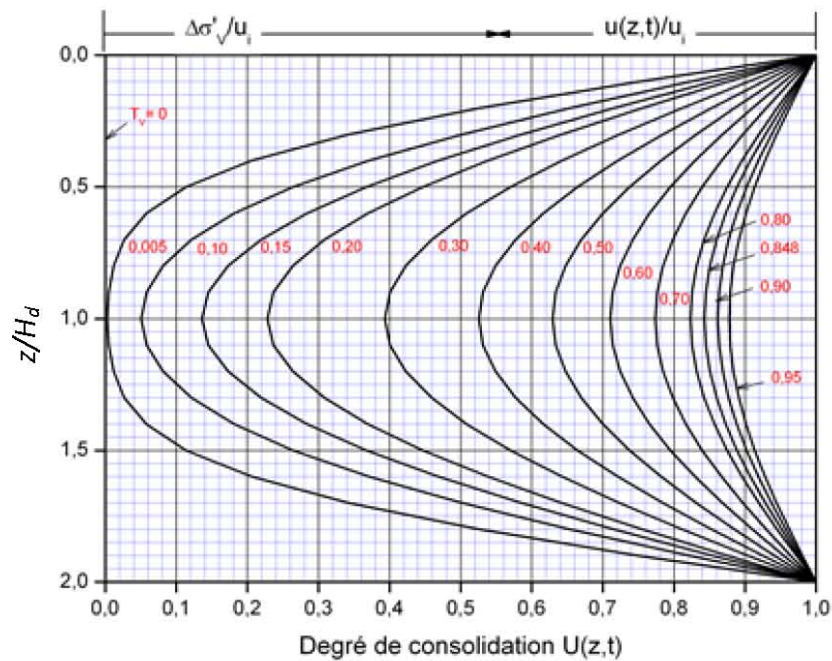


Figure II.3 – Variation du degré de consolidation $U(z, t)$ en fonction de la profondeur adimensionnelle (z/H_d) pour le cas d'une distribution initiale uniforme de la surpression interstitielle.

b) Degré moyen de consolidation

Dans la pratique, il est aussi intéressant de connaître le degré moyen de consolidation U_{moy} de toute la couche du sol compressible, il représente le rapport du tassement moyen en un temps t (S_t) et du tassement ultime (S_u).

$$U_{moy} = \frac{\frac{1}{2H_d} \int_0^{2H_d} (e_0 - e_t) dz}{\frac{1}{2H_d} \int_0^{2H_d} (e_0 - e_f) dz} = 1 - \frac{\frac{1}{2H_d} \int_0^{2H_d} u(z,t) dz}{\frac{1}{2H_d} \int_0^{2H_d} (u_i) dz} = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T_v) = \frac{S_t}{S_u} \quad (\text{II.10})$$

Les approximations suivantes, de l'équation II.10, ont été proposées:

Approximation de *Casagrande*

$$T_v \cong \frac{\pi}{4} U_{moy}^2 \quad \text{pour } U_{moy} < 60\% \quad (\text{II.11})$$

Approximation de *Taylor*

$$T_v \cong 1,781 - 0,933 \log(100 - U_{moy}\%) \quad \text{pour } U_{moy} > 60\% \quad (\text{II.12})$$

Approximation de *Hansen*

$$T_v \cong 3 \sqrt[3]{\frac{U_{moy}^6}{2 \times (1 - U_{moy}^6)}} \quad \text{pour toute valeur de } U_{moy} \quad (\text{II.13})$$

L'approximation de Casagrande (Eq. II.11) est très utilisée lors de la détermination graphique de la valeur du coefficient de consolidation. La figure II.4 est la représentation graphique de l'équation II.10. On observe l'allure asymptotique de U_{moy} à 100% lorsque T_v prend une valeur très élevée, cela signifie que théoriquement, la consolidation n'atteint jamais 100% mais se prolonge indéfiniment.

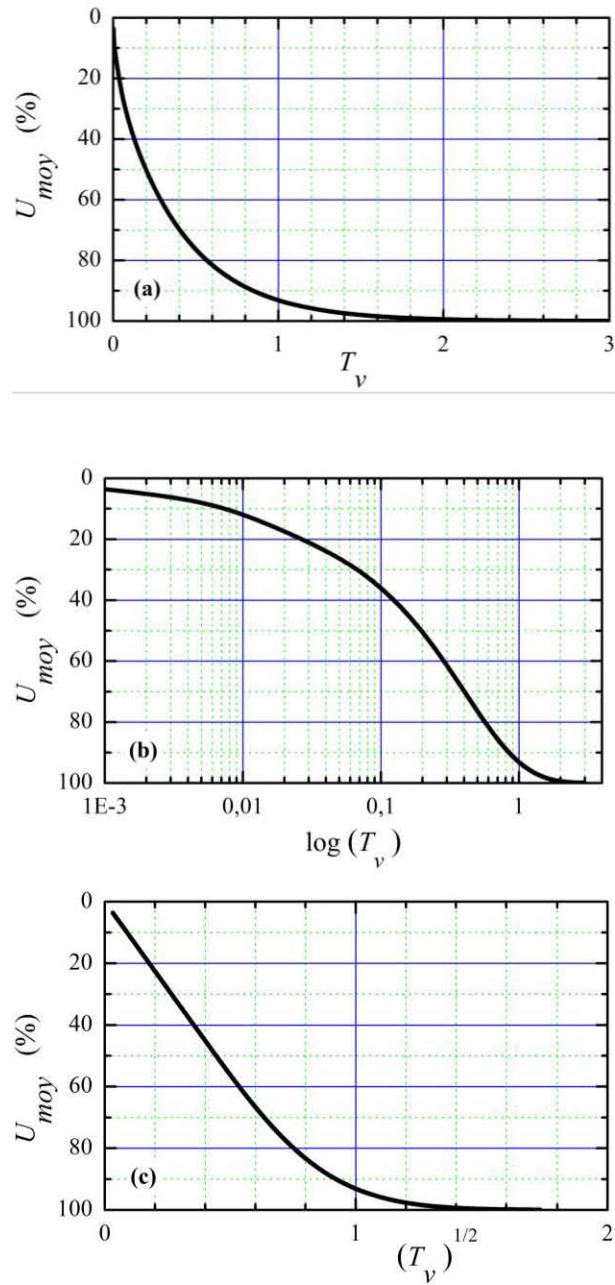


Figure II.4 – Courbes du degré moyen de consolidation U_{moy} en fonction du facteur temps T_v

II.1.3 – Compression secondaire

Les différences entre les résultats obtenus de l'essai oedométrique et ceux prédits par la théorie de consolidation de *Terzaghi* ont été d'abord reportées par *Buisman* (1936) et *Gray* (1936). Un ensemble de résultats typiques à partir d'un incrément de compression avec mesure de pressions interstitielles est représenté dans la figure II.5. Ces résultats sont basés sur des essais soigneusement conduits d'abord par *Taylor* (1942) puis repris et refaits par plusieurs chercheurs (*Crawford*, 1965).

Dans de tels essais, la compression peut se produire en deux phases :

1. Une compression qui évolue avec la dissipation de la surpression interstitielle, c'est la consolidation primaire ;
2. Une compression lente qui se poursuit après dissipation substantielle des surpressions interstitielles, appelée : compression secondaire. A ce stade, il peut y avoir des surpressions interstitielles faibles permettant à l'eau de se dissiper. Néanmoins, la compression secondaire évolue très lentement et la vitesse de dissipation est très faible.

Beaucoup de mesures au laboratoire et in-situ ont permis d'observer que la relation entre la compression secondaire et le temps est approximativement linéaire dans un repère semi-logarithmique, une fois la consolidation primaire achevée (Fig. II.6). Le taux de la compression secondaire est souvent exprimée par la pente C_α de la portion finale de la courbe log(temps)-tassement (Fig. II.6), C_α est appelé indice de compression secondaire. Le Tableau II.1 donne des valeurs typiques de C_α . La valeur de l'indice C_α dépend principalement du type de sol et de la pression effective (*Mesri* 1973), la compression secondaire est élevée pour les argiles plastiques et les sols organiques (*Das* 2008), le Tableau II.2 présente une classification de sols sur la base de la compressibilité secondaire.

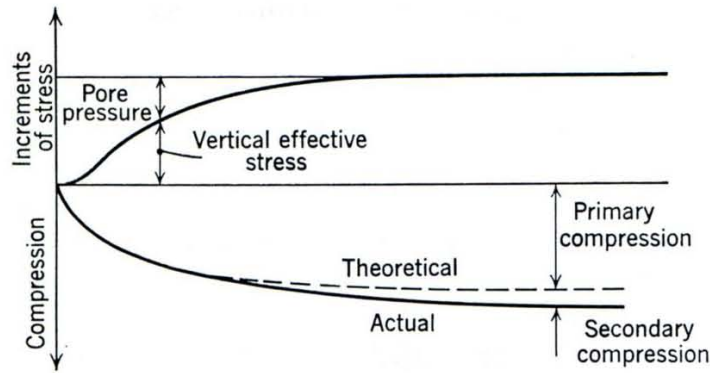


Figure II.5 – Consolidation primaire et compression secondaire (Lambe et Whitman 1969)

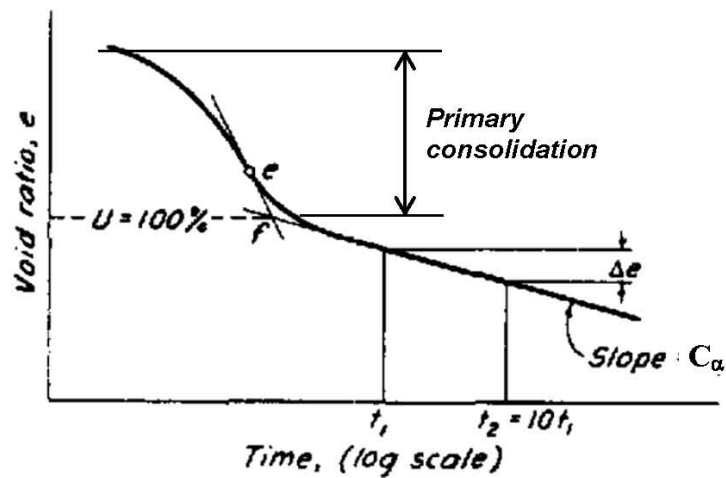


Figure II.6 – Courbe typique temps-tassement de sol (Peck et al. 1974)

Tableau II.1 – Valeurs typiques de l'indice de la compression secondaire (Lambe et Whitman 1969)

	C_α
Argiles normalement consolidées	0,005 à 0,02
Argiles très plastiques, sols organiques	0,03 ou plus
Argiles surconsolidées avec $OCR^* > 2$	moins de 0,001

* Degré de surconsolidation (Over Consolidated Ratio)

Tableau II.2 – Classification de sols sur la base de la compressibilité secondaire (Terzaghi et al. 1996)

C_α	Compressibilité secondaire
< 0.002	Très faible
0.004	Faible
0.008	Moyenne
0.016	Elevée
0.032	Très élevée
0.064	Extrêmement élevée

Le phénomène de la compression secondaire complique énormément la prédiction du temps et de l'amplitude du tassement primaire. La compression secondaire pose aussi des difficultés à déterminer précisément le coefficient de consolidation c_v à partir d'essais au laboratoire (Bjerrum 1967).

II.2 – ESSAI DE CONSOLIDATION AU LABORATOIRE

Les procédures développées pour le calcul du tassement de consolidation et de son évolution temporelle supposent tacitement que les paramètres de compressibilité du sol et le coefficient de consolidation sont connus. Ces paramètres sont généralement déduits à partir de l'essai de consolidation à l'oedomètre en laboratoire.

II.2.1 – Principe de l'essai

L'essai de consolidation oedométrique est effectué sur des échantillons intacts de sols à grains fins ; il consiste à charger progressivement, pendant un ou plusieurs jours, un disque de sol emprisonné dans une cellule oedométrique. Les cellules représentées à la figure II.7 comportent un anneau rigide qui ceinture le sol de manière qu'il ne puisse se déformer latéralement et qu'on ne mesure le tassement que dans le sens du chargement vertical. L'échantillon est placé entre deux pierres poreuses qui permettent son drainage et il est maintenu saturé tout au long de l'essai. Un micromètre servant à mesurer la déformation et un dispositif de chargement complètent l'appareillage.

La figure II.7 montre deux types de cellules oedométriques, une cellule à anneau flottant et une cellule à anneau fixe. Dans le second modèle, l'anneau et les pierres poreuses sont placés dans une boîte étanche fermée à l'aide de vis.

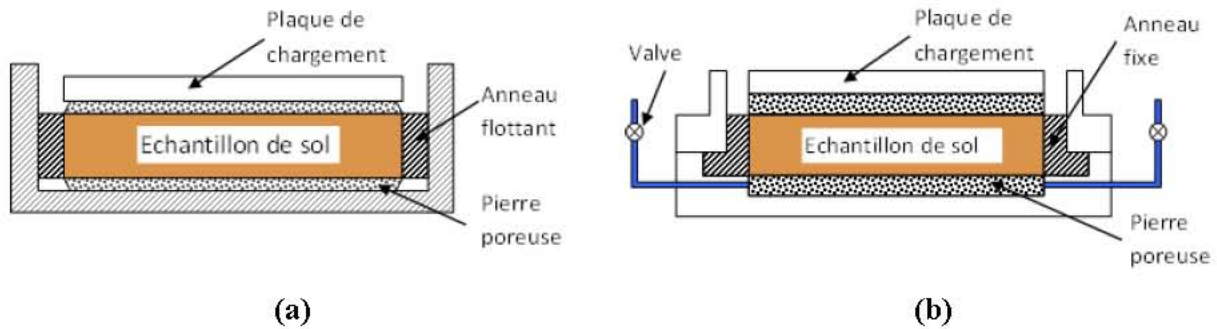


Figure II.7 – Schéma de cellules oedométriques (a) à anneau fixe (b) à anneau flottant

II.2.2 – Déroulement de l'essai

Afin de minimiser l'effet du remaniement, l'échantillon de sol est soigneusement placé dans l'anneau puis taillé, l'ensemble est pesé avant de l'introduire dans la cellule oedométrique. L'échantillon est porté à saturation. Le premier incrément de charge est alors appliqué et le sol commence à consolider. Une série de lectures de déformation au micromètre est effectuée à des intervalles de temps prédéterminés selon les normes ASTM D 2435/D2435M-11, soit 6, 15 et 30 secondes, 1, 2, 4, 8, 15 et 30 minutes et 1, 2, 4, 8 et 24 heures. La charge appliquée est maintenue constante jusqu'à ce que la consolidation ait essentiellement cessé. Il est de pratique de maintenir la charge appliquée sur l'échantillon pendant 24h bien que cette durée peut être écourtée ou allongée selon le coefficient de consolidation du sol et la hauteur de l'échantillon. Lorsque la consolidation sous le premier incrément de charge est essentiellement effectuée, l'incrément de charge suivant est appliqué et les lectures de déformation effectuées. Le processus est répété jusqu'à ce qu'une pression maximale de consolidation prédéfinie est atteinte. La norme pratiquée (ASTM 2435/D2435M-11) recommande de doubler la pression lors de l'application de l'incrément de charge subséquent. Une fois l'échantillon stabilisé sous la charge maximale, on commence le processus de déchargement, en réduisant la charge appliquée de deux incréments de charge. Lorsque l'échantillon est stabilisé en déchargement total, la cellule oedométrique est démontée et l'échantillon de sol est pesé.

II.3 – EVALUATION DU COEFFICIENT DE CONSOLIDATION

L'estimation du temps de tassement ultime en utilisant la théorie conventionnelle de consolidation repose principalement sur un choix judicieux du coefficient de consolidation c_v . La

détermination de c_v , répond à un processus inverse : la courbe temps-tassement est mesurée au laboratoire et des calculs sont effectués pour trouver c_v .

Connaissant les valeurs de c_v et du tassement ultime, les courbes théoriques temps-tassement peuvent être générées à travers la théorie de consolidation de *Terzaghi*. Dans le but de les comparer, les deux courbes – théorique générée et expérimentale obtenue au laboratoire, sont tracées dans le même graphique. Malheureusement, les deux courbes ne sont pas superposables (Fig. II.8) et parfois même des écarts importants sont constatés.

Lors de l'investigation de ces larges différences entre les formes des courbes expérimentale et théorique générée, il s'avère que ces différences résident essentiellement au niveau des valeurs du degré moyen de consolidation (U_{moy}) les plus faibles et les plus élevées, en dehors de ces valeurs extrêmes c.à.d. pour des valeurs intermédiaires de U_{moy} , les formes des deux courbes expérimentale et théorique sont souvent très similaires. Au laboratoire, il est admis qu'il se produit un tassement immédiat qui serait probablement causé par la compression élastique de l'appareillage expérimental, au collage de l'échantillon de sol mal taillé aux pierres poreuses et à l'anneau oedométrique ou alors par la compression des bulles de gaz emprisonnées à l'intérieur de l'échantillon de sol supposé saturé (Lambe et Whitman 1969). Ce tassement est appelé : *la compression initiale*, qui, évidemment ne peut être pris en considération par la théorie. Pour remédier à cela, une correction doit être apportée à la lecture initiale de la courbe temps-tassement expérimentale.

Pour les valeurs élevées du temps de consolidation, il a été trouvé que la vitesse de consolidation ne décroît pas rapidement comme cela avait été prédit par la théorie de *Terzaghi*, mais il apparaît que le sol entre plutôt dans un stade de fluage. Ce fluage peut continuer pendant des années et cela peut se produire même lors des essais de consolidation au laboratoire (Taylor 1948). Cette compression de long terme, non admise dans la théorie de *Terzaghi* n'est autre que *la compression secondaire*. De ce fait, la courbe expérimentale (*temps-tassement*) approche une droite inclinée, alors que la courbe théorique générée est asymptotique à une ligne horizontale (Fig. II.8).

Jusqu'à un degré moyen de consolidation U_{moy} de 60%, la divergence entre la courbe théorique et expérimentale est insignifiante, et par conséquent, cette partie de la courbe expérimentale sera régie par l'équation II.5.

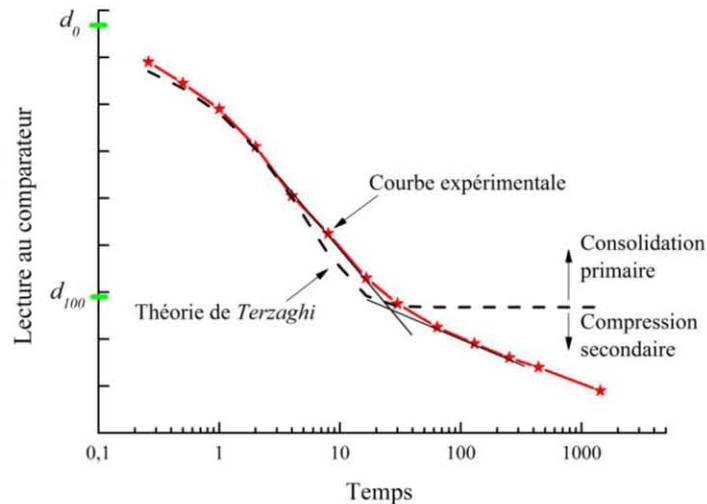


Figure II.8 – Courbe théorique de consolidation et courbe expérimentale caractéristique

Les courbes de déformation en fonction du temps (Fig. II.9), pour un incrément de charge donné, ont souvent une allure comparable à celle de la courbe théorique ($T_v - U_{moy}$) de la figure II.4. *A. Casagrande* et *D.W. Taylor* étaient les premiers à mettre en profit cette similitude pour déterminer c_v par ajustement de courbe. Des méthodes empiriques graphiques d'ajustement ont été mises au point pour adapter de façon approximative les courbes de laboratoire temps-tassement à la théorie de consolidation de *Terzaghi*. Ces méthodes d'ajustement serviront également à distinguer la compression secondaire de la consolidation primaire c.à.d à déterminer les lectures de tassement en début et à la fin de la consolidation primaire, désignés par d_0 et d_{100} respectivement.

La littérature présente bon nombre de méthodes d'ajustement permettant d'évaluer le coefficient de consolidation c_v , mais les plus répandues et les plus utilisées sont incontestablement la méthode du logarithme du temps de *Casagrande* (Casagrande et Fadum 1940) et la méthode de la racine carrée du temps de *Taylor* (Taylor 1948).

Des méthodes alternatives ont été développées dans le but de simplifier ou de numériser la technique d'ajustement ou alors développées pour des procédures spécifiques d'essais au laboratoire, on peut citer la méthode "Rectangular-hyperbola" (Sridharan et al. 1987), la méthode "early log-t" (Robinson et Allam 1996), la méthode du point d'inflexion (Mesri et al. 1999a). Cependant pour assoir la validité de ces méthodes, leurs résultats étaient toujours comparés à

ceux des deux méthodes, $\log(t)$ de *Casagrande* et $t^{1/2}$ de *Taylor*, considérées comme méthodes de référence.

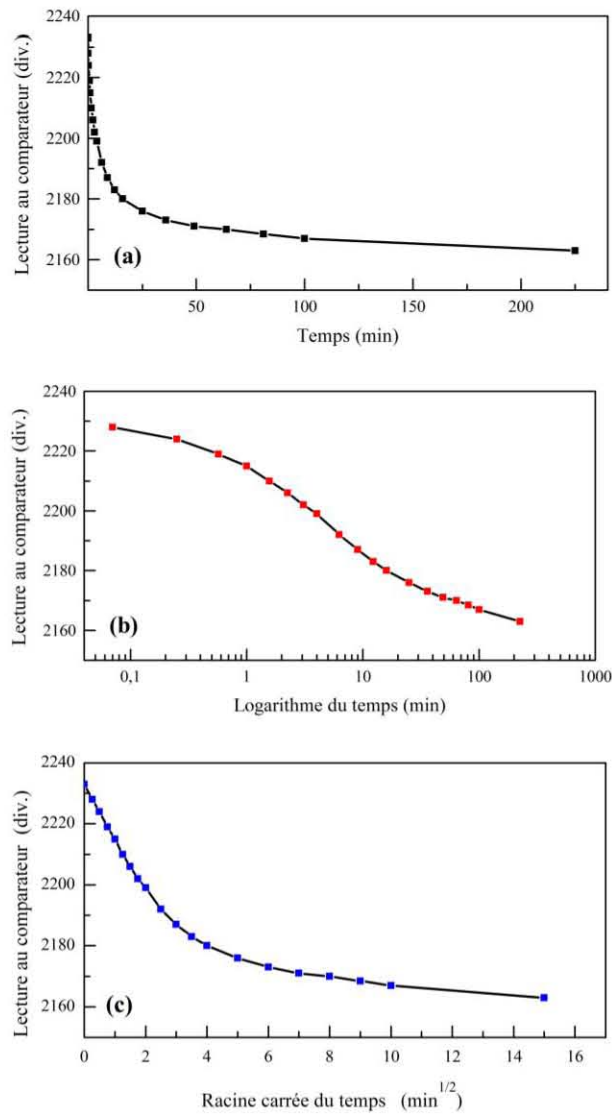


Figure II.9 – Courbes expérimentales de tassement en fonction du temps

II.3.1 – Méthode du logarithme du temps de CASAGRANDE (Casagrande et Fadum 1940)

Développé en 1936, la méthode de *Casagrande* est basée sur la similitude entre les courbes expérimentale "logarithme du temps– tassement" (Fig. II.9b) et théorique "logarithme du facteur temps – degré moyen de consolidation" (Fig. II.4b).

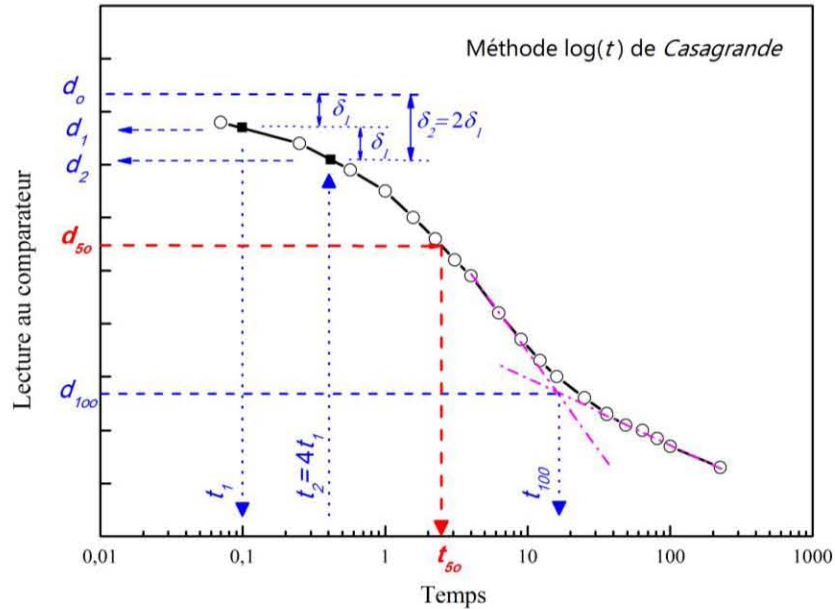


Figure II.10 – Illustration de la méthode de Casagrande pour la détermination du coefficient de consolidation c_v

La courbe de la figure II.10 commence par un segment concave vers le bas, suivi d'un court segment linéaire et enfin d'un segment dont la faible courbure, vers le haut, marque le début de la compression secondaire.

La valeur de la lecture initiale corrigée d_0 est obtenue en se basant sur l'approximation parabolique de la partie initiale de la courbe théorique temps-tassement dans la mesure où, par similitude, le facteur temps T_v étant directement proportionnel au carré de U_{moy} jusqu'à $U_{moy} = 60\%$ (Eq. II.11). Lorsque l'équation II.11 est appliquée en 2 points de la partie parabolique initiale de la courbe temps–tassement expérimentale, on obtient :

$$\delta_2 = \delta_1 \sqrt{\frac{t_2}{t_1}} \quad (\text{II.14})$$

$$\text{si } t_2 = 4t_1 \text{ on a } \begin{cases} \delta_2 = 2\delta_1 \\ \text{et} \\ d_0 = d_1 - (\delta_2 - \delta_1) \end{cases} \quad (\text{II.15})$$

Où δ_i est le tassement obtenu entre deux lectures successives effectuées aux temps t_{i-1} et t_i

La construction est montrée dans la figure. II.10. Il est recommandé de procéder à plusieurs essais successifs pour obtenir une valeur moyenne représentative de d_0 (ASTM D2435/D2435M-11)

La construction utilisée pour localiser la lecture de tassement d_{100} correspondant à $U_{moy} = 100\%$ est illustrée dans la figure II.10. Dans cette représentation semi-logarithmique, la partie finale de la courbe expérimentale ne tend pas vers une ligne asymptotique horizontale, comme cela est requis dans la théorie de *Terzaghi*, mais tend plutôt vers une droite de pente finie. La lecture d_{100} est estimée de façon approximative, comme étant l'ordonnée au point d'intersection de deux tangentes à la courbe de laboratoire, la première est tangente à la partie linéaire finale de la courbe expérimentale et la seconde est issue de la tangente à la partie de la courbe expérimentale située au-delà du point d'inflexion.

Dans la méthode $\log(t)$ de *Casagrande*, on détermine de la courbe expérimentale de consolidation la lecture d_{50} , soit la lecture à mi-distance entre d_0 et d_{100} correspondant au demi-tassement, qui permet de déterminer le temps t_{50} correspondant au degré moyen de consolidation de 50%. Le coefficient de consolidation est alors obtenu comme suit :

$$c_v = \frac{0.197 H_d^2}{t_{50}} \quad (\text{II.16})$$

c_v : coefficient de consolidation ;

t_{50} : temps correspondant à 50% de tassement de consolidation primaire ;

H_d : longueur maximale de drainage, c'est la hauteur moyenne de l'échantillon sous un palier de chargement si le drainage se fait vers le haut seulement, ou bien la demi-hauteur moyenne de l'échantillon si le drainage se fait vers le haut et vers le bas.

II.3.2 – Méthode de la racine carrée du temps de TAYLOR (1948)

Tout comme la méthode de *Casagrande*, la méthode de *Taylor* repose sur la similitude entre la forme des courbes de compression théorique et expérimentale tracées en fonction de la racine carrée du facteur temps T_v et du temps t respectivement (Figs. II.4c et II.9c). La méthode de Taylor ne nécessite pas la détermination de la valeur du tassement primaire ; elle a été développée dans un objectif de réduire l'incidence de la compression secondaire sur les paliers de charge suivants.

L'allure de la courbe (Fig. II.11) montre que le tassement de consolidation évolue rapidement au début, puis de plus en plus lentement pour tendre vers une vitesse nulle en un temps infini. Comme la courbe ne devient pas parfaitement horizontale, on ne peut y situer un temps équivalent à 100% de tassement de consolidation. *Taylor* a donc développé la méthode graphique pour évaluer le temps nécessaire à la réalisation de 90% de tassement, soit t_{90} .

En considérant l'approximation de *Casagrande* (Eq. II.11) la courbe $t^{1/2}$ -tassement est linéaire jusqu'à $U_{moy} \approx 60\%$; la lecture initiale corrigée peut être obtenue par simple prolongement de cette partie linéaire vers le haut, son intersection avec l'axe des ordonnées donne la lecture initiale corrigée d_0 (Fig. II.11).

Pour déterminer d_{90} , on trace une droite issue de d_0 et dont les abscisses sont égales à 1.15 fois celles de la partie initiale linéaire (Fig. II.11). L'intersection de cette droite avec la courbe définit d_{90} , soit le point où $U_{moy}=90\%$ ce qui correspond à t_{90} .

Sachant qu'à $U_{moy}=90\%$ correspond $T_v=0.848$, le coefficient de consolidation c_v est calculé à l'aide de l'équation II.8:

$$c_v = \frac{0.848 H_d^2}{t_{90}} \quad (\text{II.17})$$

t_{90} : temps correspondant à 90% du tassement de consolidation primaire

H_d : hauteur de drainage, c'est la hauteur moyenne de l'argile lors du palier de chargement si le drainage ne se fait que par le haut, ou bien la demi-hauteur moyenne si le drainage se fait vers le haut et le bas.

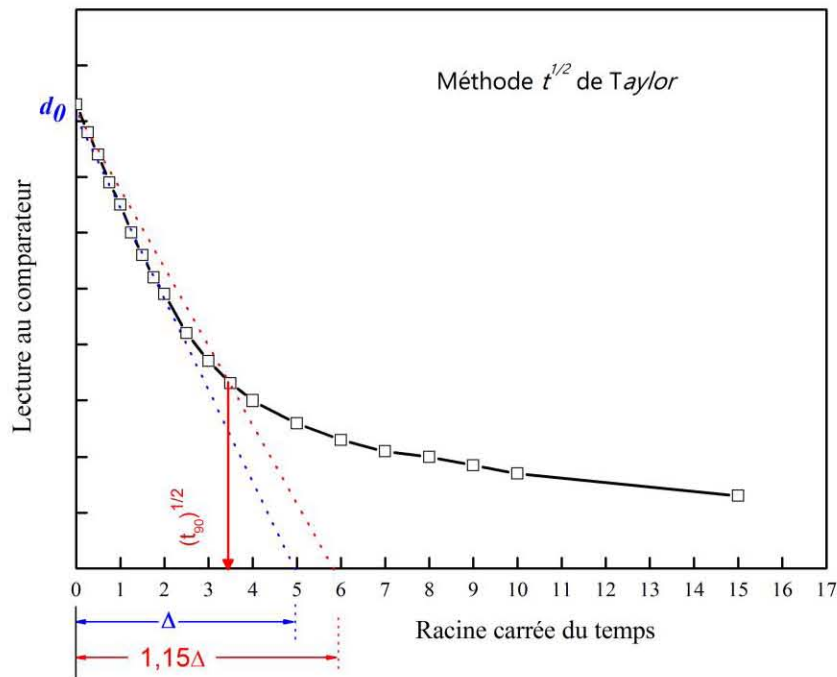


Figure II.11 – Illustration de la méthode $t^{1/2}$ de Taylor pour la détermination du coefficient de consolidation c_v

Si l'on porte les points sur un graphique au fur et à mesure qu'ils sont définis par l'essai, on peut placer un nouvel incrément de charge dès que t_{90} est atteint. Non seulement, la durée d'un essai est considérablement réduite par rapport à la méthode selon laquelle, des incréments sont placés pour une durée de 24 heures, mais elle permet en outre de minimiser l'apport de la compression secondaire dans le tracé de la courbe de l'indice des vides e en fonction de $\log \sigma'$ (Leonards 1976).

II.3.3 – Réflexions sur les deux méthodes standards $\log(t)$ et $t^{1/2}$

Les procédures $\log(t)$ de Casagrande et $t^{1/2}$ de Taylor, basées toutes deux sur l'hypothèse que la partie initiale de la courbe est une parabole, devraient donner la même valeur de la lecture corrigée au temps zéro. Cependant, ces deux procédures diffèrent principalement par le fait que, dans la représentation par la racine carrée du temps de Taylor, la partie parabolique est clairement visible alors qu'elle est masquée dans la représentation par le logarithme du temps de Casagrande. Par conséquent, lorsque la méthode $\log(t)$ est utilisée, t_2 (Fig. II.10) devrait être

choisie au voisinage de t_{50} pour maximiser la possibilité d'avoir les deux points situés sur la partie parabolique de la courbe temps– tassement (Olson 1986).

Des recherches ultérieures menées par *Leonards et Girault (1961)*, *Mesri et al. (1999b)* et *Robinson (1999)* ont démontré que le procédé graphique de *Casagrande* donnait une bonne détermination du tassement primaire auquel la surpression interstitielle tendait vers zéro, en particulier lorsque LIR^* était élevé et que les charges appliquées excédaient la pression de préconsolidation. *Leonards (1962)* recommande d'utiliser la méthode $t^{1/2}$ pour déterminer d_0 et la méthode $\log(t)$ pour évaluer d_{100} .

La méthode $t^{1/2}$ utilise la partie initiale de la courbe de consolidation supposée linéaire. En théorie, la méthode $t^{1/2}$ devrait donner de bons résultats excepté dans les cas où les non linéarités engendrées par la compression secondaire, causent des déviations substantielles de la forme linéaire supposée. Ces déviations sont les plus prononcées pour les sols fins avec des matières organiques (Budhu 2011).

Ces deux méthodes ont été développées dans le but d'obtenir les meilleures estimations possibles de c_v (Lambe et Whitman 1969). Ce sont les deux méthodes les plus largement utilisées, elles ont été adoptées par les normes internationales de l'ASTM* comme méthodes standards (ASTM D2435/D2435M-11). Bien que ces deux procédures graphiques semblent équivalentes, elles aboutissent cependant, à des résultats différents (Lambe et Whitman 1969, Duncan 1993, Feng et Lee 2001, Chan 2003, Abuel-Naga et Pender 2012), avec des estimations de *Taylor* souvent supérieures à celles de *Casagrande* (Lambe et Whitman 1969, Holtz, 1981, Olson 1986, Sridharan et al 1987, US army corps of engineers 1990, Duncan 1993, Houssain 1995, Sridharan et Prakash 1995, Shukla et al. 2009).

"Both methods are equally rational, but they frequently give significantly different answers"
(Duncan, 1993)

Olson (1986) montre, à travers la figure II.12, pour des argiles de différents sites, que les valeurs de c_v estimées par la méthode $t^{1/2}$ dépassaient presque toujours celles évaluées par la méthode $\log(t)$. *Duncan (1993)* avait présenté des résultats d'essais sur la boue de la baie de San Francisco pour montrer les différences dans les valeurs de c_v (Fig. II.13). Les valeurs de c_v

* LIR : Load Increment Ratio = $\Delta\sigma/\sigma_0$

* American Society for Testing and Materials

calculées en utilisant la méthode $\log(t)$ varient de 0.6 à 3 m^2/an et celles obtenues en utilisant la méthode $t^{1/2}$ varient de 0.8 à 5.2 m^2/an . De ce fait, pour cette argile particulière, silt argileux organique très plastique, la valeur de c_v obtenue avec la méthode $t^{1/2}$ est 1.5 fois celle déterminée par la méthode $\log(t)$ (Duncan 1993). Par ailleurs, en se basant sur un nombre important de données expérimentales, *Sridharan et al.* (1987) comparent sur la figure II.14 les valeurs de c_v calculées en utilisant les deux méthodes standards. Les valeurs de c_v évaluées par la méthode $t^{1/2}$ sont toutes supérieures à celles évaluées par la méthode $\log(t)$. Leroueil (1987) avait reporté que le rapport $c_{v \log(t)} / c_{v t^{1/2}}$ variait de 0.2 à 1.

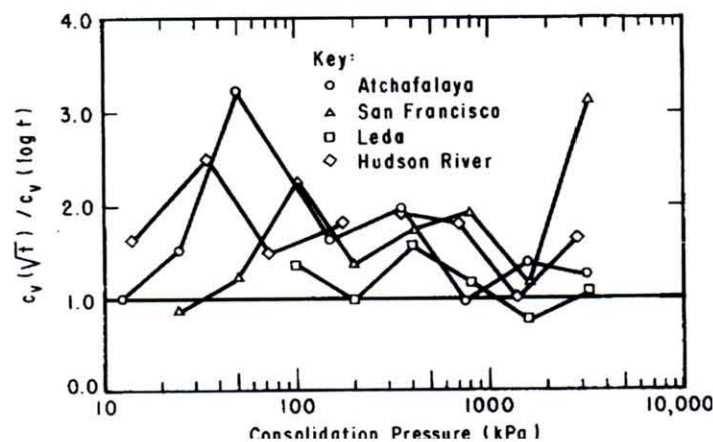


Figure II.12 – Comparaison du coefficient de consolidation évalué par les deux méthodes standards pour des argiles de différents sites (Olson 1986)

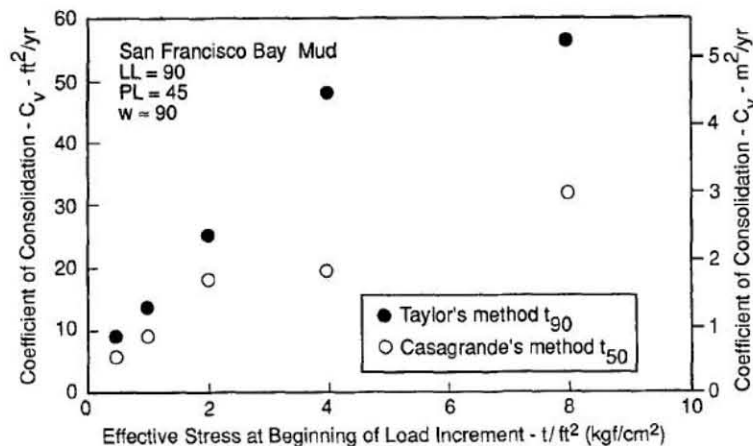


Figure II.13 – Variation du coefficient de consolidation c_v en fonction de la pression effective - boue de la baie de San Francisco (Duncan 1993)

Sridharan et al. (1987) avaient constaté que la forme de la courbe temps–tassement a une incidence sur la détermination du coefficient de consolidation selon les deux méthodes $\log(t)$ et $t^{1/2}$. Pour certains types de sols, des inconvénients peuvent se présenter selon qu'on utilise l'une ou l'autre des deux méthodes et ils concluent que la méthode $\log(t)$ ne peut être correctement appliquée que pour des courbes de consolidation typiques présentant une forme en "S". Les deux méthodes peuvent cependant aboutir à la même valeur de c_v , si la forme des courbes de consolidation théorique et expérimentale était la même (Olson 1986, Sridharan et al. 1987).

Du moment que l'ingénieur doit décider de la valeur de c_v à prendre en considération, *Duncan* (1993) avait suggéré d'utiliser la méthode $t^{1/2}$ de *Taylor*, dans la mesure où cette méthode donnerait des valeurs plus élevées de c_v et par conséquent une vitesse de consolidation plus proche de celle observée sur site.

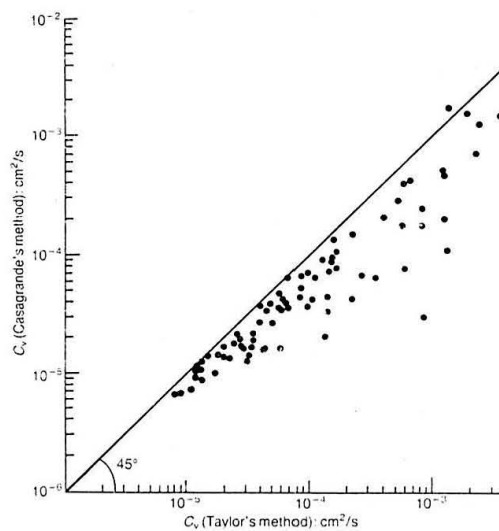


Figure II.14 – Comparaison entre les valeurs de c_v obtenues en utilisant les méthodes $\log(t)$ de *Casagrande* et $t^{1/2}$ de *Taylor* (c_{vC} en fonction de c_{vT}) (Sridharan et al. 1987)

II.3.4 – Méthode de la pente maximale de S_u

La méthode de *Su*, établie en 1958, est résumée dans les étapes suivantes (Das 2008)

1. Tracer les lectures micrométriques en fonction du temps dans un repère semi-logarithmique (Fig. II.15) ;

2. déterminer d_0 en utilisant la méthode du logarithme du temps de *Casagrande* ;
3. Tracer une tangente PQ à la partie la plus raide de la courbe de consolidation ;
4. Trouver h , la pente de la tangente PQ ;
5. Trouver d_u en utilisant l'équation :

$$d_U = d_0 + \frac{h}{0.688} U_{moy} \quad (\text{II.18})$$

où : d_U est la lecture correspondant à n'importe quel degré de consolidation moyen U_{moy}

6. Le temps correspondant à la lecture d_U peut alors être déterminé, et $c_v = \frac{T_v H_d^2}{t_U}$

La méthode de *Su* est surtout appliquée aux courbes de consolidation qui ne présentent pas la forme typique " S " dans un repère semi-logarithmique.

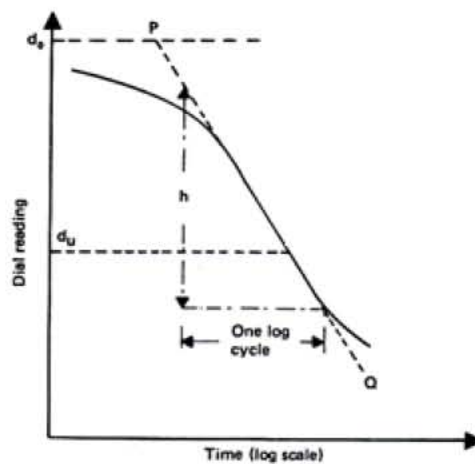


Figure II.15 – Schéma illustrant la méthode de la pente maximale pour la détermination de c_v (Das 2008)

II.3.5 – Méthode analytique ("*Analytical method*" – Sivaram et Swamee 1977)

Sivaram et *Swamee* (1977) avaient proposé une méthode analytique pour la détermination de c_v , utilisant trois lectures d'un essai oedométrique à chargement incrémental. Dans la mesure où cela ne nécessite pas l'utilisation de graphes ni d'abaques, cette méthode peut être facilement programmable pour un calcul automatique.

Pour de faibles valeurs du temps, l'équation empirique II.11 suit étroitement la courbe de consolidation théorique ; et pour un temps élevé, la courbe est asymptotique à la ligne horizontale. Ces considérations s'expriment sous la forme :

$$U_{moy} = \begin{cases} \left(\frac{4T_v}{\pi}\right)^{0.5} & \text{pour } T_v \ll 1 \\ 1 & \text{pour } T_v \gg 1 \end{cases} \quad (\text{II.19})$$

En combinant les deux équations ci-dessus à travers une méthode d'ajustement de courbe, une équation explicite valable pour toutes valeurs de U_{moy} est obtenue:

$$U_{moy} = \frac{\left(\frac{4T_v}{\pi}\right)^{0.5}}{\left[1 + \left(\frac{4T_v}{\pi}\right)^{2.8}\right]^{0.179}} \quad (\text{II.20})$$

ou bien

$$T_v = \frac{\frac{\pi}{4} U_{moy}^2}{(1 - U_{moy}^{5.6})^{0.357}} \quad (\text{II.21})$$

A partir d'un essai oedométrique, deux lectures d_1 et d_2 correspondant à t_1 et t_2 respectivement, sont relevées durant la phase initiale de l'essai de consolidation. Ceci permet l'utilisation de l'équation II.11, pour un facteur temps T_{vi} comme :

$$T_{vi} = \frac{c_v t_i}{H_d^2} = \frac{\pi}{4} (U_{moy})_i = \frac{\pi}{4} \times \left(\frac{d_i - d_0}{d_{100} - d_0}\right)^2 \quad (\text{II.22})$$

où d_0 et d_{100} représentent les lectures oedométriques initiale et finale. La substitution de d_i et t_i par les valeurs de deux lectures successives (t_1, d_1) et (t_2, d_2) permet d'obtenir la lecture initiale corrigée d_0 comme suit:

$$d_0 = \frac{d_1 - d_2 \sqrt{\frac{t_1}{t_2}}}{1 - \sqrt{\frac{t_1}{t_2}}} \quad (\text{II.23})$$

La troisième lecture oedométrique d_3 prise au temps t_3 , correspondant au facteur temps T_{v3} de sorte qu'une partie considérable de la consolidation de l'échantillon s'étant effectuée. L'utilisation du troisième point dans l'équation II.21 donne :

$$T_{v3} = \frac{c_v t_3}{H_d^2} = \frac{\pi}{4} \frac{\left(\frac{d_3 - d_0}{d_{100} - d_0}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{d_3 - d_0}{d_{100} - d_0}\right)^{5.6}\right]^{0.357}} \quad (\text{II.24})$$

Les équations II.22 et II.24 permettent d'obtenir une solution au couple de valeurs d_{100} et c_v :

$$d_{100} = d_0 - \frac{d_0 - d_3}{\left\{1 - \left[\frac{(d_3 - d_0)(\sqrt{t_2} - \sqrt{t_1})}{(d_2 - d_1)\sqrt{t_3}}\right]^{5.6}\right\}^{0.179}} \quad (\text{II.25})$$

$$c_v = \frac{\pi}{4} \times \left[\left(\frac{d_2 - d_1}{d_{100} - d_0}\right) \times \left(\frac{H_d}{\sqrt{t_2} - \sqrt{t_1}}\right) \right]^2 \quad (\text{II.26})$$

Les équations II.23, II.25 et II.26 donnent les valeurs de d_{100} , d_0 , et de c_v respectivement en fonction de trois lectures micrométriques. Il est évident qu'il peut y avoir des différences qui dépendent du choix des trois points nécessaires à cette méthode.

II.3.6 – Méthode de la vitesse - "Velocity Method" (Parkin 1978)

Cette méthode fut proposée par *Parkin* (1978, 1981), puis améliorée plus tard par *Pandian* et al. (1994). Cette méthode ne nécessite aucune. Elle consiste à réduire la courbe de consolidation théorique et la courbe de compression expérimentale, en vue de leur comparaison, en des formes géométriquement identiques tracées selon des échelles superposables.

La méthode proposée par *Parkin* compare la courbe $(T_v, \log(\dot{U}_{moy}))$ représentant la vitesse de consolidation théorique (Fig. II.17) à celle obtenue expérimentalement $(t, \log(\dot{\delta}))$.

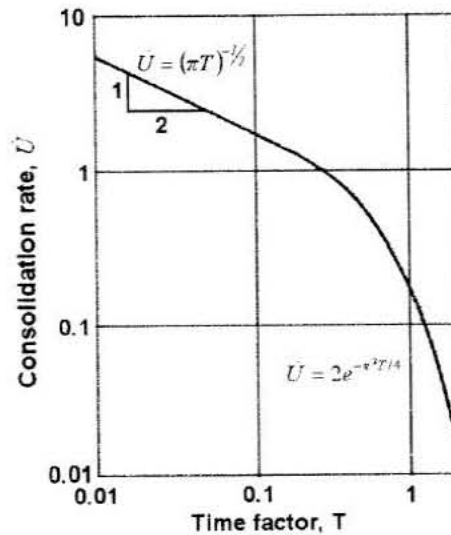


Figure II.17 – Vitesse de consolidation théorique

La partie initiale, jusqu'à $U_{moy} \approx 50\%$, est approximativement un segment de droite de pente 0,5. Au-delà de $U_{moy} \approx 50\%$, la pente augmente continuellement pour tendre vers l'infini.

La procédure pour déterminer c_v est la suivante :

- Déterminer la vitesse de tassement expérimental $(\dot{\delta})$ pour des intervalles de temps successifs;
- La valeur du temps (t) , associée à la valeur de $(\dot{\delta})$, sera prise égale à la moyenne de deux temps successifs ;
- Tracer $\log(\dot{\delta})$ en fonction de $\log(t)$;
- En négligeant le point initial (généralement affecté par la compression élastique initiale), ajuster une droite de pente $\frac{1}{2}$ à travers les points initiaux (Fig. II.18) ;
- Superposer la courbe théorique (Fig. II.17) à la courbe expérimentale (Fig. II.18) ;
- Trouver le temps t sur la courbe expérimentale correspondant à $T_v=1$ sur la courbe théorique ; et finalement
- Calculer c_v pour chaque incrément de charge en utilisant l'équation II.8. Dans la mesure où $U_{moy} = 93\%$ pour $T_v = 1$, l'équation II.8 se réduit alors à :

$$c_v = \frac{H_d^2}{t_{93}} \quad (\text{II.27})$$

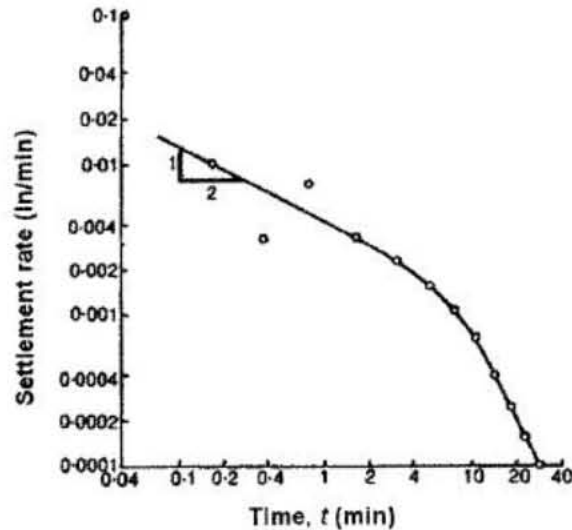


Figure II.18 – Diagramme de la vitesse de tassement obtenu à partir d'un essai oedométrique (Parkin 1978)

Les valeurs de c_v déterminées par cette méthode sont très proches de celles issues de la méthode classique $t^{1/2}$ de Taylor (Shukla et al. 2009), excepté pour des rapports d'incrément de la charge élevés. La méthode de Parkin a cet avantage de ne pas avoir à déterminer les deux points correspondant respectivement à zéro et à 100% de consolidation primaire. Cependant, le processus de différenciation numérique d'une courbe expérimentale peut induire de fortes dispersions dans la courbe des vitesses, et il devient difficile d'identifier adéquatement la zone linéaire et de localiser avec une relative précision le temps t correspondant à $T_v=1$

La compression secondaire peut aussi être observée, elle provoque un décalage entre les deux courbes en leur phase finale de compression avec une vitesse de tassement plus importante que celle correspondant à la solution théorique (Parkin 1978).

Dans le cas où l'incrément de charge précédent est maintenu assez longtemps pour permettre un développement considérable de la compression secondaire, la partie initiale de la courbe de vitesse de tassement, sous l'incrément de charge considéré, est de pente inférieure à 0,5. Parkin et Lun (1984) ont observé que la pente est affectée par les types de sol, qui à leur tour affectent la correspondance entre les courbes expérimentales et théoriques.

Pour les argiles sensibles sujettes à des incréments de charge maintenus plus longtemps que la durée de chargement conventionnelle et qui exhibent une compression secondaire

importante, une variation dans la pente initiale peut être observée. En plus, pour les argiles sensibles, si la pression appliquée est inférieure à la contrainte de préconsolidation, il en résulte une courbure inverse (Parkin 1981).

En se basant sur la méthode de *Parkin* (1978, 1981) décrite ci-dessus et sur les études reportées par *Patric et al.* (1985), *Pandian et al.* (1994), proposèrent la méthode de la vitesse de tassement améliorée "*Improved Velocity Method*" dans le souci de surpasser les difficultés dues aux effets de la compression secondaire, particulièrement dans le stade final de la compression, où apparaissent en général les écarts entre les courbes expérimentale et théorique.

En examinant soigneusement la courbe $\dot{\delta}$ en fonction de $\log(t)$ dans la figure II.19, on remarque que la courbe possède 3 segments linéaires distincts (a), (c) et (d) séparés par une courbe de transition (b) (*Patric et al.* 1985).

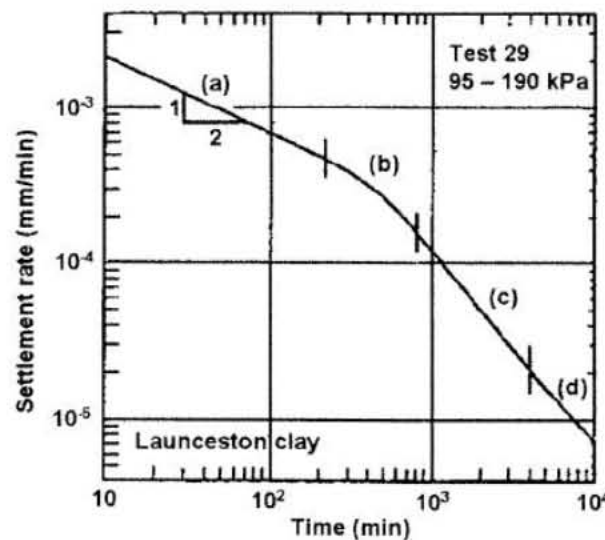


Figure II.19 – Caractéristiques générales d'une courbe de vitesse de tassement expérimentale (*Patric et al.* 1985)

Le premier segment peut être associé à la phase initiale de la consolidation, soit celle correspondant à moins de 50% de consolidation. Le deuxième segment linéaire (c) se situe juste avant la fin de la consolidation primaire, et le troisième (d) juste après le début de la dominance de la compression secondaire. A partir de là, le second segment (c) peut être considéré comme une tangente à 100% de la consolidation primaire. Le point d'intersection des deux segments linéaires (c) et (d) peut être considéré comme représentant t_p - temps correspondant à

$U_{moy} = 100\%$. Il a été reporté que l'intersection des deux segments linéaires (a) et (c) représente le temps t correspondant au facteur temps $T_v = 0.524$, qui peut être utilisé pour calculer c_v , par le biais de l'équation II.8. Du moment que $U_{moy} = 78\%$ pour $T_v = 0.524$, et en notant le temps t par t_{78} , l'équation II.8 devient :

$$c_v = \frac{0.524 H_d^2}{t_{78}} \quad (\text{II.28})$$

II.3.7 – Méthode hyperbole équilatérale – "Rectangular Hyperbola Method" (Sridharan et al. 1987)

Le concept de base et la procédure de calcul de cette méthode ont été décrits dans deux publications différentes par Sridharan et Rao (1981), et par Sridharan et Prakash (1985), la méthode a été par la suite expliquée en détail par Sridharan et al. (1987). Cette méthode admet que la relation $(T_v, T_v/U_{moy})$ est de forme hyperbole équilatérale sur un large intervalle de T_v . La partie de cette hyperbole équilatérale est approximativement une droite pour U_{moy} entre 60% et 90% (Fig. II.20a).

La procédure pour la détermination de c_v est la suivante :

1. Obtenir à partir d'un essai oedométrique standard, les valeurs du temps t et de déformation δ , de préférence à des intervalles de temps réguliers ;
2. Tracer $\frac{t}{\delta}$ en fonction de t (Fig. II.20b);
3. Identifier dans la courbe tracée la première portion rectiligne ;
4. Mesurer la valeur de la pente m et l'intersection C ; et finalement
5. Calculer la valeur de c_v en utilisant l'équation :

$$c_v = \frac{0.24 m H_d^2}{C} \quad (\text{II.29})$$

Où C est la valeur à l'intersection de la portion linéaire de la courbe $\frac{t}{\delta} = f(t)$ avec l'axe $\frac{t}{\delta}$.

Sridharan et al. (1987) avaient expliqué qu'en utilisant cette méthode, la valeur de la compression δ_{100} correspondant à 100% de la consolidation primaire pouvait être obtenue grâce à l'aide de l'équation :

$$\frac{\delta_{100}}{H_0} = \frac{0.862}{mH_0} - 3.677 \times 10^{-4} \quad (\text{II.30})$$

où H_0 est l'épaisseur initiale de l'échantillon de sol avant chargement.

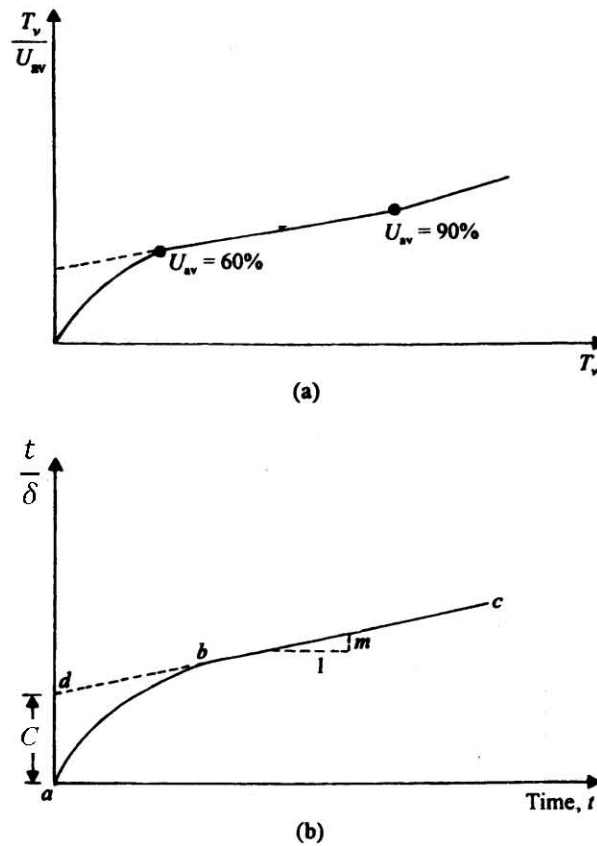


Figure II.20 – Méthode hyperbole équilatérale "Rectangular Hyperbola" (Sridharan et al. 1987)

Les sols exhibant une compression secondaire significative peuvent présenter plus d'un segment de droite dans le repère $\frac{t}{\delta}$ en fonction de t . Dans ces cas, le segment de droite qui suit immédiatement la partie initiale courbe est identifié comme la ligne droite requise pour la détermination de c_v et de δ_{100} . Une limitation sérieuse de cette méthode est qu'elle ne permet pas

d'avoir directement la compression initiale, quoique *Sridharan et al.* (1987) avaient proposé une approche alternative qui semble être une méthode itérative et laborieuse (*Shukla et al.* 2009).

II.3.8 – Méthode du Logarithme du Temps Révisée – "*Revised Logarithm of Time Fitting Method*" ou "*Early log t method*" (*Robinson et Allam* 1996)

En combinant les concepts de la méthode $\log(t)$ de *Casagrande* et de la méthode du point d'inflexion, *Robinson et Allam* (1996) proposèrent une méthode qui utilise la partie initiale de la courbe $\delta - \log(t)$ obtenue à partir d'un essai de consolidation au laboratoire dans le but de réduire les effets de la compression secondaire. Pour la détermination de c_v , la procédure est la suivante (Fig. II.21):

1. Tracer la courbe $\delta - \log(t)$ à partir des données d'un essai oedométrique ;
2. Obtenir la lecture corrigée à zéro déformation en supposant que la partie initiale de la courbe est une parabole (comme dans la méthode de *Casagrande*, c.à.d. en utilisant t et $4t$) ;
3. Tracer une ligne parallèle à l'axe du temps en passant par le zéro corrigé ;
4. Identifier le point d'inflexion sur la courbe et tracer une tangente à la courbe au point d'inflexion;
5. Lire le temps correspondant au point d'intersection de la tangente au point d'inflexion avec la droite horizontale passant par le zéro corrigé, ce temps correspond à $U_{moy} = 22.14\%$ pour lequel la valeur du facteur temps $T_v = 0.0385$; et finalement
6. Calculer c_v en utilisant l'équation II.8 :

$$c_v = \frac{0.0385 \times H_d^2}{t_{22.14}} \quad (\text{II.31})$$

Il a été relevé que la valeur de la perméabilité k , calculée par le biais de c_v déterminé par cette méthode, est plus proche de la valeur mesurée au laboratoire que le sont celles calculées par les méthodes standards.

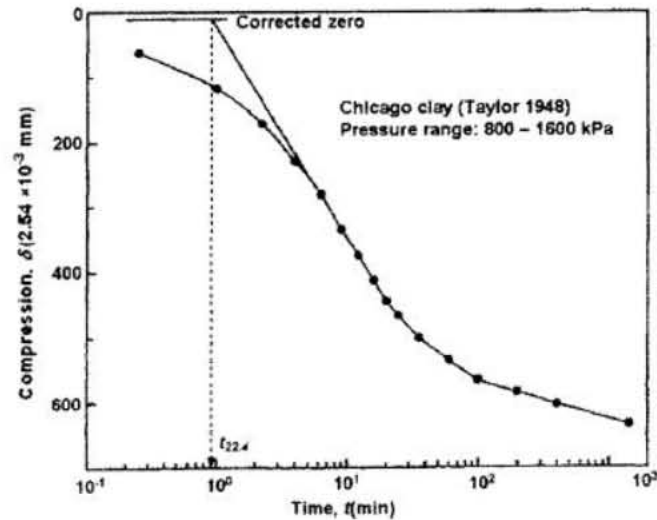


Figure II.21 – Courbe typique $\delta - \log(t)$ illustrant la construction pour localiser $t_{22.14}$ (Robinson et Allam 1996)

II.3.9 – Méthode du Point d'Inflexion ("Inflection Point Method")

La détermination de c_v par la méthode du point d'inflexion fut d'abord proposée par *Cour* (1971) puis détaillée par la suite par *Robinson* (1997) et *Mesri et al.* (1999a). Cette méthode ne nécessite pas une construction graphique. Elle est basée sur la caractéristique de la théorie de consolidation unidimensionnelle de *Terzaghi* selon laquelle le degré de consolidation U_{moy} tracé en fonction du logarithme du facteur temps T_v montre une forme parabolique au départ jusqu'à $U_{moy} = 60\%$ suivie par une région à forte pente et au-delà de $U_{moy} = 95\%$, la courbe s'aplatie rapidement approchant une asymptote horizontale correspondant à $U_{moy} = 100\%$ (Fig. II.4b). La courbe $(\log(T_v), U_{moy})$ possède un point d'inflexion. La pente $M = dU_{moy} / d\log(T_v)$ de la courbe $(\log(T_v), U_{moy})$ a un maximum ($M_i = 0.6868$) (Fig. II.22) correspondant à $U_{moy} = (U_{moy})_i = 70.15\%$ et $T_v = (T_v)_i = 0.405$.

Si le point d'inflexion pouvait être observé pour tous les sols et tous les incréments de pression dans la courbe temps-tassement d'un essai de consolidation au laboratoire, alors c_v pourrait être calculé en utilisant le temps correspondant au point d'inflexion (t_i) comme suit :

$$c_v = \frac{T_{v70} H_d^2}{t_{70}} = \frac{0.405 H_d^2}{t_{70}} \quad (\text{II.32})$$

où : t_{70} est le temps au point d'inflexion correspondant à $U_{moy} = 70\%$, et $T_v 70 = 0.405$.

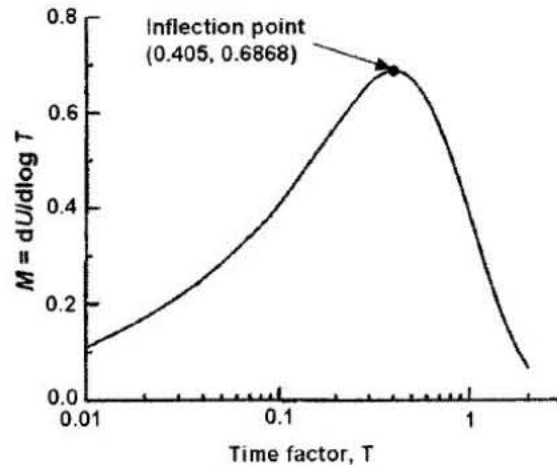


Figure II.22 – $dU_{moy}/d\log(T_v)$ en fonction du facteur temps T_v (Robinson 1997)

Le seul impératif pour la détermination de c_v par cette méthode est de localiser le point d'inflexion sur la courbe de consolidation temps-tassement expérimentale et de l'insérer dans l'équation II.33.

Le point d'inflexion peut être localisé de deux manières différentes (Mesri et al. 1999a):

1. la méthode de visualisation : localiser visuellement le point d'inflexion dans un graphique semi-log représentant la courbe $\delta - \log(t)$; ou bien
2. la méthode de la tangente : définir le point d'inflexion comme étant le point où la valeur absolue de la pente de la tangente à la courbe $\delta - \log(t)$ atteint un maximum.

Dans la méthode de visualisation, il est relativement simple de reconnaître t_i avec un certain degré de précision lorsque la courbe $\delta - \log(t)$ est tracée ; sinon, le point d'inflexion peut être défini au point où la différence entre deux lectures micrométriques est maximale, indiquant ainsi que la pente de la tangente à la courbe $\delta - \log(t)$ a atteint un maximum.

Les lectures micrométriques effectuées juste après l'application de la charge, qui sont généralement peu pratiques et non précises ainsi que les lectures effectuées au-delà de 70% de consolidation, ne sont pas nécessaires pour la détermination de c_v par la méthode du point d'inflexion. Un avantage de cette approche est que le point d'inflexion se situe à un degré moyen de consolidation de 70% soit aux alentours du milieu de la courbe de consolidation et se trouve par conséquent moins affecté par la compression initiale et la compression secondaire.

Lorsqu'un rapport d'incrémentation de la charge (LIR) égal à l'unité est utilisé, il apparaîtra un point d'inflexion dans la courbe $\delta - \log(t)$ (Mesri et Goldewski 1977). Mesri et al. (1999a) avaient montré que la valeur de c_v , déterminée par la méthode du point d'inflexion était très proche de celle obtenue par la méthode $\log(t)$ de Casagrande qui, selon les auteurs, était largement utilisée mais plus laborieuse. Dans ce contexte, il a été suggéré que lorsque le point d'inflexion est soigneusement identifié, la valeur calculée de c_v est aussi fiable que celle qui serait obtenue en utilisant la procédure de Casagrande. Il est cependant important de noter que la fiabilité des résultats dépend énormément du jugement et de la précision avec lesquels sera défini le point d'inflexion, et que cette méthode ne peut être appliquée sur tous les types de courbes déformation–logarithme du temps, car le point d'inflexion peut ne pas apparaître ou être évident dans certaines courbes (Mesri et Goldewski 1977).

II.3.10 – Autres méthodes d'évaluation de c_v

Naylor et Doran (1948) avaient proposé la méthode des "approximations successives" pour la détermination de c_v en utilisant la portion de la courbe de compression dans l'intervalle $60\% \leq U_{moy} \leq 80\%$ où seul le premier terme de la série (Eq. II.10) est nécessaire. Dans cette méthode, d_0 et d_{100} sont prédéterminées [Léonards (1962) recommande de prendre la valeur de d_0 estimée par Taylor, et la valeur de d_{100} déterminée par Casagrande], et l'erreur sur d_0 et d_{100} est évaluée à partir des données, en supposant au départ comme première approximation, que les deux erreurs sont égales. Des valeurs corrigées de d_0 et d_{100} sont obtenues et utilisées pour recalculer les erreurs ; cette procédure est répétée jusqu'à ce que les erreurs sur d_0 et d_{100} approchent le zéro. Si les valeurs initiales de d_0 et d_{100} sont suffisamment correctes, une seule itération est en général suffisante. Cependant, comparée aux autres erreurs qui peuvent intervenir dans l'évaluation de c_v , la précision relativement faible apportée par cette procédure, justifie rarement l'effort développé (Leonards 1962).

Scott (1961) avait proposé une méthode qui utilise une famille de courbes représentant $\frac{U(T_v)}{U(NT_v)}$ en fonction de T_v (Fig. II.23) déduite de l'équation II.10., N étant un nombre réel supérieur à 1 (Fig. II.23). Lorsque N tend vers l'infini, $U(NT_v)$ devient égal à l'unité et la courbe $\frac{U(T_v)}{U(NT_v)}$ en fonction de T_v coïncide avec la courbe théorique de consolidation. Pour déterminer c_v pour un sol donné, la lecture initiale d_0 au temps $t = 0$ et les lectures d_t et d_N à deux temps

simultanés t et Nt sont considérées. En utilisant ces valeurs de lectures, il est possible de calculer le rapport de compression à l'aide de l'équation :

$$\frac{U(T_v)}{U(NT_v)} = \frac{d_t - d_0}{d_{Nt} - d_0} \quad (\text{II.33})$$

Les courbes de la figure II.23 sont utilisées pour déterminer le facteur temps T_v correspondant aux valeurs calculées du rapport de compression (Eq. II.33) et de N . Enfin, il est possible de calculer le coefficient de consolidation c_v , à l'aide de l'équation II.8 connaissant T_v , H_d et t . Ce calcul peut se faire pour différentes valeurs de N , ce qui nous conduit à un ensemble de valeurs de c_v , pour lesquelles il est possible de prendre la moyenne pour avoir une bonne approximation de c_v . Cette méthode demande de l'effort ainsi qu'une procédure pour la détermination de la lecture initiale corrigée. Cette méthode ne peut être utilisée pour des faibles valeurs du temps car, à ce niveau, la courbe $\frac{U(T_v)}{U(NT_v)}$ est relativement aplatie rendant ainsi difficile la détermination de T_v (Fig. II.23). Une attention particulière est essentielle lors du choix des deux valeurs de temps t et Nt nécessaires à cette procédure sinon, l'interpolation peut ne pas donner des résultats satisfaisants. Par conséquent, cette méthode est plus difficile à appliquer que les méthodes standards (Shukla et al. 2009).

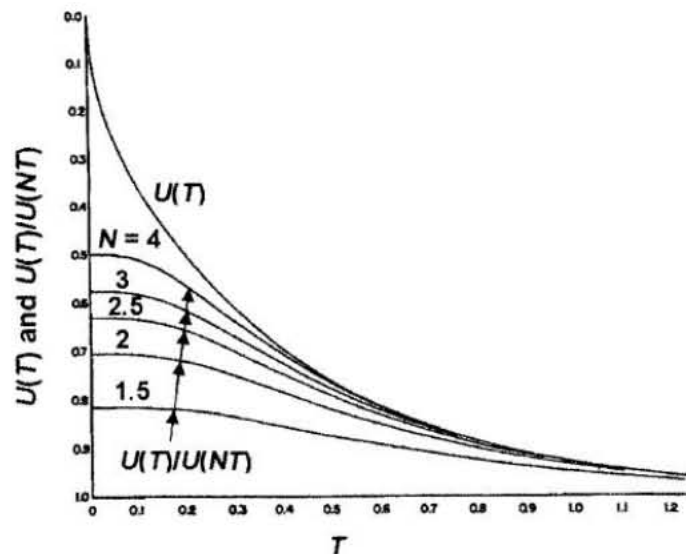


Figure II.23 – Courbes $U_{moy}(T_v)$ et $U_{moy}(T_v)/U_{moy}(NT_v)$ en fonction de T_v (Scott 1961)

Raju et al. (1995) avaient procédé à une tentative de montrer la faisabilité d'estimer c_v en se basant sur les relations "état de contrainte–perméabilité" présentées par *Nagaraj et al.* (1993). Une expression a été alors déduite pour le calcul du coefficient de consolidation c_v :

$$c_v = \frac{1 + e_L(1.23 - 0.276 \log \sigma')}{(\sigma')^{0.353} e_L} \times 10^{-3} \quad (\text{cm}^2/\text{s}) \quad (\text{II.34})$$

où : σ' est la contrainte verticale effective en kPa, et e_L est l'indice des vides à l'état limite de liquidité. A noter que $e_L = \left[\frac{\omega_L (\%)}{100} \right] G_s$ avec ω_L la limite de liquidité et G_s le poids spécifique des grains solides.

Cette méthode permet l'estimation de c_v pour des sols normalement consolidés, non cimentés et totalement saturés avec un écoulement vertical de l'eau interstitielle et ceci sans avoir besoin de procéder à un essai de consolidation. Les valeurs de c_v calculées par cette méthode se trouvent être inférieures à celles obtenues par les méthodes graphiques – $\log(t)$ de *Casagrande*, $t^{1/2}$ de *Taylor*.

II.3.11– Coefficient de consolidation à partir de mesure de perméabilité

La seconde manière de calculer le coefficient de consolidation c_v est à partir de l'équation II.6 avec mesure directe du coefficient de perméabilité (k) et du coefficient de compressibilité volumique (m_v) obtenu à partir de la courbe de compressibilité oedométrique. Ces valeurs de c_v s'avèrent supérieures à celles obtenues par les méthodes graphiques (Olson 1986, Leroueil 1987). Il est cependant important de noter que les deux coefficients k et m_v diminuent lorsque la pression de consolidation augmente et de ce fait, le coefficient de consolidation est nettement moins sensible aux variations de la pression que le sont m_v et k (Duncan 1993).

II. 4 – FACTEURS AFFECTANT L'ÉVALUATION DU COEFFICIENT DE CONSOLIDATION

Il a été constaté que le coefficient de consolidation c_v n'est pas constant pour un essai sur un sol donné mais qu'il varie en fonction de la profondeur, qu'il est fortement influencé par le type d'essai effectué (incrémental ou au CRS) (Sheahan et al 1997), par le rapport d'incrémental de la charge et par le niveau de la contrainte appliquée (Leonards 1964, Duncan

1993 et Leroueil 1996), qu'elle excède ou non la contrainte de préconsolidation (Léonards et Girault 1961, Duncan 1993), ou qu'il s'agisse de chargement ou de déchargement ; par l'effet des conditions (température, humidité, etc.) de l'essai de consolidation au laboratoire (Sridharan et Chandrakaran 1992) et enfin , il peut varier considérablement entre des échantillons du même sol (Lambe et Whitman 1979).

Pour les argiles légèrement surconsolidées, le coefficient de consolidation diminue considérablement à mesure que la pression appliquée approche la contrainte de préconsolidation et il demeure pratiquement constant ou alors diminue légèrement avec l'accroissement de σ'_v dans le domaine de la compression vierge (Lancellotta 1995, Terzaghi et al. 1996, Olson 1998). Le coefficient de consolidation déterminé à partir d'un cycle de rechargement est substantiellement plus important que celui obtenu dans le domaine de la compression vierge (Fig. II.24), un facteur de 5 à 10 est typique à plusieurs argiles molles (Terzaghi et al. 1996). En début du déchargement (gonflement), c_v est très grand, puis il décroît rapidement au cours du déchargement. Ces observations sont corroborées par les résultats de Sridharan et Chandrakaran (1992) qui comparent les valeurs de c_v (Tableau II.3) des échantillons d'argile surconsolidée et normalement consolidée à différentes phases de chargement. Jusqu'à une pression de 100 kPa, correspondant à la pression de préconsolidation, les valeurs de c_v de l'échantillon surconsolidé sont très élevées relativement à celles de l'échantillon normalement consolidé. Au-delà de cette pression, les valeurs de c_v des deux échantillons sont équivalentes.

Tableau II.3 – Variation du coefficient de consolidation $c_v \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{min}$ avec les incréments de pression pour des échantillons d'argile surconsolidée et normalement consolidée (Sridharan et Chandrakaran 1992)

SI No	Soil description	Pressure increment, kPa					
		6.25-12.5	12.5-25	25-40	50-100	100-200	200-400
1	Over consolidated sample Pc = 100 kPa	4.26	1.80	1.11	2.75	0.96	0.52
2	Normally consolidated sample	0.43	0.71	0.47	0.51	0.84	0.79

c_v , déterminé par la méthode hyperbole équilatérale "*Rectangular Hyperbola*"

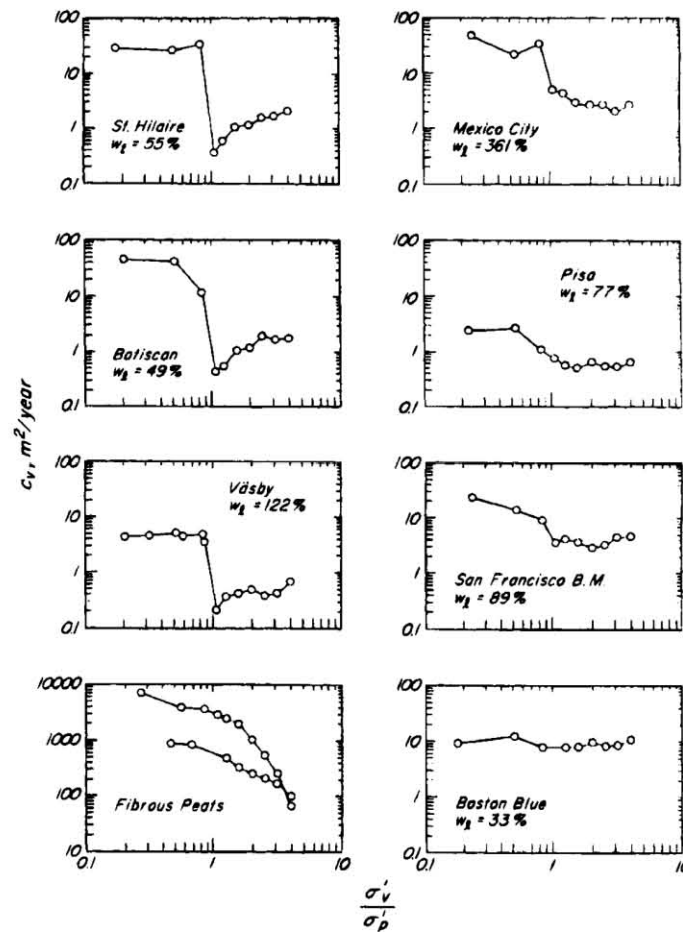


Figure II.24 – Coefficient de consolidation en fonction de la contrainte effective σ'_v pour différents sols – c_v calculé à partir de mesures de k (Terzaghi et al. 1996)

Ces tendances peuvent en fait s'expliquer eu égard à l'équation II.6. Dans le cas d'une argile normalement consolidée, les deux paramètres k et m_v décroissent lorsque la contrainte appliquée augmente, mais le rapport k/m_v demeure essentiellement constant. Pendant la phase de recompression, la perméabilité diminue légèrement au moment où m_v croit considérablement, et par suite, il en résulte une diminution importante de c_v à mesure que la contrainte effective appliquée tend vers la pression de préconsolidation (Figure II.25).

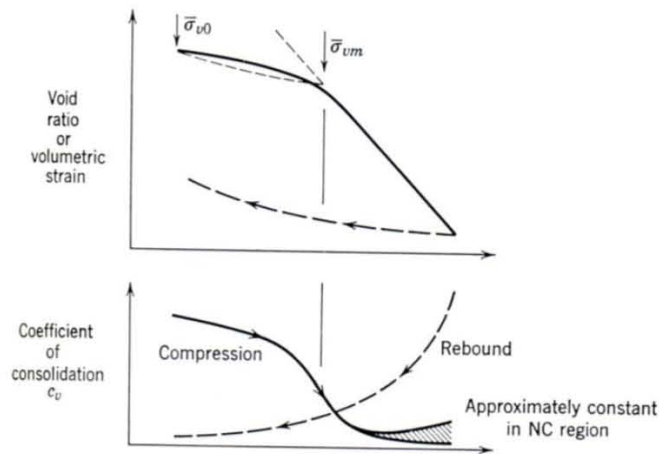


Figure II.25 – Variation typique du coefficient de consolidation avec la pression de consolidation (Lambe et Whitman 1969)

La durée de maintien d'un incrément de charge au-delà de 24h peut affecter la valeur de c_v , en effet, plus la durée sous contrainte effective constante est importante, plus dense est l'échantillon (Lambe et Whitman 1969) et par conséquent, la valeur de c_v s'en trouvera diminuée lors de l'incrément de charge suivant. La figure II.26 montre des courbes typiques de l'indice des vides en fonction de la contrainte effective pour une argile normalement consolidée, obtenue en maintenant la charge, après la fin de la consolidation primaire, à des durées différentes.

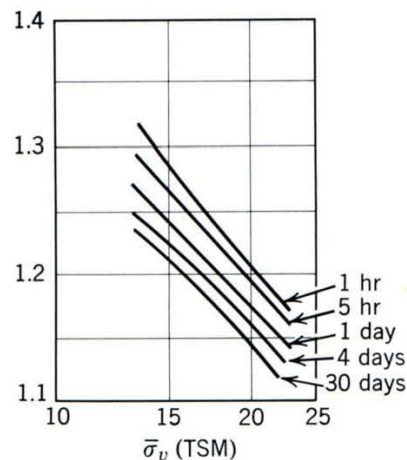


Figure II.26 – Effet de la durée de maintien du chargement sur la compression secondaire (Bjerrum, 1967)

Leonards et Altschaeffl (1964) ont illustré l'effet du rapport d'incrément de la charge sur les courbes temps-déformation obtenues pour l'argile non remaniée de Mexico City

(Fig. II.27). La courbe I correspond à un rapport $LIR = 1$ et les courbes II et III à des valeurs de LIR égales à 0.25 et 0.22 respectivement. La position du point correspondant à la fin de la consolidation primaire (auquel la surpression interstitielle mesurée est nulle) est différente pour les trois courbes, ce qui rend difficile la détermination de c_v . Le rapport élevé de l'incrément de la charge (LIR) permet d'avoir la forme "S" de la courbe temps-tassement avec la consolidation s'effectuant principalement en phase primaire, alors qu'avec un faible LIR , la courbe obtenue représente une grande partie de la consolidation se produisant en phase secondaire.

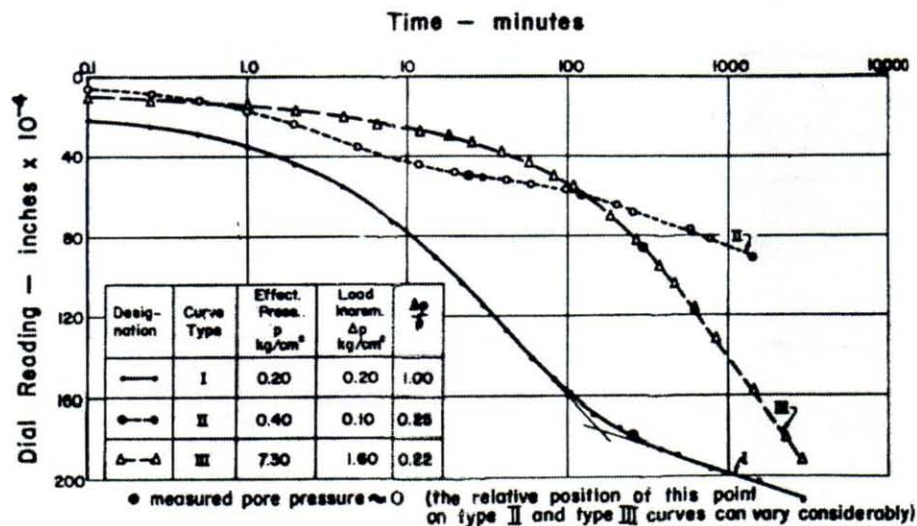


Figure II.27 – Effet du rapport d'incrément de la charge LIR sur la forme de la courbe temps-tassement – Argile non remaniée de Mexico City (Leonards et Altschaeffl 1964)

Le remaniement affecte considérablement la valeur de c_v relative à la phase initiale de chargement et de ce fait, dans la phase surconsolidée, c_v devrait être déterminé à partir de la phase de rechargement (Lancellotta 1995). Dans le domaine de la compression vierge, c_v est peu sensible à la qualité de l'échantillon (Ortega 1998, Tanaka et al. 2001).

La variation de la température peut avoir un effet considérable sur la valeur de c_v , cependant, des données expérimentales (Simons 1965) montrent que cet effet peut s'expliquer en partie par la variation de la viscosité de l'eau interstitielle avec la température. La variation de c_v avec la température est donnée dans le Tableau II.4

Tableau II.4– Variation relative de c_v avec la température

Temperature (°C)	Viscosity (millipoise)	Relative c_v
5	15.2	0.66
10	13.1	0.76
15	11.5	0.87
20	10.0	1.00 Reference
25	9.0	1.11
30	8.0	1.25

La courbe contrainte-déformation suivie par un élément de sol dépend de nombreux paramètres comme la perméabilité, la position de l'élément dans la couche compressible ainsi que de l'épaisseur de la couche elle-même. Dans de telles conditions, la valeur de c_v peut devenir extrêmement variable avec la position de l'élément et avec le temps et cela même si l'étape de chargement considéré se trouve dans la phase normalement consolidée (Abuel-Naga et Pender 2012). Ce paramètre (c_v) est, néanmoins, très souvent utilisé pour l'estimation globale des vitesses de tassement.

II. 5 – CORRELATIONS EMPIRIQUES ENTRE LE COEFFICIENT DE CONSOLIDATION c_v ET LES CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DES SOLS

Au vue de la complexité à obtenir c_v à partir d'un essai de consolidation, toute tentative de déterminer ce même paramètre mais à travers des corrélations avec les propriétés physiques, serait la bienvenue au stade de l'étude préliminaire.

Bien que limités, des efforts ont été développés dans le but de prédire le coefficient de consolidation à travers les caractéristiques physiques de sols telles que la teneur en eau, la limite de liquidité, l'indice de plasticité, l'activité, etc. Très tôt, *Carrier* (1985) avait pour cela, exprimé c_v (en m^2/s) par la relation :

$$c_v = \frac{9.09 \times 10^{-7} (1.192 + ACT^{-1})^{6.993} (4.135 I_L + 1)^{4.29}}{I_p (2.03 I_L + 1.192 + ACT^{-1})^{7.993}} \quad (m^2/s) \quad (II.35)$$

où ACT est l'activité ; I_L , l'indice de liquidité et I_p , l'indice de plasticité. On peut constater de l'équation II.35, que le coefficient de consolidation est inversement proportionnel à l'indice de plasticité.

Raju et al. (1995) avaient proposé une équation pour prédire c_v de l'argile normalement consolidée, en termes d'indice des vides à la limite de liquidité (e_L) et de contrainte effective in-situ σ'_v (kPa), elle est donnée par :

$$c_v = \frac{1 + e_L (1.23 - 0.276 \log \sigma'_v)}{e_L} \times \frac{1}{(\sigma'_v)^{0.353}} \times 10^{-3} \quad (\text{cm}^2/\text{s}) \quad (\text{II.36})$$

L'inconvénient de l'équation II.36 est qu'elle découle d'une étude limitée à quatre sols (limite de liquidité 50–106% et limite de plasticité 27–47%) et la limite de liquidité est le seul paramètre considéré. Les sols peuvent avoir la même limite de liquidité mais une limite de plasticité différente, leur comportement serait par conséquent différent (Sridharan et Nagaraj 2004). De ce fait, la généralisation de l'équation II.36 pose des interrogations.

Lambe et Whitman (1969) avaient donné des intervalles de valeurs typiques du coefficient de consolidation dans les cas d'échantillons de sol intacts et remaniés avec différentes limites de liquidité (Tableau II.5), elles ont été représentées graphiquement par la figure II.28 (US Army Corps of Engineers 1990).

Tableau II.5 – Valeurs typiques du coefficient de consolidation (Lambe et Whitman 1969)

Limite de liquidité (%)	Limite inférieure pour la Recompression (m ² /s)	Compression vierge Non Remanié (m ² /s)	Limite supérieure Reconstitué (m ² /s)
30	3.5×10^{-6}	5×10^{-7}	1.2×10^{-7}
60	3.5×10^{-7}	1×10^{-7}	3×10^{-8}
100	4×10^{-8}	2×10^{-8}	1×10^{-8}

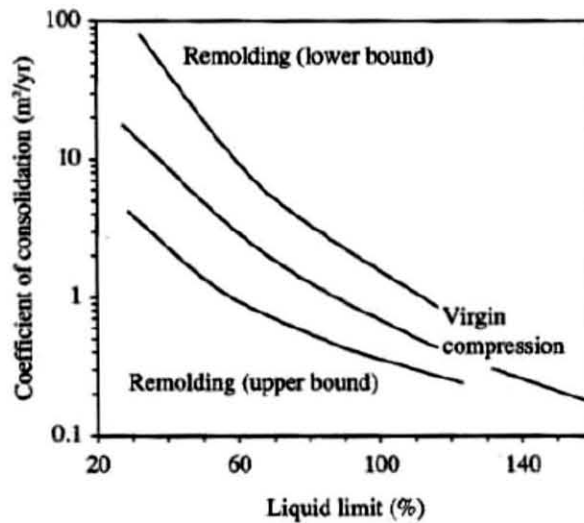


Figure II.28 – Corrélations approximatives entre c_v et la limite de liquidité (US Army Corps of Engineers 1990)

Plus récemment, *Sridharan et Nagaraj* (2004) avaient conclu, sur la base d'une étude sur dix sols naturels couvrant une large gamme de limite de liquidité (37–74%) et d'indice de plasticité (9.5– 40%) que la limite de liquidité était la plus faiblement corrélée au coefficient de consolidation et que l'indice de retrait I_s (=limite de liquidité – limite de retrait) était le paramètre le plus fortement corrélé à c_v par la relation :

$$c_v = \frac{3}{100 (I_s)^{3.54}} \quad (\text{m}^2/\text{s}) \quad (\text{II.37})$$

Ils mentionnent par ailleurs, qu'en absence de données sur la limite de retrait, qui n'est pas déterminée couramment dans les essais de sol, l'indice de plasticité, alors moins bien corrélé à c_v , peut être utilisé pour prédire le coefficient de consolidation en utilisant la relation :

$$c_v = \frac{4.3 \times 10^7}{(I_p)^{4.7}} \quad (\text{m}^2/\text{s}) \quad (\text{II.38})$$

Il est important de noter, cependant, que ces relations sont basées sur des résultats d'essais effectués sur des sols reconstitués et qu'il est nécessaire de les vérifier pour les sols non remaniés et les sols surconsolidés (*Sridharan et Nagaraj* 2004).

II. 6 – VALEURS TYPQUES DU COEFFICIENT DE CONSOLIDATION

La littérature présente des valeurs typiques du coefficient de consolidations pour certains sols, elles sont résumées dans le Tableau II.6.

Tableau II.6 – Valeurs typiques du coefficient de consolidation c_v
(Holtz et Kovacs 1981).

Sol	c_v	
	$\text{cm}^2/\text{s}, \times 10^{-4}$	m^2/an
Argile bleue de Boston (CL*)	40 ± 20	12 ± 6
Silt organique (OH)	2 - 10	0,6 – 3
Argile glaciaire lacustre (CL)	6,5 – 8,7	2,0 – 2,7
Argile silteuse de Chicago (CL)	8,5	2,7
Argiles de Suède modérément sensible (CL – CH)		
1. En laboratoire	0,4 – 0,7	0,1 – 0,2
2. In-situ	0,7 - 3	0,2 – 1,0
Boue de la baie de San Francisco (San Fransisco bay mud) (CL)	2 – 4	0,6 – 1,2
Argile de Mexico (MH)	0,9 – 1,5	0,3 – 0,5

* Classification USCS

II. 7 – OBSERVATIONS DE LA VITESSE DE CONSOLIDATION IN-SITU

Les valeurs prédites du tassement de consolidation basées sur les résultats d'essais au laboratoire s'accordent rarement avec les observations sur site (Crawford 1986). *Lambe et Whitman* (1969) mentionnent que, souvent, la vitesse de tassement (ou de soulèvement) observée d'une structure est de l'ordre de 2 à 4 fois la vitesse prédite sur la base d'un c_v , déterminé à partir de mesures faites sur des échantillons non remaniés. Ceci est principalement dû aux valeurs de c_v qui se trouvent être affectées sérieusement par le remaniement lors de l'échantillonnage, la technique d'essai utilisée et certains détails de l'essai qui peuvent inclure le rapport d'incrément de la charge (*LIR*) et la durée de chargement, la taille de l'échantillon, le type de l'appareillage, la température, etc. Il est important que ces effets soient évalués en se basant

sur l'expérience in-situ de sorte que les valeurs de tassement estimé soient proches de celles observées sur site. Cependant, la grande difficulté réside dans les variations des propriétés dans les dépôts de sol (Ortega 1998, Tanaka et al. 2001).

L'évaluation de la vitesse de consolidation sur site s'effectue généralement en utilisant une interprétation de la théorie développée à l'origine par *Terzaghi*. Les études ont démontré que la théorie de consolidation unidimensionnelle de *Terzaghi* est applicable aux essais de laboratoire si le rapport d'incrément de la charge (*LIR*) est égal à 1 et les frottements latéraux sont substantiellement éliminés (Olson 1986). Cependant, il a été constaté pour certaines argiles comme l'argile de Leda, que même avec un *LIR* égal à l'unité, il y'a développement substantiel de la compression secondaire (Crawford 1986). Comme le rapport d'incrément de la charge in-situ peut varier en fonction de la profondeur, il est nécessaire d'admettre le fait que les valeurs expérimentales de c_v , obtenues au laboratoire sont sujettes à des erreurs indéterminées et qui peuvent dépasser dans certains cas les 300% comme cela a été reporté par *Leonards* (1962).

Il est donc souhaitable de comparer les résultats d'essais au laboratoire au comportement in-situ dans une tentative d'établir lequel des essais est le plus représentatif. Cependant, il est difficile d'acquérir les observations in-situ de la vitesse de tassement à partir des cas d'études, qui sont généralement accompagnées de nombreuses difficultés notamment celles liées aux conditions de sol et de chargement. D'ailleurs, les corrélations adéquates entre les observations de la consolidation au laboratoire et le comportement in-situ ne sont pas richement rapportées dans la littérature (Shukla et al. 2009). *Olson* (1986) avait indiqué que la plupart des cas d'étude publiés étaient en fait inutiles. A titre d'exemple, les auteurs des études de cas reportent souvent une seule valeur de c_v pour une couche d'argile hétérogène alors qu'il est évident que la valeur de c_v varie, non seulement d'une portion à une autre de la couche mais aussi avec la contrainte effective. La comparaison des cas d'étude publiés montre souvent d'importantes incohérences qui ne peuvent être expliquées par les données publiées (Olson 1986).

Lorsque l'épaisseur de la couche compressible n'est pas grande relativement à l'étendu du chargement en surface et que les déplacements latéraux sont faibles, une valeur moyenne de c_v peut être calculée sur la base du tassement en surface. La première méthode consiste à appliquer la procédure de *Casagrande* ou de *Taylor* aux conditions in-situ. Une autre méthode plus attractive a été développée par *Asaoka* (1978). Il s'agit d'une méthode d'ajustement de la courbe de tassement ; la procédure de la détermination de c_v est la suivante (Fig. II.29) :

- Tracer le tassement de la couche compressible en fonction du temps dans une échelle linéaire ;
- Choisir un incrément de temps Δt pour définir le tassement δ_i aux temps $t_0 + i\Delta t$ ($i=0,1,2,\dots$) ;
- Tracer δ_i en fonction de δ_{i-1} ;
- Tracer une droite L à travers les points (δ_i, δ_{i-1}) , lire la valeur du tassement correspondant au point d'intersection entre la droite L et la droite à 45° issue de l'origine (indiquant $\delta_i = \delta_{i-1}$), et donc obtenir le tassement théorique final δ_f ;
- Mesurer la pente de la droite comme $V : H = \beta : 1$; et finalement
- Calculer la valeur de c_v en utilisant l'équation suivante :

$$c_v = -\frac{4 H_d^2}{\pi^2 \Delta t} \ln \beta \quad (\text{II.39})$$

où H_d : est la longueur maximale de drainage.

L'avantage majeur de la méthode d'*Asaoka* est qu'elle permet, en plus du coefficient de consolidation c_v , d'estimer le tassement final pendant le processus de consolidation.

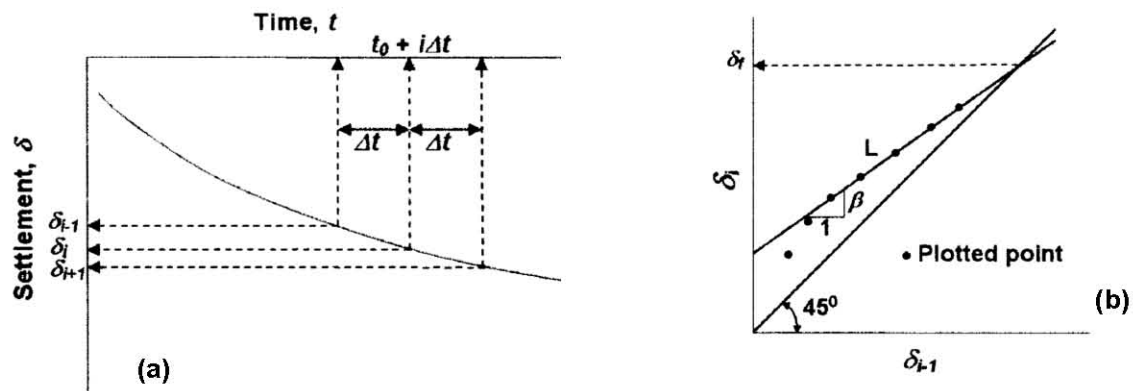


Figure II. 29 – Analyse de tassements par la méthode d'Asaoka, (a) courbe de tassement, (b) la construction d'Asaoka (Asaoka 1978)

Folkes et Crooks (1985) avaient suggéré une méthode pour la détermination de c_v basée sur l'observation de la pression interstitielle. Comme l'illustre la figure II.30, les deux auteurs considèrent une distribution de la pression interstitielle à une date donnée (t_1) comme étant le

profil de la distribution initiale ; un second profil à une date ultérieure (t_2) est alors comparé à la distribution initiale en utilisant les isochrones théoriques générés par les techniques des différences finies. Le facteur temps T_v correspondant à l'isochrone la plus proche de la dernière distribution est utilisé pour calculer une valeur moyenne de c_v in-situ. Cette méthode ne peut être comparée directement à la méthode d'*Asaoka* en raison de leurs approches différentes ; néanmoins, il est à noter qu'elles donnent, en général, des résultats différents (Shukla et al. 2009). *Leroueil* (1987) avait reporté que pour les sols présentant des pressions interstitielles constantes ou croissantes après la fin de la construction, la méthode de *Folkes et Crooks* donnerait une valeur nulle ou bien négative de c_v , alors que la méthode d'*Asaoka* donnerait une valeur positive. *Olson* (1986) avait reporté que les valeurs de c_v calculées à partir des pressions interstitielles pourraient être significativement différentes de celles obtenues à partir d'observations de tassement sur terrain.

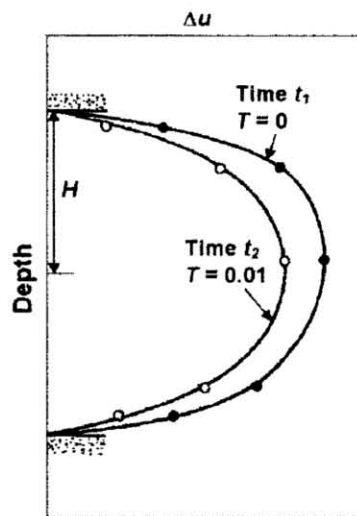


Figure II.30 – Estimation de la valeur de c_v in-situ
(Folkes et Crooks 1985)

Le Tableau II.7 montre quelques résultats et rapports entre les coefficients de consolidation in-situ et oedométriques tels que présentés par *Leroueil* (1987). On peut constater que ces rapports sont très variables, avec des valeurs allant de 3 à 200. Si les valeurs extrêmes obtenues à Melbourne et Penang sont négligées, la moyenne est alors égale à 20. Il est généralement admis que les échantillons de laboratoire de petite taille sont peu représentatifs de la masse d'argile in-situ, qui peut être hétérogène et contenir des films composés de matériaux plus perméables (Rowe 1972, Cortellazzo 2002). *Simons* (1975) avait recommandé de calculer les valeurs de c_v

sur la base d'essais de perméabilité effectués au laboratoire sur des échantillons larges, ou alors in-situ.

Tableau II.7 – Comparaison entre les coefficients de consolidation déterminés au laboratoire et déduits à partir d'analyses de tassements de remblais tel qu'observés par *Leroueil* (1987)

Site	c_v (laboratoire) (m ² /s)	c_v (in-situ) (m ² /s)	c_v (in-situ) / c_v (lab)	Référence
Ska-Edeby IV	5.0×10^{-9}	5.0×10^{-7} *	20	Holtz and Broms (1972)
Oxford (1)			4 – 57	Lewis et al. (1976)
Donnigton			4 – 7	Lewis et al. (1976)
Oxford (2)			3 – 36	Lewis et al. (1976)
Avonmouth			6 – 47	Lewis et al. (1976)
Tickton			7 – 47	Lewis et al. (1976)
Over Causeway			3 – 12	Lewis et al. (1976)
Melbourne			200	Walker et Morgan (1977)
Penang	1.6×10^{-8}	1.1×10^{-6}	70	Adachi et Todo (1979)
Cubzac C	1.4×10^{-8}	4.3×10^{-7} *	31	Leroueil et al. (1985)
A-64	7.5×10^{-8}	2.0×10^{-6} *	27	Leroueil et al. (1985)
Saint-Alban	1.0×10^{-8}	8.0×10^{-8} *	8	Leroueil et al. (1985)
R-7	6.0×10^{-8}	2.8×10^{-7} *	47	Leroueil et al. (1985)
Matagami	8.0×10^{-8}	8.5×10^{-8} *	10	Leroueil et al. (1985)
Berthierville		4.0×10^{-8} *	3 – 10	Kabbaj (1985)

* Valeurs de c_v estimées avec la méthode d'Asaoka

Le cas d'étude du remblai sur la rive Fore près de Portland, Maine a été présenté par *Olson* (1986). Il s'agit d'un problème assez typique dans la mesure où les chargements sont variables en fonction du temps, le sol est stratifié, les propriétés du sol dépendent de la contrainte effective et des pointes de drainage sont installées après une période de consolidation unidimensionnelle. Des analyses sont effectuées en utilisant la méthode des différences finies qui considère chaque couche comme étant instantanément homogène mais permet la variation des propriétés avec le temps. L'ajustement de la courbe de consolidation a été effectué avec la méthode $t^{1/2}$ de *Taylor*. Les propriétés du sol sont déduites à partir des données du site. Les valeurs calculées de c_v in-situ sont comparées aux valeurs du laboratoire dans la figure II.31. Dans la phase de rechargement, les valeurs de c_v in situ dépassent généralement celles du

laboratoire- ce qui était prévisible étant donné que les échantillons sont partiellement remaniés. Dans la phase normalement consolidée, les valeurs in-situ et de laboratoire sont similaires – comme prévu (Olson 1986).

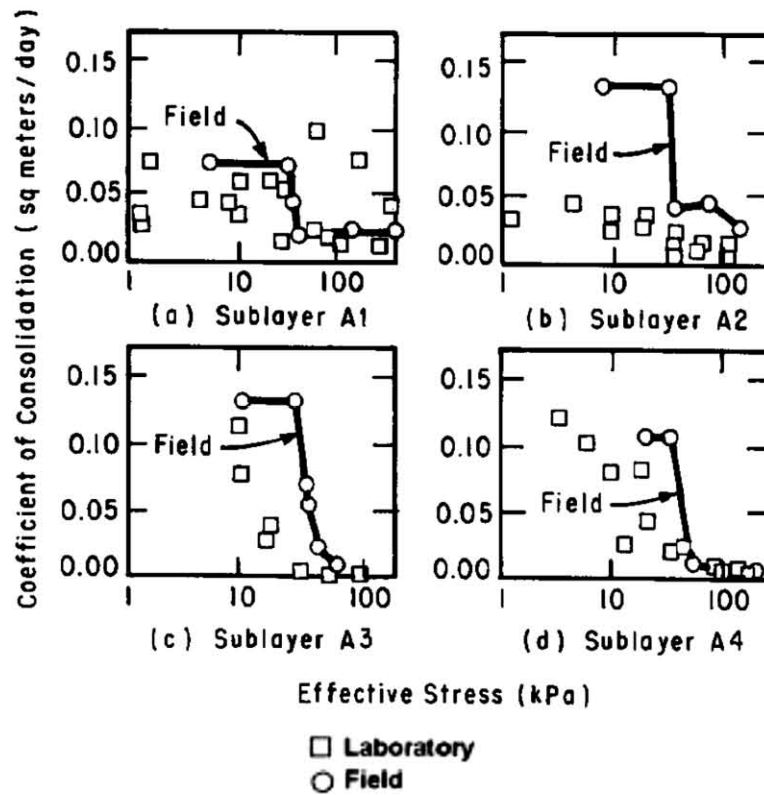


Figure II.31 – Comparaison entre le coefficient de consolidation in-situ et de laboratoire (Olson 1986)

II. 8 – CONCLUSIONS

Au vue de l'importance du coefficient de consolidation c_v dans les applications pratiques, plusieurs méthodes, pouvant être classées comme méthodes de référence et méthodes alternatives, ont été proposées durant les dernières décennies pour son évaluation à partir de résultats d'essai oedométrique incrémental standard, principalement. Depuis leur développement, les deux méthodes standards - la méthode du logarithme du temps de *Casagrande* et la méthode de la racine carrée du temps de *Taylor*, sont les plus largement utilisées aussi bien dans la conception que dans la recherche.

La plupart des méthodes compare les caractéristiques de la courbe théorique $U_{moy} = f(T_v)$ issue de la théorie de consolidation unidimensionnelle de *Terzaghi*, à la courbe de consolidation oedométrique $\delta = f(t)$. Très peu de méthodes (méthode d'*Asaoka* et méthode de *Folkes* et *Cook*) ont été établies pour estimer le coefficient de consolidation à partir de mesures in-situ.

Pour la plupart des argiles dans la phase normalement consolidée, la courbe $\delta = f(t)$ présente la forme en "S" et il est alors possible de déterminer le coefficient de consolidation avec la méthode de *Casagrande*. Bien que les deux méthodes graphiques soient populaires, elles restent laborieuses et ne s'apprêtent pas à un processus automatique.

La méthode du point d'inflexion (Cour 1971, Mesri 1999a) et la méthode de Su (Das 2008) implique l'identification du point d'inflexion dans la courbe temps-tassement, et qui correspond à environ 70% de la consolidation primaire. Les valeurs du coefficient de consolidation obtenues avec cette méthode sont comparables à celles de la méthode de *Casagrande* (Mesri 1999a). Par ailleurs, la méthode du point d'inflexion ne requiert pas la détermination du début et de la fin de la consolidation primaire, nécessaires dans les méthodes standards, mais un bon discernement est indispensable pour identifier le point d'inflexion, bien qu'apparemment, il soit possible de l'observer pour tous les types de sols et tous les rapports d'incrémentations de la charge (*LIR*). Du moment que la méthode de *Sivaram* et *Swamee* (1977) ne nécessite ni graphes, ni abaques, elle peut être effectivement programmable, cependant des variations sont toujours possibles à cause du choix arbitraire des trois points sur la courbe de consolidation oedométrique. Selon la méthode de *Parkin* (1978, 1981), les valeurs de c_v sont proches de celles obtenues par la méthode de *Taylor* excepté lorsque le rapport d'incrémentations de la charge (*LIR*) est élevé. A l'instar de la méthode du point d'inflexion, la méthode de la vitesse de tassement "*velocity method*" ne nécessite pas la détermination de d_0 et d_{100} . Cependant, si les points expérimentaux sont dispersés, il devient difficile de suivre les procédures de cette méthode. La méthode hyperbole équilatérale – "*Rectangular Hyperbola*" (Sridharan et Rao 1981) admet que la relation $(T_v, T_v/U_{moy})$ est représentée par une hyperbole équilatérale sur un intervalle assez large de T_v . Pour les sols exhibant une compression secondaire importante, il peut y avoir plus d'un segment de droite dans le graphique t/δ en fonction de t , et par suite la difficulté de déterminer c_v . La méthode du logarithme du temps révisée (Robinson et Allam 1996) combine les caractéristiques de la méthode de *Casagrande* et la méthode du point d'inflexion, la valeur de c_v obtenue par cette méthode est plus élevée que celles obtenues par les deux méthodes standards.

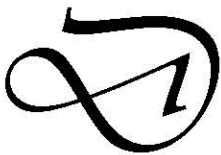
Toutes les méthodes, autres que les deux méthodes standards – de *Casagrande* et de *Taylor*, ont été rarement utilisées dans les applications pratiques. Bien que les méthodes alternatives soient basées sur des approches rationnelles, aucune d'elles n'a pu se substituer aux deux méthodes standards, largement utilisées aussi bien dans la pratique routinière que dans la recherche.

Olson (1986) avait indiqué que la plupart des cas d'étude publiés étaient en fait inutiles dans la mesure où les auteurs des études de cas reportent souvent une seule valeur de c_v in-situ pour une couche d'argile épaisse et hétérogène alors qu'il est évident que la valeur de c_v varie, non seulement d'une portion à une autre de la couche mais aussi avec la contrainte effective. La comparaison des cas d'études publiés montre souvent d'importantes incohérences qui ne peuvent être expliquées par les données publiées.

De grandes différences dans les valeurs de c_v obtenues en laboratoire par les différentes méthodes ont été reportées. Avant d'effectuer des comparaisons, entre valeurs de c_v en laboratoire et in-situ, n'est-il pas nécessaire de s'assurer d'abord de la méthode qu'il faut adopter pour la détermination de la valeur de c_v ?

Chapitre III

Incertitudes sur l'Évaluation du Coefficient de Consolidation



urant les dernières années, le risque en géotechnique et l'analyse de la fiabilité ont connu un essor considérable, ils revêtent aujourd'hui un intérêt particulier. De telles analyses nécessitent l'évaluation des incertitudes sur les paramètres du sol. En pratique, l'incertitude sur le temps de consolidation est inéluctablement liée à la quantification de l'incertitude sur le coefficient de consolidation. La variabilité inhérente du coefficient de consolidation in-situ induite par la nature et les conditions du sol ne peut être adéquatement estimée que si les incertitudes associées aux procédures utilisées pour l'évaluation des paramètres du sol sont connues.

Une multitude de méthodes ont été proposées pour l'évaluation de c_v et le fait de ne pas disposer d'une valeur de référence fait qu'il est difficile de définir la méthode la plus appropriée pour déterminer c_v (ASTM D 2435/D2435M-11). Toutes les méthodes développées utilisent les procédures $\log(t)$ de *Casagrande* et $t^{1/2}$ de *Taylor* comme méthodes de référence, ces mêmes méthodes sont susceptibles d'introduire de fortes incertitudes. Dans le souci d'évaluer ces incertitudes, une étude du problème inverse pour se permettre une valeur cible connue de c_v , est présentée dans le présent chapitre.

Pour les procédures considérées – $\log(t)$ and $t^{1/2}$, les incertitudes sur le coefficient de consolidation sont de deux types, un nuage autour d'une tendance centrale – *erreur aléatoire* et une déviation de la valeur espérée – *erreur systématique*. Comme ces méthodes sont essentiellement des procédures graphiques, une évaluation objective de la sensibilité de la procédure vis-à-vis de l'expérience de l'opérateur et de son jugement ainsi que de la taille du graphe représentant la courbe temps- tassement, est essentielle pour établir la pertinence de la procédure associée.

Une étude statistique est réalisée dans le but de quantifier les incertitudes aléatoires et systématiques associées aux deux procédures standards $\log(t)$ et $t^{1/2}$, d'examiner l'effet de la valeur du coefficient de consolidation qui reflète la plasticité du sol, de l'échelle à laquelle est tracée la courbe de consolidation et de l'expérience de l'opérateur dans l'évaluation du coefficient de consolidation.

III.1– METHODOLOGIE

Afin de déduire l'information sur la nature des incertitudes associées au coefficient de consolidation évalué par le biais de méthodes graphiques standards, des données de consolidations -- *temps-tassement* -- ont été générées, à travers la solution théorique de l'équation de consolidation unidimensionnelle de *Terzaghi*, en imposant préalablement des valeurs de c_v . Ces données synthétiques sont tracées en courbes temps-tassement (annexe A), ces courbes représentent la compression primaire uniquement. En imposant la valeur de c_v , les incertitudes aléatoire et systématique associées aux valeurs estimées de c_v à partir de ces courbes, peuvent ainsi être quantifiées étant donné que la valeur cible du coefficient de consolidation (c_v réel) est connue.

Dans le but d'évaluer la sensibilité de c_v aux procédures graphiques standards, quatre valeurs de c_v ont été sélectionnées dans l'intervalle allant de $2.4 \cdot 10^{-3}$ à $153.6 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{min}$ représentant ainsi une large gamme de plasticité de sols (Tableau III.1). Deux de ces valeurs représentent les sols à faible plasticité et les deux autres les sols à plasticité élevée (US Army Corps of Engineers, 1990). L'"échantillon" est supposé doublement drainé avec une épaisseur totale de 2.54 cm.

Tableau III.1 – Valeurs théoriques du coefficient de consolidation utilisées comme référence ($c_{v \text{ réel}}$)

Sols à plasticité élevée		Sols à plasticité faible	
c_{v1}	c_{v2}	c_{v3}	c_{v4}
(cm^2/min)			
0.0024	0.0096	0.0384	0.1536

Etant donné que les méthodes d'ajustement sont graphiques, les courbes de données temps-tassement synthétiques sont tracées selon trois formats différents, A4, A4/2 et A4/4 dans le but d'évaluer l'effet de la taille du graphe sur l'estimation c_v . Un ensemble de 24 graphes, représentant les courbes de consolidation tracées en $\log(t)$ et $t^{1/2}$ pour les quatre valeurs de c_v sélectionnées et selon les trois formats (Fig. III.1), a été remis à 90 opérateurs géotechniciens pour estimer le coefficient de consolidation relatif à chacune des courbes de consolidation. Ces opérateurs ont été classés, selon leur expérience avec les deux procédures, en trois classes, la classe *HE* (*High Experience*) représentant les opérateurs à expérience élevée, la classe *ME* (*Medium Experience*) les opérateurs à expérience moyenne et la classe *LE* (*Low Experience*) les opérateurs à faible expérience (fiche signalétique, annexe A). Les estimations du coefficient de consolidation ($c_{v \text{ estimé}}$) par les opérateurs seront alors comparées aux valeurs de $c_{v \text{ réel}}$.

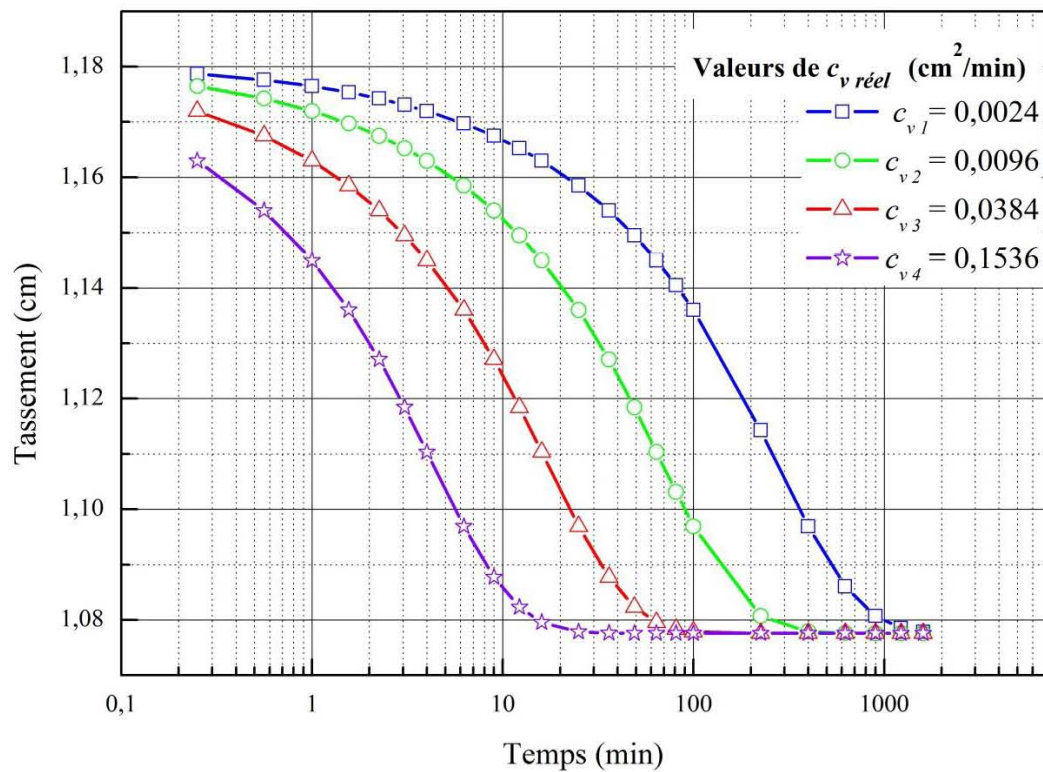


Figure III.1 – Courbes de consolidation temps-tassement synthétiques - générées à travers la théorie de consolidation de *Terzaghi* pour les quatre valeurs théoriques du coefficient de consolidation ($c_v \text{ réel}$)

III.2– ERREURS ALEATOIRES ET SYSTEMATIQUES

Les valeurs estimées du coefficient de consolidation ($c_v \text{ estimé}$) par les 90 opérateurs sont triées en 24 groupes. Chaque groupe représente une valeur du coefficient de consolidation ($c_v \text{ réel}$), un format de graphe et une procédure. Une analyse statistique est alors effectuée sur les estimations de c_v pour les 24 groupes.

Pour permettre une comparaison aisée, les valeurs estimées du coefficient de consolidation ($c_v \text{ estimé}$) sont normalisées par rapport à sa valeur réelle ($c_v \text{ réel}$), les résultats seront présentés sous forme de $(c_v \text{ estimé} / c_v \text{ réel})$. L'étendu (min, max) et la moyenne des estimations du coefficient de consolidation pour chaque valeur de $c_v \text{ réel}$, chaque format du graphe (A4, A4/2 ou A4/4) et chaque méthode – $\log(t)$ ou $t^{1/2}$ sont présentés dans le Tableau III.2 et représentés graphiquement dans la figure III.2. Les distributions des fréquences de $c_v \text{ estimé}$ pour les quatre

valeurs de c_v réel sont représentées dans la figure III.3. La méthode $\log(t)$ présente une erreur aléatoire comprise entre -31% et +30% de c_v réel (Figs. III.2 et III.3) et une erreur systématique inférieure à 3% (Fig. III.4), alors que la méthode $t^{1/2}$ montre une sensibilité à l'estimation du coefficient de consolidation se traduisant par un accroissement de l'erreur aléatoire à mesure que la valeur de c_v réel augmente (Fig. III.2). Pour la valeur la plus élevée de c_v réel, cette erreur est bornée entre -71% et +50% (Fig. III.3). Cette méthode induit une erreur systématique relativement importante selon la valeur du coefficient de consolidation, la valeur maximale atteinte est de -24% (Figs. III.4 et III.8). Les erreurs aléatoires et systématiques montrent une grande tendance de la méthode $t^{1/2}$ à sous-estimer c_v réel, particulièrement, les valeurs élevées de c_v (Fig. III.5). Ces résultats vont à l'encontre de ce qui a été observé pour les sols réels naturels, pour lesquels $c_v t^{1/2}$ est supérieur à $c_v \log(t)$, cela est probablement due à l'effet avéré de la compression secondaire, résultant des incréments de charges antérieurs, sur l'estimation de c_v par la méthode $t^{1/2}$.

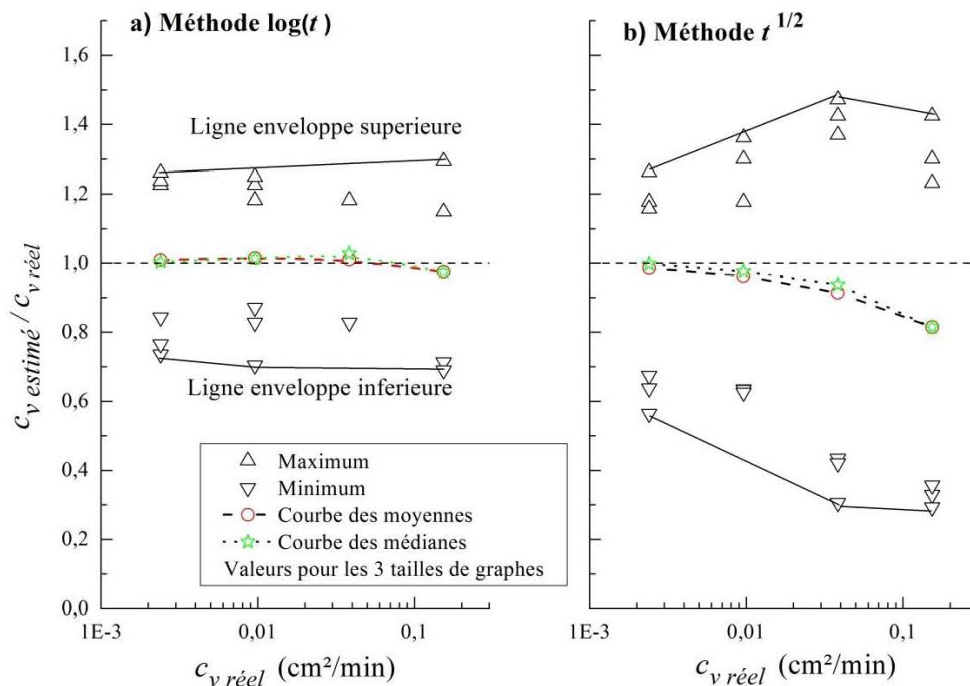


Figure III.2 – Valeurs extrêmes (max et min) et valeurs moyennes de $c_v \text{ estimé} / c_v \text{ réel}$ par les deux méthodes graphiques $\log(t)$ et $t^{1/2}$

Tableau III.2 – Statistiques sur les estimations du coefficient de consolidation c_v

Format du graphe	c_v réel ($\times 10^{-3}$) (cm ² /min)	Valeurs estimées de c_v ($\times 10^{-3}$ cm ² /min)			
		Méthode $\log(t)$		Méthode $t^{1/2}$	
		Etendu (min – max)	Moyenne	Etendu (min – max)	Moyenne
A4	2.40	2.02 - 2.94	2.42	1.62 - 2.82	2.41
	9.60	8.36 - 11.76	9.77	6.10 - 11.30	9.28
	38.40	31.78 - 45.39	38.71	11.73 - 52.58	35.69
	153.60	109.58 - 198.62	150.92	50.59 - 189.19	133.02
A4/2	2.40	1.76 - 2.97	2.42	1.35 - 2.78	2.34
	9.60	6.76 - 11.35	9.65	6.08 - 12.48	9.18
	38.40	31.78 - 45.39	38.91	16.66 - 56.52	35.45
	153.60	109.58 - 198.71	149.59	44.96 - 218.80	126.12
A4/4	2.40	1.83 – 3.03	2.43	1.53 - 3.79	2.37
	9.60	7.94 – 11.99	9.81	6.00 - 13.08	9.24
	38.40	31.78 - 45.39	38.73	16.12 - 54.71	34.16
	153.60	105.93 - 176.55	148.62	54.70 - 199.68	116.24

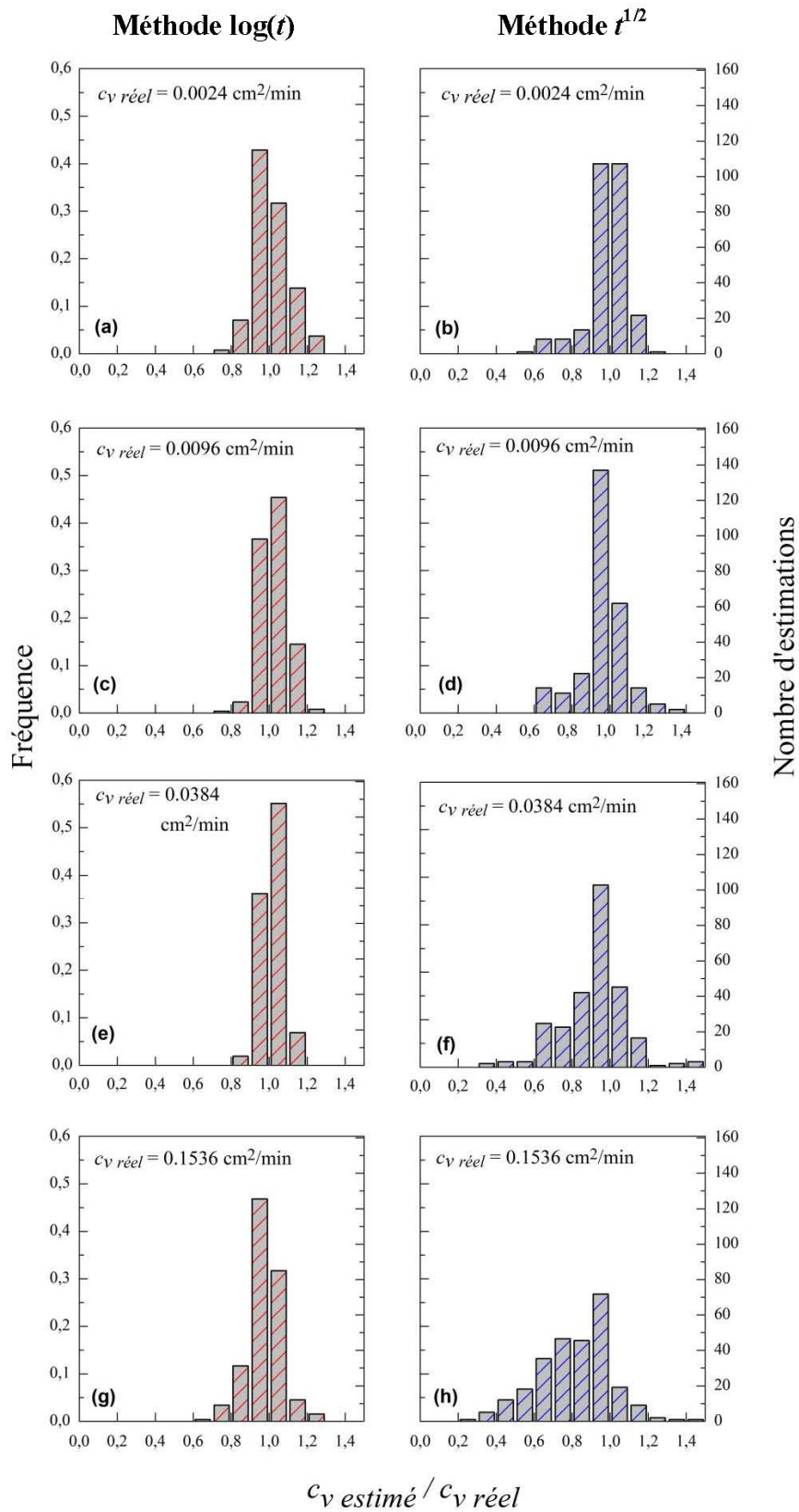


Figure III.3 – Distribution des fréquences de $(c_v \text{ estimé} / c_v \text{ réel})$ pour les quatre valeurs de $c_v \text{ réel}$ et les deux méthodes graphiques $\log(t)$ et $t^{1/2}$

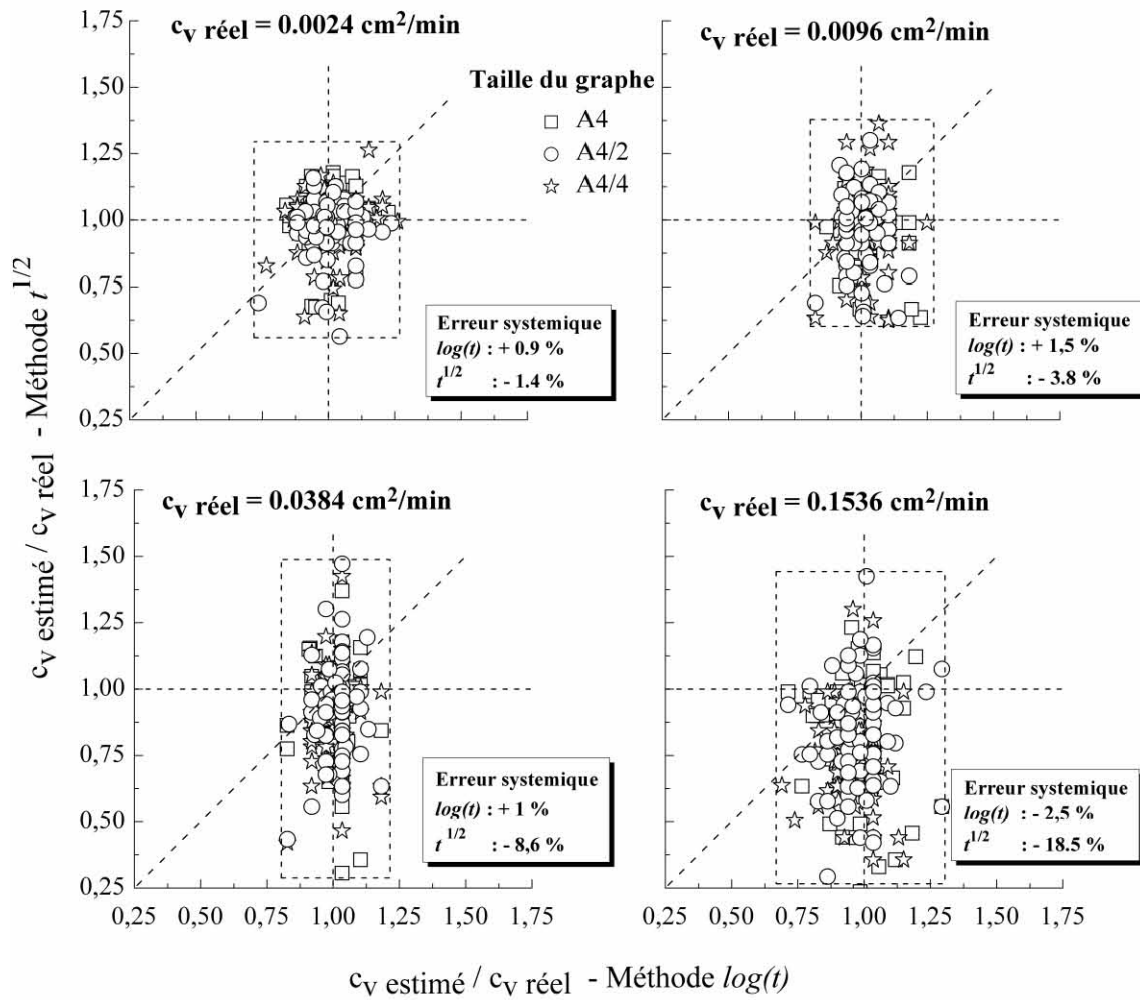


Figure III.4 – Comparaison des valeurs de $c_v \text{ estimé} / c_v \text{ réel}$ par les deux méthodes graphiques $\log(t)$ et $t^{1/2}$

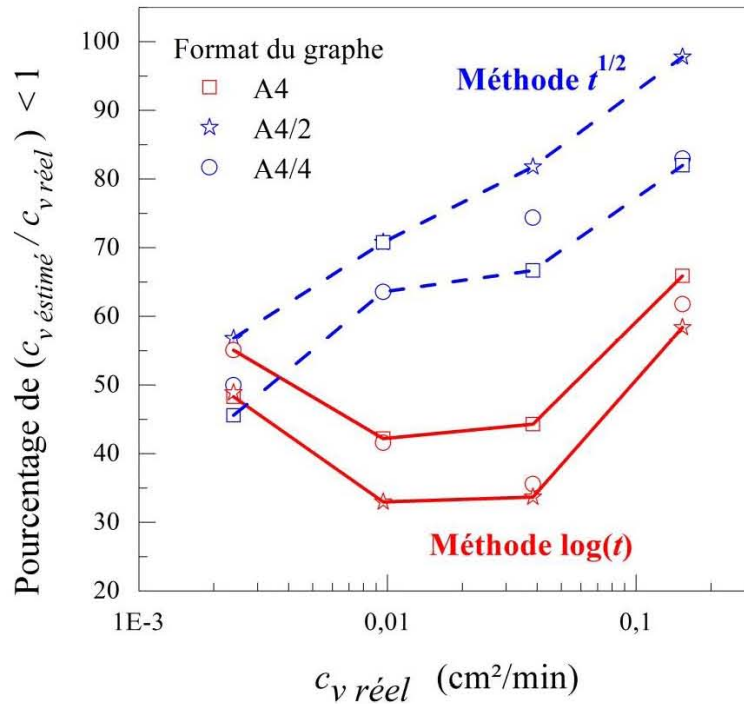


Figure III.5 – Pourcentage des valeurs de $(c_v \text{ estimé} / c_v \text{ réel})$ inférieures à l'unité pour les deux méthodes graphiques $\log(t)$ et $t^{1/2}$

Une analyse de l'écart type sur les estimations du coefficient de consolidation par les deux méthodes graphiques, a montré que la méthode $\log(t)$ présente une variation très étroite de l'écart type normalisé (Ecart type / $c_v \text{ réel}$) qui reste autour d'une valeur moyenne de 7.38% (Fig. III.6a). Pour la méthode $t^{1/2}$, l'écart type augmente d'une manière considérable avec l'accroissement de la valeur du coefficient de consolidation, il varie de 9.4% à 19.8% (Fig. III.6b).

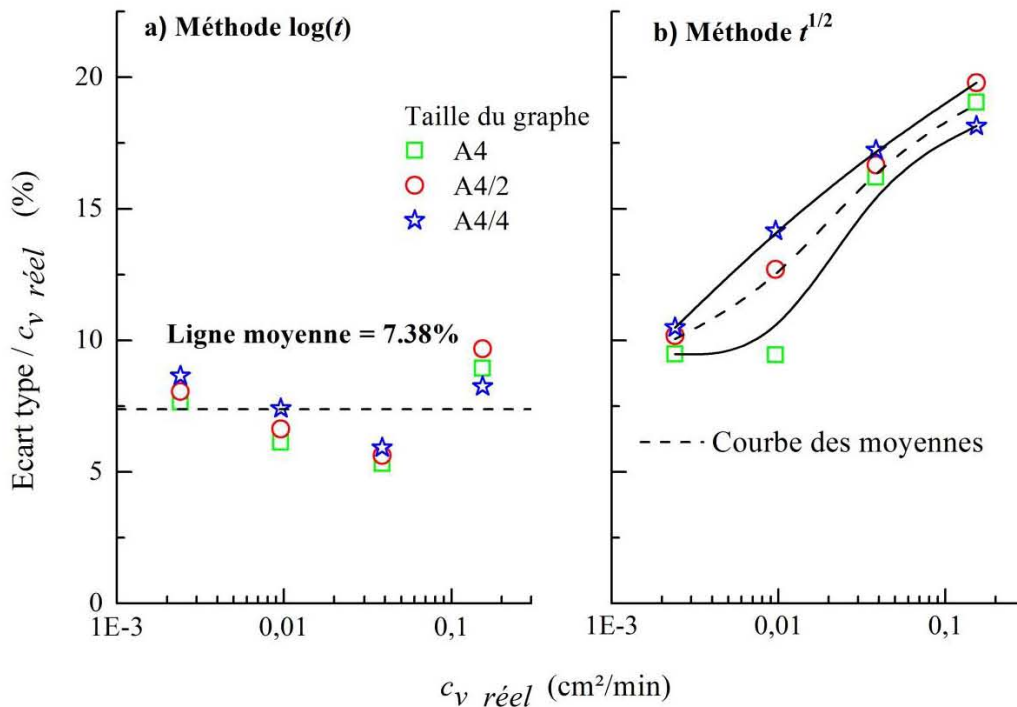
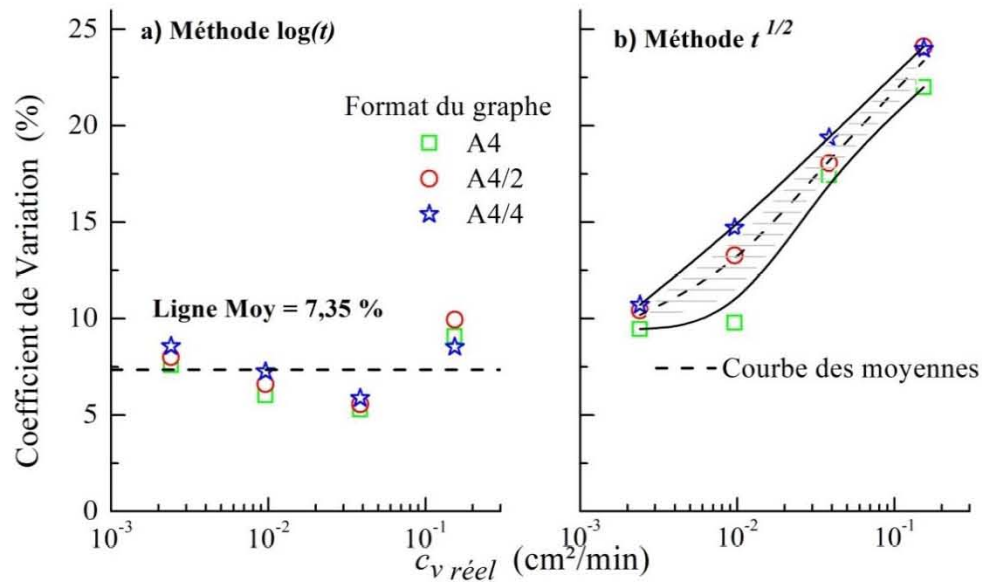


Figure III.6 – Ecart type / c_v réel en fonction de la valeur de c_v réel ;
a) méthode $\log(t)$; **b)** méthode $t^{1/2}$

III.3 – COEFFICIENT DE VARIATION

Dans une analyse de fiabilité, l'évaluation des incertitudes sur le temps de consolidation nécessite la connaissance du coefficient de variation relatif à c_v . En se référant à la littérature, le coefficient de variation de c_v varie de 25% à 100% (Lee et al. 1983), de 33% à 68% (Duncan 2000) et de 25% à 50% pour tous les sols (Baecher et Christian 2003) ; cependant, la méthode utilisée pour évaluer le coefficient de consolidation n'a pas toujours été spécifiée.

La présente analyse statistique a révélé que le coefficient de variation de c_v , associé à la méthode $t^{1/2}$, croit considérablement avec l'accroissement de la valeur de c_v réel, il atteint la valeur maximale de 24,10% (Fig. III.7b) ; alors qu'il varie très peu et reste pratiquement constant autour d'une valeur moyenne de 7,35% pour la méthode de $\log(t)$ (Fig. III.7a). Les valeurs du coefficient de variation présentées dans la littérature étant sévèrement affectées par de nombreux facteurs, notamment les erreurs associées aux méthodes d'ajustement, elles doivent par conséquent, être corrigées avant de les utiliser dans une quelconque étude.



III.4 – EFFET DE LA TAILLE DU GRAPHE

Dans le but d'examiner l'effet de la taille du graphe sur l'évaluation de c_v , les courbes de consolidation sont tracées selon trois formats: A4, A4/2 et A4/4. La figure III.8 montre, pour chacune des deux méthodes, la variation de la moyenne de $(c_v \text{ estimé} / c_v \text{ réel})$ en fonction de $c_v \text{ réel}$ pour les trois formats considérés. Les courbes relatives à la méthode $\log(t)$ sont très serrées entre elles (Fig. III.8a) montrant ainsi un effet insignifiant de la taille du graphe sur l'évaluation de c_v . Pour la méthode $t^{1/2}$, les trois courbes sont séparées les unes des autres, l'erreur systématique devient plus importante à mesure que le format du graphe diminue et que $c_v \text{ réel}$ augmente (Fig. III.8b). La méthode $t^{1/2}$ est sensible au format du graphe et elle a particulièrement une tendance à sous-estimer les valeurs élevées du coefficient de consolidation – soit celles représentant les sols à faible plasticité.

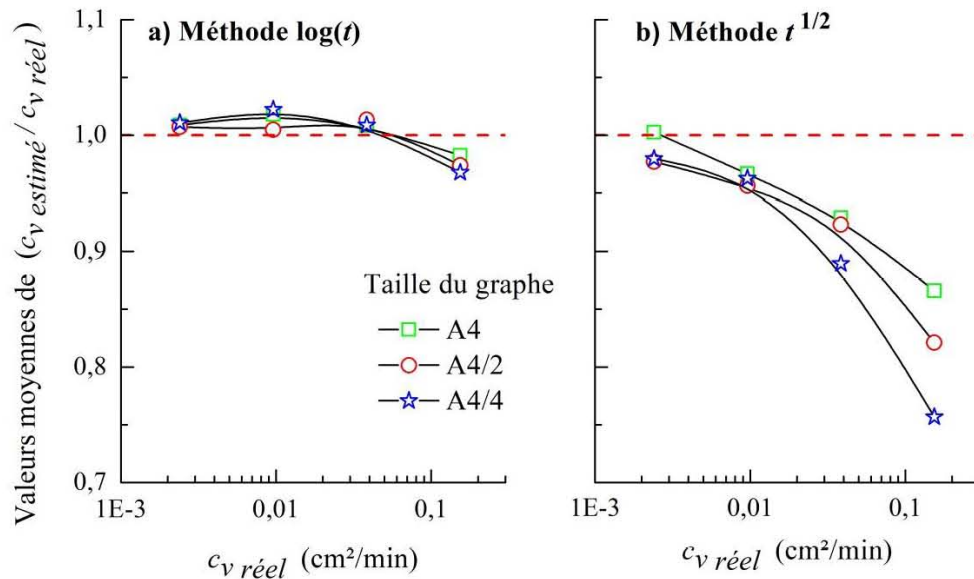


Figure III.8 – Effet de la taille du graphe sur les valeurs moyennes de c_v ;
a) méthode $\log(t)$, **b)** méthode $t^{1/2}$

III.5 – EFFET DE L'EXPERIENCE DE L'OPERATEUR

La présente étude a été effectuée grâce à la contribution de 90 opérateurs classés, selon le niveau de leur expérience avec les deux procédures, comme opérateurs à expérience élevée (HE) ayant déjà utilisé les deux méthodes $\log(t)$ et $t^{1/2}$ plus de 15 fois, opérateurs à expérience moyenne (ME) ayant utilisé les deux méthodes entre 5 et 15 fois, et opérateurs à faible expérience (LE) ayant utilisé les deux méthodes moins de 5 fois (Annexe A). Ces trois niveaux d'expérience représentent, respectivement, 8%, 18% et 74% de l'ensemble d'opérateurs pour la méthode $\log(t)$ et 8%, 16% et 76% des opérateurs pour la méthode $t^{1/2}$.

Les distributions de $(c_v \text{ estimé} / c_v \text{ réel})$ relatives à la méthode $\log(t)$ montrent une tendance similaire pour les trois niveaux d'expérience et une symétrie autour de l'unité (Fig. III.9a). La méthode $t^{1/2}$ montre une erreur aléatoire qui décroît timidement avec l'expérience de l'opérateur (Fig. III.9b) et une erreur systématique constante et indépendante du niveau d'expérience (Fig. III.9b) et de la valeur du coefficient de consolidation (Fig. III.10). Cette erreur systématique doit être inhérente à la méthode $t^{1/2}$.

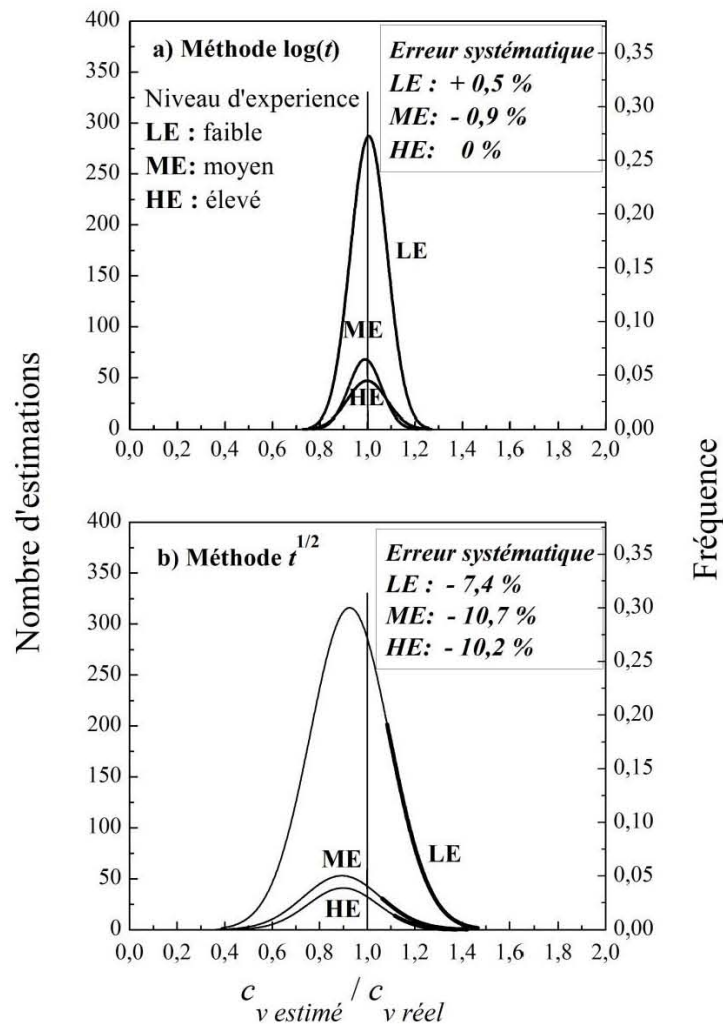


Figure III.9 – Effet de l'expérience de l'opérateur sur les estimations de c_v ;
a) méthode $\log(t)$; **b)** méthode $t^{1/2}$

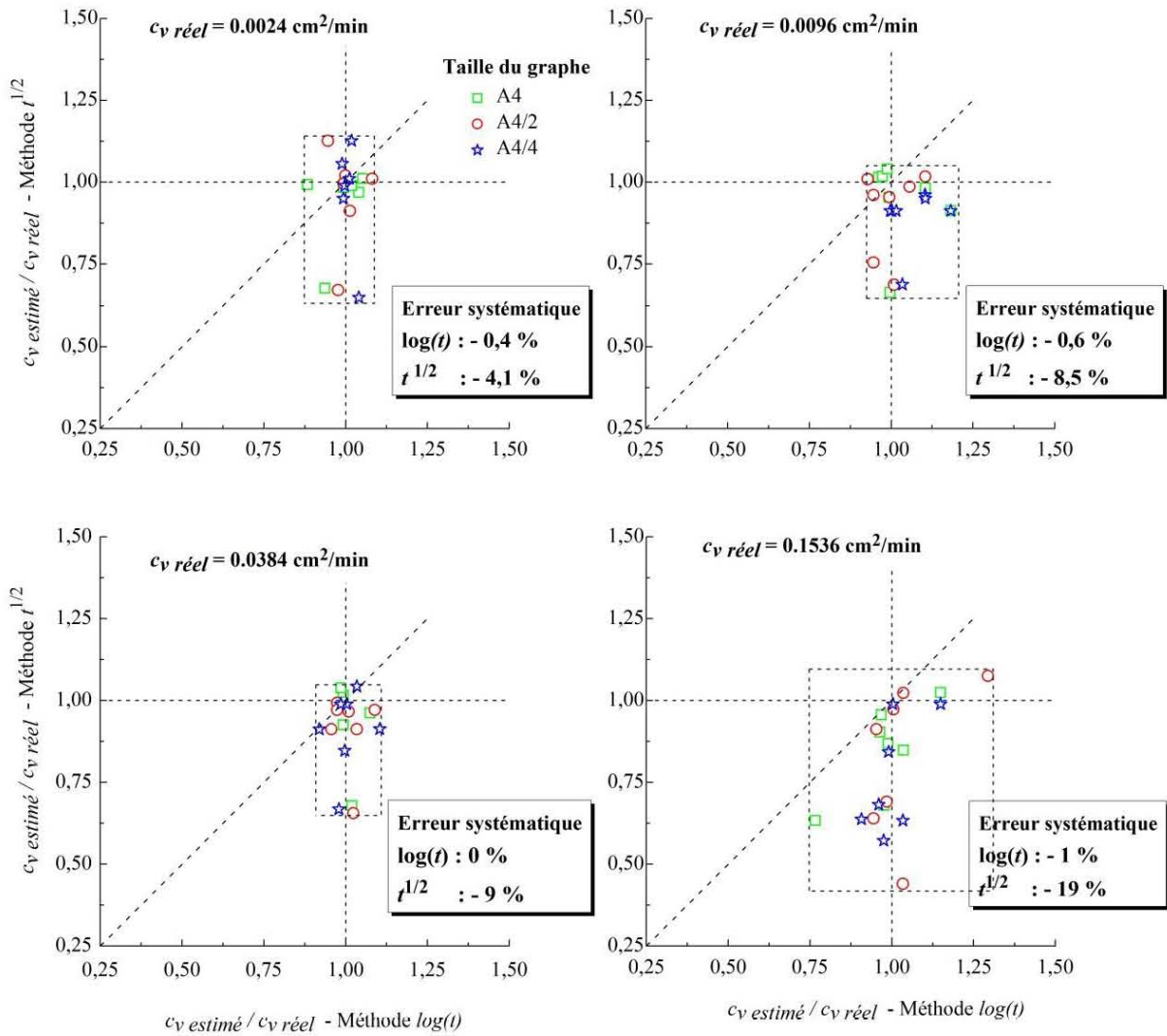


Figure III.10 – Comparaison des estimations de c_v par les méthodes $\log(t)$ et $t^{1/2}$ – Opérateurs à expérience élevée (HE)

III.6 – CONCLUSIONS

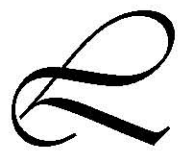
La présente analyse a montré que les deux méthodes graphiques examinées $\log(t)$ et $t^{1/2}$ aboutissent à des différences significatives dans l'évaluation du coefficient de consolidation. Relativement à la méthode $\log(t)$, les estimations moyennes de c_v sont très proches de $c_{v\text{ réel}}$, l'erreur systématique est presque insignifiante -- moins de 3%. L'erreur aléatoire s'élève à 26% et 31% respectivement pour les faibles et les fortes valeurs de c_v . La méthode $\log(t)$ est insensible à la taille du graphe représentant la courbe de consolidation et à l'expérience de l'opérateur. L'erreur aléatoire associée à la méthode $t^{1/2}$ est toujours supérieure à celle associée à la méthode $\log(t)$, elle augmente avec la valeur de c_v et elle est sensible à la taille du graphe. Les valeurs moyennes du rapport ($c_{v\text{ estimé}} / c_{v\text{ réel}}$) diminuent à mesure que $c_{v\text{ réel}}$ augmente et que la taille du graphe diminue. L'erreur systématique semble être indépendante de l'expérience de l'opérateur, elle peut s'élever à 24% alors que l'erreur aléatoire est d'environ 44% pour les faibles valeurs de c_v – sols à plasticité élevée et de 71% pour les valeurs élevées de c_v – sols à faible plasticité.

Cette étude statistique qui consiste à ré-estimer le coefficient de consolidation à partir de courbes de consolidation synthétiques a permis de montrer que :

- La méthode du logarithme du temps est une procédure robuste applicable à toutes les gammes de plasticité de sols, elle peut induire une erreur aléatoire limitée à 30% et ne présente pratiquement aucune erreur systématique, elle est indépendante de l'expérience de l'opérateur et de la taille de la courbe de consolidation.
- La méthode de la racine carrée du temps montre une interaction complexe entre les valeurs de $c_{v\text{ réel}}$ et la taille du graphe. Elle induit une erreur systématique qui est indépendante de l'expérience de l'opérateur et qui augmente avec l'augmentation de $c_{v\text{ réel}}$ et la diminution de la taille du graphe. L'erreur systématique semble être inhérente à la méthode $t^{1/2}$. Cette méthode graphique a montré aussi une erreur aléatoire qui augmente à mesure que $c_{v\text{ réel}}$ devient important. La méthode $t^{1/2}$ conviendrait plutôt aux sols à plasticité élevée.

Chapitre IV

Développement de la Nouvelle Méthode d'Evaluation du Coefficient de Consolidation



a plupart des méthodes qui évaluent c_v à partir des données de consolidation oedométrique utilise un point fixe de la courbe de consolidation. Dans ces méthodes, c_v est déterminé d'une manière unique une fois les lectures micrométriques initiale d_0 et finale d_{100} – correspondant à la fin de la consolidation primaire, sont estimées. Les estimations par les méthodes graphiques standards de d_0 et de d_{100} sont sensibles aussi bien à l'expérience de l'opérateur qu'à l'échelle du graphe représentant la courbe de consolidation. La valeur de c_v qui donne un bon ajustement à la théorie de consolidation ne peut être obtenue qu'en estimant correctement les lectures d_0 et d_{100} . Pour atteindre cet objectif plusieurs tentatives sont nécessaires.

La sélection d'un point particulier sur la courbe de consolidation pour déterminer c_v est quelque peu subjective, il est plus facile de définir par simple inspection visuelle des intervalles de valeurs de d_0 et de d_{100} susceptibles d'inclure le couple de valeurs le plus représentatif que de fixer une valeur unique. En partant de cette idée, une nouvelle méthode sera développée dans le présent chapitre. Cette méthode permet d'estimer c_v à partir d'intervalles de valeurs probables de d_0 et de d_{100} .

IV.1– PRESENTATION DE LA NOUVELLE METHODE NUMERIQUE LR

Afin d'estimer adéquatement d_0 et d_{100} et pour contourner certaines erreurs associées aux procédures graphiques, il est développé dans le présent chapitre, un code de calcul intégrant une nouvelle méthode pour évaluer c_v . La technique développée consiste à définir un intervalle de valeurs, avec une distribution uniforme de probabilité, pour d_0 et pour d_{100} . Ces intervalles probables sont définis par une simple inspection visuelle, effectuée par l'ingénieur de laboratoire, de la courbe de consolidation – *temps-tassement*. A partir de cela, un intervalle probable de valeurs de c_v est déterminé (Fig. IV.1).

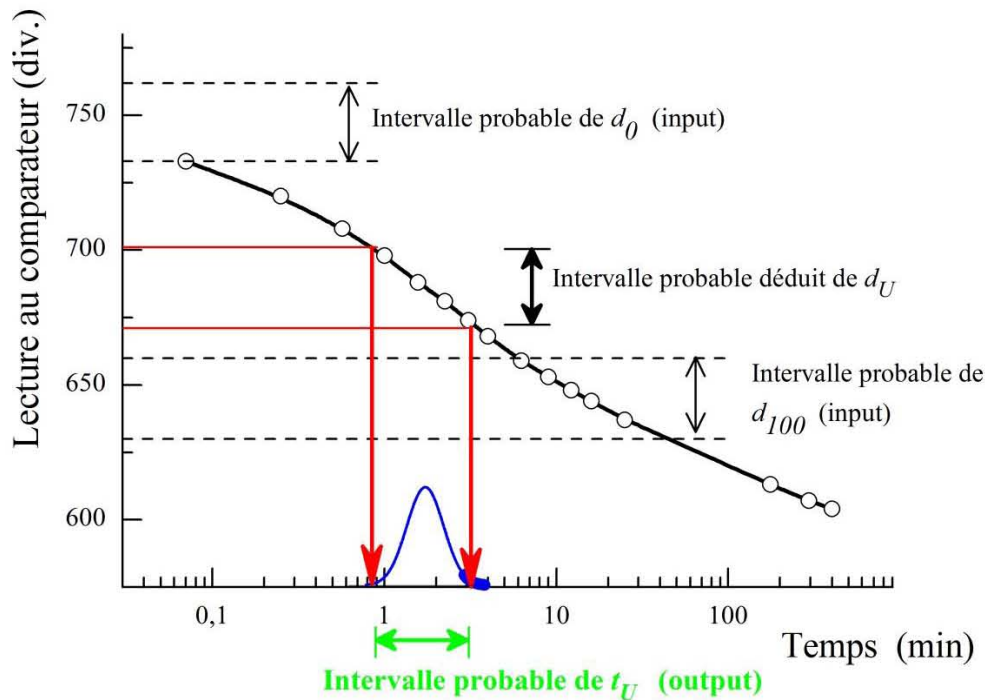


Figure IV.1 - Illustration schématique de la nouvelle méthode développée LR

Pour singulariser la solution dans l'intervalle des valeurs probables de c_v , déterminées, la minimisation de la somme des carrés des résidus (*SSR- Sum of Squared Residuals*) est utilisée comme fonction objectif (Eq. IV.1)

$$SSR = \sum_{j=0}^N (d_j - \hat{d}_j)^2 \quad (IV.1)$$

Où d_j et \hat{d}_j sont respectivement la mesure expérimentale et l'estimation théorique de la $j^{\text{ième}}$ valeur, et N est le nombre de mesures considéré, N est limité par la borne supérieure de l'intervalle de d_{100} .

La valeur *SSR* estimée par la somme de carrés des distances entre les points mesurés dans l'essai oedométrique et la théorie d'ajustement représente le degré de précision de la théorie d'ajustement utilisée, moindre est *SSR*, meilleur est le lissage.

La procédure numérique effectue une trois boucles de calcul dans lesquelles il est sélectionné d'une manière aléatoire, des valeurs de d_0 , d_{100} et c_v ; la valeur de *SSR* est alors calculée pour chaque triplet (d_0 , d_{100} et c_v). Les triplets (d_0 , d_{100} et c_v) qui répondent à la fonction objectif sont identifiés. De ces triplets, celui qui minimise *SSR* est considéré comme représentant les paramètres de l'ajustement idéal, le coefficient de consolidation ainsi obtenu est désigné par $c_{v\text{ optimal}}$ – coefficient de consolidation optimal. Cette nouvelle procédure est baptisée la méthode *LR (Least Residuals)* (Fig. IV.2). La méthode *LR* n'utilise aucun point particulier de la courbe de consolidation oedométrique.

IV.1.1– Adaptation de la nouvelle approche LR aux méthodes $\log(t)$ et $t^{1/2}$

La procédure numérique développée dans le présent travail, peut facilement s'adapter à la plupart des méthodes qui utilisent un point fixe de la courbe de consolidation, comme les méthodes $\log(t)$ et $t^{1/2}$. Pour de telles méthodes, la procédure consiste à effectuer deux boucles de calcul dans lesquelles sont sélectionnées, d'une manière aléatoire, des valeurs de d_0 et d_{100} qui permettent de calculer la valeur probable du temps t_U correspondant au degré moyen de consolidation U_{moy} (Fig. IV.2). Ceci permet à son tour d'évaluer la valeur de c_v (Eq. IV.2).

$$c_v = (T_v)_U \times \frac{H_d^2}{t_U} \quad (IV.2)$$

dans laquelle $(T_v)_U$ et t_U sont respectivement le facteur temps et le temps correspondant au degré de consolidation moyen U_{moy} ; H_d est la longueur maximale de drainage.

A partir de l'ensemble des valeurs de c_v ainsi obtenues, le triplet $(d_0, d_{100}$ et c_v) qui minimise la somme des carrés des résidus SSR est singularisé, il représente le triplet de paramètres de consolidation qui donnent l'ajustement idéal des données expérimentales. Le coefficient de consolidation ainsi obtenu est désigné par c_v optimal.

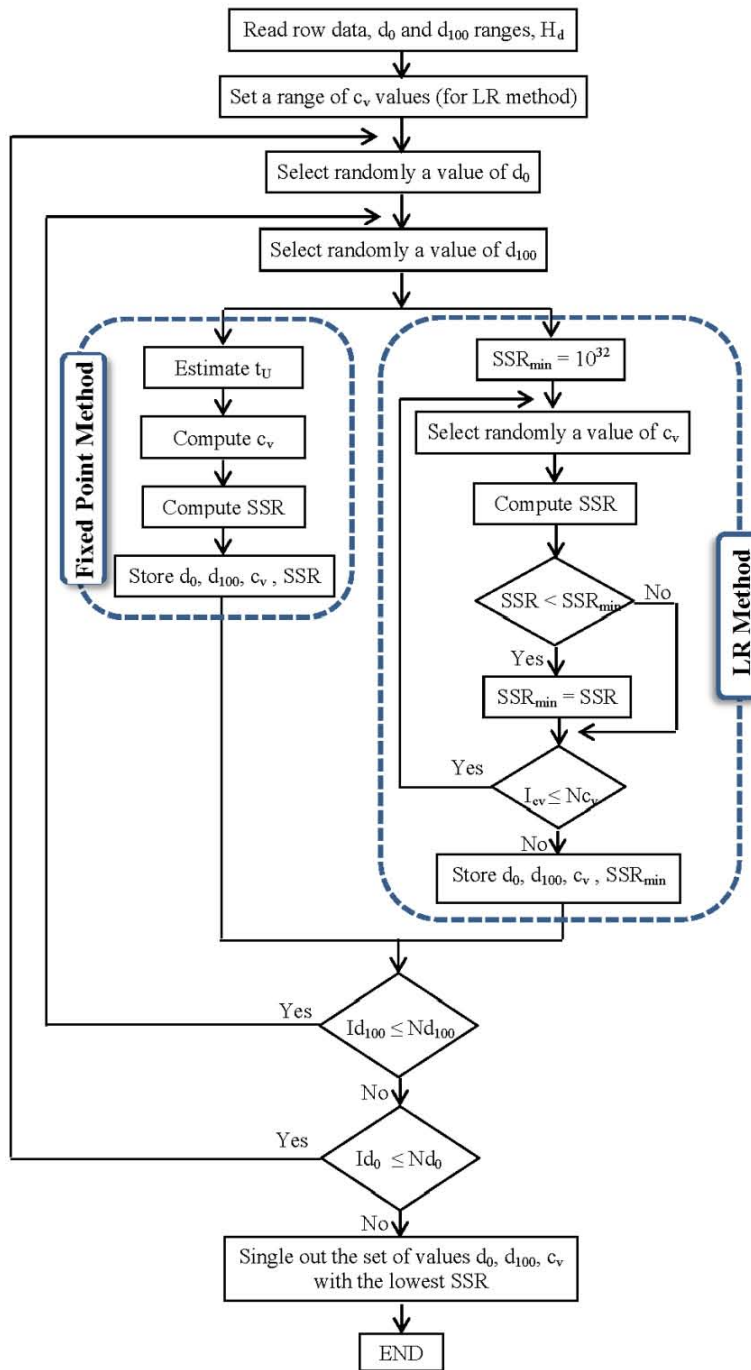
IV.2 – VALIDATION DU CODE DE CALCUL INTEGRANT LA METHODE LR

Le code de calcul développé (*LR software*), intégrant la méthode LR et les deux méthodes standards $\log(t)$ et $t^{1/2}$ adaptées est utilisé, dans la phase de validation, pour déterminer le coefficient de consolidation optimal (c_v optimal) pour deux cas différents. Dans le premier cas, il s'agit de reproduire les quatre valeurs théoriques de c_v , ayant fait l'objet de l'analyse statistique du chapitre III ; le second est un cas présenté par *D.W. Taylor* (Taylor 1948) dans lequel, il a déterminé, lui-même, graphiquement le coefficient de consolidation en utilisant les deux méthodes $\log(t)$ et $t^{1/2}$.

IV.2.1 – Cas 1: Reproduire les valeurs théoriques de c_v

Le code de calcul (*LR software*) est utilisé pour reproduire les quatre valeurs théoriques de c_v (chapitre III). Le coefficient de consolidation optimal (c_v optimal) –associé à la méthode LR, et les deux méthodes $\log(t)$ et $t^{1/2}$ adaptées ainsi que la somme minimale des carrés des résidus (SSR) correspondantes sont donnés dans le Tableau IV.1.

Les résultats indiqués au Tableau IV.1 montrent que la méthode LR reproduit fidèlement les quatre valeurs théoriques de c_v avec des valeurs insignifiantes de SSR . Les valeurs de c_v optimal reproduits par les deux méthodes standards adaptées sont quasiment égales aux valeurs de c_v réel avec un SSR insignifiant. On remarque aussi que les valeurs d_0 et d_{100} sont exactement les mêmes pour les trois méthodes LR, $\log(t)$ et $t^{1/2}$. L'adaptation de l'approche LR aux méthodes classiques $\log(t)$ et $t^{1/2}$ a permis d'améliorer la précision et d'établir une cohérence des résultats de ces méthodes.



N_{c_v} : Preset number of trials of c_v I_{c_v} : Counter
 $N_{d_{100}}$: Preset number of trials of d_{100} $I_{d_{100}}$: Counter
 N_{d_0} : Preset number of trials of d_0 I_{d_0} : Counter

Figure IV.2 – Organigramme du code de calcul développé LR software intégrant la méthode LR et les méthodes à point fixe $\log(t)$ et $t^{1/2}$

Tableau IV.1 – Paramètres de consolidation déterminés par les méthodes LR, $\log(t)$ et $t^{1/2}$ en utilisant LR software et valeurs théoriques de c_v

c_v théorique (cm ² /min)		Méthode		
		LR	log(t)	$t^{1/2}$
$c_{v,1} = 0.00240$	c_v optimal (cm ² /min)	0.00239	0.00249	0.00236
	SSR (cm ²)	$0.25 \cdot 10^{-7}$	$0.33 \cdot 10^{-5}$	$0.14 \cdot 10^{-5}$
	d_0 (cm)	1.180	1.180	1.180
	d_{100} (cm)	1.077	1.077	1.077
$c_{v,2} = 0.00960$	c_v optimal (cm ² /min)	0.00960	0.00968	0.00894
	SSR (cm ²)	$0.27 \cdot 10^{-7}$	$0.28 \cdot 10^{-6}$	$0.59 \cdot 10^{-4}$
	d_0 (cm)	1.180	1.181	1.179
	d_{100} (cm)	1.077	1.077	1.079
$c_{v,3} = 0.03800$	c_v optimal (cm ² /min)	0.03801	0.03867	0.03834
	SSR (cm ²)	$0.13 \cdot 10^{-8}$	$0.25 \cdot 10^{-6}$	$0.32 \cdot 10^{-7}$
	d_0 (cm)	1.181	1.181	1.181
	d_{100} (cm)	1.077	1.077	1.077
$c_{v,4} = 0.15360$	c_v optimal (cm ² /min)	0.15359	0.15461	0.15332
	SSR (cm ²)	$0.83 \cdot 10^{-8}$	$0.22 \cdot 10^{-6}$	$0.26 \cdot 10^{-7}$
	d_0 (cm)	1.181	1.181	1.181
	d_{100} (cm)	1.077	1.077	1.077

IV.2.2 – Cas 2 : Exemple de Taylor (1948)

L'exemple traité par Taylor (Taylor 1948) pour présenter sa méthode $t^{1/2}$ est utilisé ici pour valider la méthode LR. Aucune information sur la nature et les caractéristiques de l'échantillon de sol utilisé dans l'essai de consolidation n'a été mentionnée. Taylor présente la

courbe de consolidation avec une note de calcul des paramètres de consolidation en utilisant les deux méthodes $t^{1/2}$ et $\log(t)$ (Fig. IV.3).

Le code de calcul développé *LR software* est utilisé pour déterminer les paramètres de consolidation qui aboutiraient à l'ajustement idéal de la courbe de consolidation de la figure IV.3, en utilisant la méthode *LR*, la méthode $\log(t)$ et la méthode $t^{1/2}$.

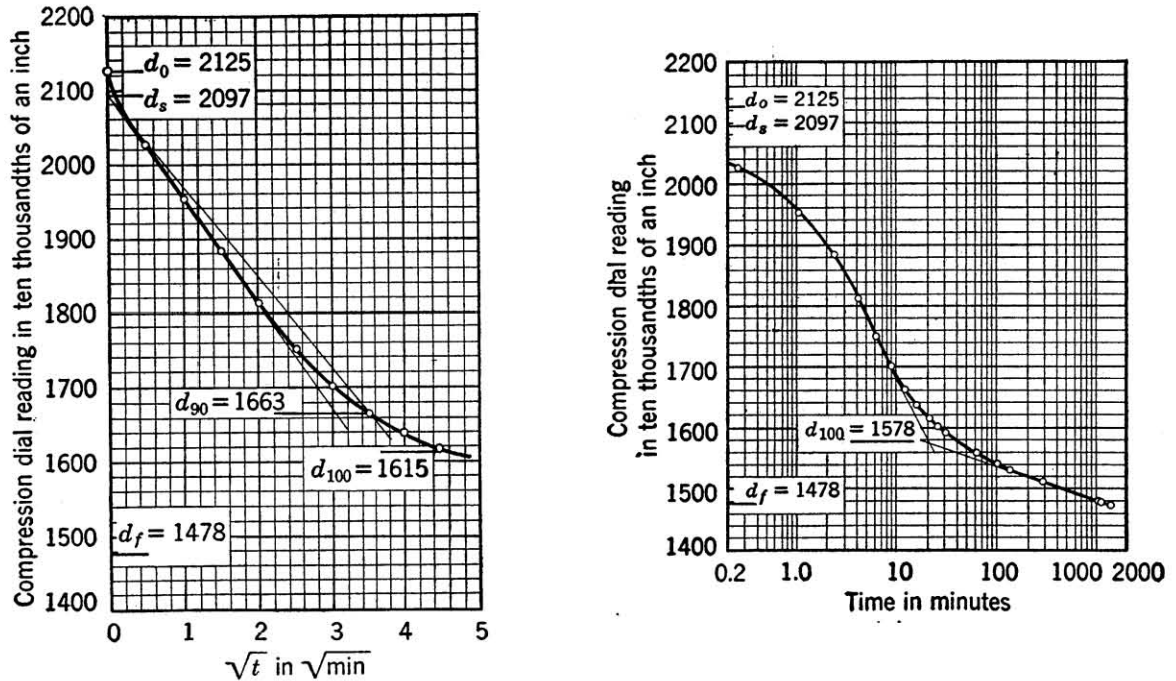


Figure IV.3 – Paramètres de consolidation déterminés par D.W. Taylor sur des données de consolidation oedométrique en utilisant les deux méthodes graphiques $t^{1/2}$ et $\log(t)$ (Taylor 1948)

Le Tableau IV.2 présente les valeurs des paramètres de consolidation, estimées manuellement par D.W. Taylor en utilisant les méthodes graphiques $\log(t)$ et $t^{1/2}$ (Taylor 1948) et celles déterminées par les méthodes *LR*, $\log(t)$ et $t^{1/2}$ en utilisant le code de calcul développé (*LR software*). On peut remarquer que les paramètres de consolidation (d_0 , d_{100} et c_v) déterminés par *LR software* sont quasiment les mêmes pour les trois méthodes (*LR*, $\log(t)$ et $t^{1/2}$). Les courbes de consolidation générées en utilisant les paramètres déduits par les techniques graphiques (Taylor 1948) et par la méthode *LR* sont montrées dans la figure IV.4. Cette figure montre clairement que les courbes de consolidation, relatives aux méthodes *LR*, $\log(t)$ et $t^{1/2}$, correspondant à un lissage idéal des données expérimentales, sont quasiment confondues et se situent entre celles générées en utilisant les paramètres déterminés graphiquement par D.W. Taylor (1948).

Tableau IV.2 – Paramètres de consolidation estimés graphiquement par *D.W. Taylor* et déterminés par les méthodes *LR*, $\log(t)$ et $t^{1/2}$ en utilisant *LR software*

	<i>Taylor (1948)</i>			Code de calcul développé (<i>LR software</i>)			
	Méthode $\log(t)$	Méthode $t^{1/2}$	$c_v t^{1/2} / c_v \log(t)$	<i>LR</i>	Méthode $\log(t)$	Méthode $t^{1/2}$	
d_0 (div.)	2125	2125	---	2089	2089	2085	
d_{100} (div.)	1578	1615	---	1598	1599	1600	
$c_v \times 10^{-2}$ (cm ² /min)	13.61	15.72	1.16	13.81	14.25	13.19	0.93
<i>SSR</i> (div. ²)	---	---	---	189.6	240.5	456.6	

div. = 10^{-4} pouce = 0.00254 mm

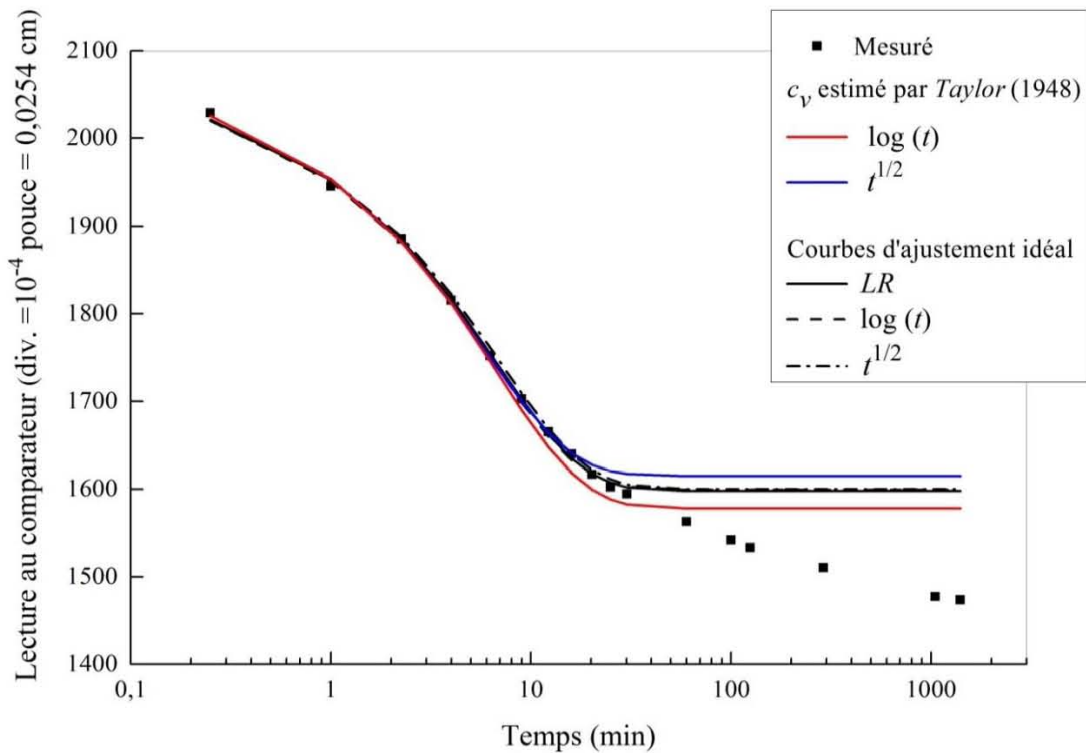


Figure IV.4 – Comparaison entre les courbes de consolidation générées en utilisant les valeurs de c_v déterminées graphiquement par *D.W. Taylor* (1948) et celles générées en utilisant c_v optimale déterminées par les méthodes *LR*, $\log(t)$ et $t^{1/2}$ en utilisant *LR software*

IV.3 – EVALUATION GRAPHIQUE DU COEFFICIENT DE CONSOLIDATION

Toute la littérature s'accorde à dire que la méthode graphique $t^{1/2}$ aboutit à des valeurs de c_v supérieures à celles fournies par la méthode graphique $\log(t)$ (Lambe et Whitman 1979, Holtz et Kovacs 1981, Olson 1986, Sridharan et al. 1987, US army Corps of Engineers 1990, Houssain 1995, Sridharan et Prakash 1995, Feng et Lee 2001, Chan 2003, Das 2008, Shukla et al. 2009, Abuel-Naga et Pender 2012). Les coefficients de consolidation évalués par la méthode $t^{1/2}$ sont de un à cinq fois ceux évalués par la méthode $\log(t)$ (Leroueil 1987). Sur la base de résultats d'essais sur 7 argiles intacts et 2 argiles reconstituées, Duncan (1993) observa que sur 33 essais individuels, seul un cas présente un rapport $c_{vt^{1/2}}/c_{v\log(t)}$ inférieur à l'unité, pour tous les autres, le rapport $c_{vt^{1/2}}/c_{v\log(t)}$ variait de 1.01 à 3.43 avec une moyenne de 1.66 ; cependant pour l'argile de Malcantone, à plasticité élevée, la valeur de $c_{v\log(t)}$ était de l'ordre de 1.01 à 1.56 celle de la méthode $t^{1/2}$ (Cortellazzo 2002). Par ailleurs, Crawford (1986) relève des valeurs du rapport $c_{vt^{1/2}}/c_{v\log(t)}$ très élevées pour deux argiles sensibles, de l'ordre de 1.09 à 2.71 pour l'argile de Leda et de 2.20 pour l'argile de Mexico city, il attribue cela à la compression secondaire importante exhibée par ces deux argiles. De même, Duncan et Bagheri (1993) constatent que pour les sols organiques, les rapports de $c_{vt^{1/2}}/c_{v\log(t)}$ sont très élevés, ils concluent de ce fait que le coefficient de consolidation évalué par la méthode $t^{1/2}$ à partir de données oedométriques, est significativement affecté par la compression secondaire.

IV.3.1 – Méthodologie, analyses des données et résultats

Une étude statistique a été menée dans le but d'investiguer le degré d'exactitude des méthodes graphiques standards $\log(t)$ et $t^{1/2}$ à évaluer c_v . Pour cela, des données expérimentales issues d'essais oedométriques effectués, selon les normes ASTM D 2435/D2435M-11, sur un échantillon d'argile silteuse beige sont utilisées (Tableau B1, annexe B). Vingt paliers de chargement, incluant une boucle déchargement-rechargement, ont permis de tracer la courbe de compressibilité expérimentale (Fig. IV.5). Le Tableau B.2 (annexe B) présente, à titre d'exemple, les détails de calculs relatifs à l'essai de compressibilité/consolidation sur l'échantillon d'argile silteuse.

Les courbes temps-tassement associées aux vingt paliers ont été remises à au moins une trentaine d'opérateurs géotechniciens pour évaluer le coefficient de consolidation en utilisant les deux méthodes graphiques $\log(t)$ et $t^{1/2}$.

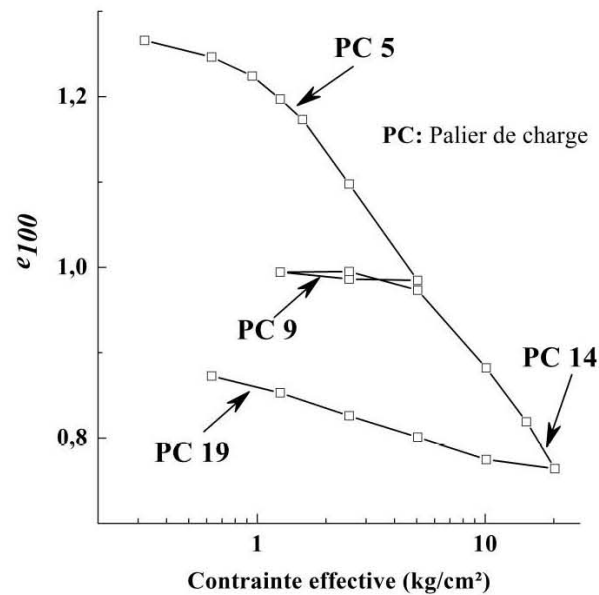


Figure IV.5 – Courbe de compressibilité à l'oedomètre, argile silteuse beige

Les statistiques (maximum, minimum, moyenne, écart type et coefficient de variation) effectuées sur les valeurs de c_v estimées par les opérateurs pour les vingt paliers de chargement/déchargement sont résumées dans le Tableau IV.3. Les histogrammes représentant les distributions des estimations de c_v par les opérateurs sont tracés dans les figures IV.7b à IV.26b. Pour chaque palier de chargement (ou déchargement), ces distributions montrent un écart type plus important pour la méthode $t^{1/2}$ relativement à celui de la méthode $\log(t)$ et une valeur moyenne de $c_{v,t^{1/2}}$ toujours supérieure à celle de $c_{v,\log(t)}$ (Tableau IV.3 et Figs. IV.7b à IV.26b). Cependant, Il a été remarqué que lors du début d'un déchargement ou d'un rechargement, le gonflement ou le tassement se produit d'une manière très rapide de sorte qu'aux premières lectures au comparateur, la partie initiale parabolique de la courbe de consolidation – dans un repère semi-logarithmique, est déjà dépassée, la compression primaire n'est représentée que par quelques points insuffisants. Il se trouve que dans de tels cas, la méthode $\log(t)$ de Casagrande peut aboutir à des valeurs non représentatives de c_v (Sridharan et al. 1987). Dans notre cas, les paliers de déchargement 8 et 9, de rechargement 10 et 11 et de déchargement 15 et 16 présentent des courbes temps-tassement tronquées de leur partie initiale parabolique ; les valeurs moyennes

du coefficient de consolidation estimé par la méthode $\log(t)$ sont dans ces cas-là, égales ou supérieures à celles de la méthode $t^{1/2}$.

En prenant en considération les vingt paliers, la moyenne des rapports $c_{v t^{1/2}}/c_{v \log(t)}$ varie entre 0.78 et 2.60 (Tableau IV.3) ; ce qui signifie que, si les valeurs de ce rapport sont uniformément distribuées dans cet intervalle, l'opérateur obtiendrait plus fréquemment des valeurs de $c_{v t^{1/2}}$ supérieures à celles de $c_{v \log(t)}$. En d'autres termes, le pourcentage des rapports $c_{v t^{1/2}}/c_{v \log(t)} > 1$ est toujours supérieur à 50% pour tous les paliers (Fig. IV.6). Les paliers de déchargement 9 et de rechargement 10 et 11 faisant cependant exception pour les raisons citées ci-dessus.

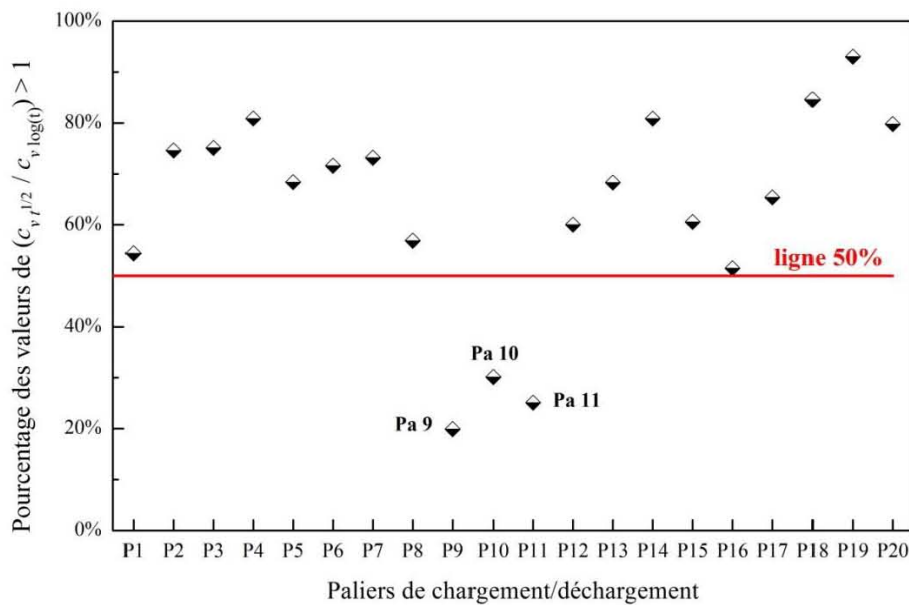


Figure IV.6 – Pourcentage des valeurs de $c_{v t^{1/2}}/c_{v \log(t)}$ supérieures à l'unité pour les vingt paliers de chargement/déchargement – Argile silteuse

Tableau IV.3 – Statistiques¹ sur les estimations de c_v par les opérateurs pour les vingt paliers de charge, argile silteuse beige

		c_v estimé ($\times 10^{-2}$ cm ² /min)		Rapport $C_v t^{1/2} / C_v \log(t)$
		Méthode log(t)	Méthode $t^{1/2}$	
Palier de charge 1	Nombre d'estimations	31	30	930
	Etendu Min-Max	11.70–33.59	5.99–43.37	0.18–3.71
	Moyenne	21.01	22.18	1.10
	Ecart type	4.12	9.08	0.50
	COV ** (%)	19.64	40.95	45.83
Palier de charge 2	Nombre d'estimations	31	30	930
	Etendu Min-Max	6.45–15.62	6.14–30.33	0.39–4.70
	Moyenne	10.21	14.34	1.47
	Ecart type	2.19	5.71	0.66
	COV (%)	21.42	39.85	45.42
Palier de charge 3	Nombre d'estimations	31	31	961
	Etendu Min-Max	4.62–8.82	4.84–12.16	0.55–2.63
	Moyenne	6.34	7.72	1.25
	Ecart type	1.18	1.57	0.34
	COV (%)	18.66	20.36	27.04
Palier de charge 4	Nombre d'estimations	31	28	868
	Etendu Min-Max	1.27–7.19	1.07–8.38	0.15–6.62
	Moyenne	3.07	4.76	1.90
	Ecart type	1.47	1.38	1.05
	COV (%)	47.99	28.93	55.30

** COV : Coefficient de Variation

¹ Les statistiques ont été calculées à l'aide de "Excell" et présentées arrondies à deux décimales

Tableau IV.3 (suite) – Statistiques sur les estimations de c_v par les opérateurs pour les vingt paliers de charge, argile silteuse beige

		c_v estimé ($\times 10^{-2}$ cm ² /min)		Rapport $c_v t^{1/2}/c_v \log(t)$
		Méthode $\log(t)$	Méthode $t^{1/2}$	
Palier de charge 5	Nombre d'estimations	39	36	1404
	Etendu Min-Max	0.34–0.73	0.31–1.96	0.42-5.71
	Moyenne	0.53	0.82	1.59
	Ecart type	0.08	0.43	0.96
	COV (%)	15.90	52.90	60.76
	Palier de charge 6	Nombre d'estimations	31	31
Etendu Min-Max		5.13–8.81	2.63–9.03	0.30-1.76
Moyenne		5.91	6.49	1.11
Ecart type		0.66	1.29	0.24
COV (%)		11.21	19.89	21.92
Palier de charge 7		Nombre d'estimations	31	30
	Etendu Min-Max	5.64–11.20	4.26–20.72	0.38-3.68
	Moyenne	9.19	11.10	1.19
	Ecart type	1.18	3.41	0.38
	COV (%)	12.84	30.72	32.35
	Palier de charge 8	Nombre d'estimations	25	26
Etendu Min-Max		16.43–69.91	15.55–89.30	0.22-5.34
Moyenne		42.22	45.76	1.20
Ecart type		11.22	14.71	0.56
COV (%)		26.57	32.14	46.58

Tableau IV.3 (suite) – Statistiques sur les estimations de c_v par les opérateurs pour les vingt paliers de charge, argile silteuse beige

		c_v estimé ($\times 10^{-2}$ cm ² /min)		Rapport $c_{v t^{1/2}}/c_{v \log(t)}$
		Méthode log(<i>t</i>)	Méthode <i>t</i> ^{1/2}	
Palier de charge 9	Nombre d'estimations	31	33	1023
	Etendu Min-Max	5.13–40.50	2.3–40.9	0.057-7.97
	Moyenne	30.88	20.52	0.78
	Ecart type	7.51	9.95	0.79
	COV (%)	24.33	48.47	102.07
Palier de charge 10	Nombre d'estimations	11	12	132
	Etendu Min-Max	33.54–116.72	29.93–90.28	0.26-2.69
	Moyenne	80.76	59.93	0.90
	Ecart type	27.17	18.86	0.52
	COV (%)	33.64	31.46	57.61
Palier de charge 11	Nombre d'estimations	52	52	2704
	Etendu Min-Max	8.40–133.46	8.40–159.72	0.06-19.02
	Moyenne	65.96	46.66	0.89
	Ecart type	23.89	27.99	1.00
	COV (%)	36.21	59.99	113.12
Palier de charge 12	Nombre d'estimations	30	30	900
	Etendu Min-Max	8.69–19.43	6.68–29.72	0.35-3.42
	Moyenne	13.89	15.56	1.17
	Ecart type	2.43	4.83	0.41
	COV (%)	17.48	31.04	34.64

Tableau IV.3 (suite) – Statistiques sur les estimations de c_v par les opérateurs pour les vingt paliers de charge, argile silteuse beige

		c_v estimé ($\times 10^{-2}$ cm ² /min)		Rapport $c_v t^{1/2} / c_v \log(t)$
		Méthode $\log(t)$	Méthode $t^{1/2}$	
Palier de charge 13	Nombre d'estimations	30	28	840
	Etendu			
	Min-Max	4.83-12.67	5.45-21.80	0.43-4.51
	Moyenne	10.13	13.11	1.40
	Ecart type	2.44	4.88	0.70
	COV (%)	24.09	37.27	50.32
Palier de charge 14	Nombre d'estimations	38	38	1444
	Etendu			
	Min-Max	4.12-121.11	1.89-183.41	0.15-4.45
	Moyenne	7.29	10.80	1.60
	Ecart type	1.98	3.57	0.71
	COV (%)	27.21	33.02	44.35
Palier de charge 15	Nombre d'estimations	28	27	756
	Etendu			
	Min-Max	45.00-135.00	33.26-155.00	0.25-3.44
	Moyenne	83.09	94.70	1.24
	Ecart type	22.71	36.26	0.61
	COV (%)	27.33	38.29	49.53
Palier de charge 16	Nombre d'estimations	24	22	528
	Etendu			
	Min-Max	11.94-48.64	10.35-83.66	0.21-7.01
	Moyenne	27.81	34.90	1.40
	Ecart type	8.58	23.93	1.10
	COV (%)	30.87	68.56	78.81

Tableau IV.3 (suite) – Statistiques sur les estimations de c_v par les opérateurs pour les vingt paliers de charge, argile silteuse beige

		c_v estimé ($\times 10^{-2}$ cm ² /min)		Rapport $C_V t^{1/2} / C_V \log(t)$
		Méthode log(t)	Méthode $t^{1/2}$	
Palier de charge 17	Nombre d'estimations	29	29	841
	Etendu Min-Max	6.07-18.60	7.55-26.72	0.40-4.40
	Moyenne	13.05	16.26	1.30
	Ecart type	2.71	5.82	0.58
	COV (%)	20.74	35.79	44.92
Palier de charge 18	Nombre d'estimations	31	30	930
	Etendu Min-Max	3.44-11.46	1.98-29.00	0.17-8.43
	Moyenne	5.33	12.03	2.60
	Ecart type	2.24	7.01	1.71
	COV (%)	42.05	58.27	65.69
Palier de charge 19	Nombre d'estimations	31	31	961
	Etendu Min-Max	1.94-5.34	1.10-13.00	0.21-6.69
	Moyenne	3.12	7.36	2.50
	Ecart type	0.74	3.05	1.17
	COV (%)	23.77	41.41	47.00
Palier de charge 20	Nombre d'estimations	31	31	961
	Etendu Min-Max	1.07-5.19	1.14-5.87	0.22-5.50
	Moyenne	1.86	2.71	1.65
	Ecart type	0.81	1.01	0.79
	COV (%)	43.86	37.13	47.95

Les résultats ainsi obtenus de l'analyse statistique pour les deux méthodes peuvent s'expliquer. Etant donné un intervalle de valeurs probables de d_0 et de d_{100} , l'étendu de variation de c_v estimé par les méthodes $\log(t)$ ou $t^{1/2}$ est directement lié à l'étendu de la variation du temps t_{50} et t_{90} correspondant à 50% et 90% respectivement, de consolidation primaire. L'étendu de la variation de t_{50} ou t_{90} n'est autre que la projection sur l'axe du temps de la portion de la courbe de consolidation délimitée par l'intervalle de valeurs probables de d_{50} ou d_{90} (Fig. IV.1). En raison de la forme particulière de la courbe de consolidation, on peut s'attendre, pour des intervalles donnés de d_0 et de d_{100} , à des variations dans les valeurs de c_v estimées par la méthode $t^{1/2}$ plus importantes que celles estimées par la méthode $\log(t)$. La méthode $\log(t)$ est par nature moins sensible aux variations des estimations de d_0 et d_{100} . Le temps t_{90} est localisé dans la partie finale étalée de la courbe de consolidation ce qui le rend très sensible aux variations aussi bien de la lecture initiale d_0 que de la pente de la partie initiale de la courbe de consolidation. En conséquence, un écart type plus important est observé dans les estimations de c_v par la méthode $t^{1/2}$. De surcroît, la partie initiale linéaire de la courbe de consolidation en $t^{1/2}$ peut être affectée et par le tassement instantané et par l'effet de la compression secondaire due aux incréments de charges appliqués ce qui entraîne inévitablement à sous-estimer t_{90} et par conséquent aboutir à des valeurs de c_v plus larges relativement à celles estimées par la méthode $\log(t)$.

Aussi, la méthode $\log(t)$ prédit d'une manière indépendante la valeur de d_{100} alors que la méthode $t^{1/2}$ repose pour cela, entièrement sur la partie initiale de la courbe de consolidation exhibant ainsi une corrélation complexe entre d_{100} , la pente initiale de la courbe de consolidation et d_0 . Dans le souci d'ajuster adéquatement la théorie de *Terzaghi* aux données de consolidation expérimentale, il serait plus efficace de ne pas corréler l'estimation de la fin de la compression primaire avec la partie initiale de la courbe de compression, la lecture d_{100} devrait être estimée d'une manière indépendante.

IV.4 – EVALUATION DU COEFFICIENT DE CONSOLIDATION OPTIMAL

Le code de calcul développé (*LR software*) est utilisé pour effectuer un ajustement des courbes de consolidation oedométrique correspondant aux vingt paliers de chargement/déchargement, par la méthode développée *LR* et les méthodes $\log(t)$ et $t^{1/2}$ adaptées à la nouvelles technique *LR*. Le critère de minimisation de *SSR* (Eq. IV.1) a permis de déterminer, pour chacune des procédures, les paramètres optimaux (d_0 , d_{100} et c_v) (Figs. IV.7c à IV.26c).

Pour chaque palier de chargement/déchargement, les lectures initiales et finales d_0 et d_{100} relatives aux trois procédures sont quasiment égales et les valeurs de $c_{v\text{optimal}}$ sont très proches (Figs. IV.7b et c à IV.26b et c). Les valeurs de $c_{v\text{optimal}}$ coïncident remarquablement avec les moyennes des estimations manuelles de c_v relatives à la méthode $\log(t)$ lorsque la courbe de consolidation présente la forme "S". Les différences relevées dans les valeurs de $c_{v\text{optimal}}$ relatives aux trois méthodes sont inévitables, en effet, les deux méthodes $\log(t)$ et $t^{1/2}$ imposent des contraintes différentes, elles obligent le modèle d'ajustement à contenir le point de la courbe correspondant à 50% et 90% respectivement, du degré moyen de consolidation, alors que la méthode *LR* n'utilise aucun point fixe particulier de la courbe temps-tassement expérimentale.

L'amplitude de la différence observée entre les valeurs de $c_{v\text{optimal}}$ associées aux différentes procédures reflète l'adéquation de la théorie de *Terzaghi* à s'ajuster au stade "primaire" de la courbe de consolidation expérimentale. En effet, théoriquement, les deux processus de consolidation primaire et secondaire sont dissociés et la compression secondaire est supposée se produire une fois la consolidation primaire achevée, alors que physiquement, il est connu (Taylor et Merchant 1940, Crawford 1986, Smith et Smith 1998, Feng 2010, Takeda et al. 2012, Degago 2013) que les deux processus se produisent simultanément dès le début de la consolidation avec cependant une compression secondaire plus ou moins importante selon la nature du sol. Par conséquent, le coefficient de consolidation déterminé à 90% de consolidation sera plus affecté par l'effet de la compression secondaire que celui déterminé à 50%, et l'écart entre les valeurs optimales de c_v par les méthodes $\log(t)$ et $t^{1/2}$ – ou entre toutes autres méthodes utilisant des points fixes, est d'autant plus important que la compression secondaire pendant la phase dite "primaire" est importante, autrement dit, l'importance de cet écart reflète l'aptitude de la théorie de *Terzaghi* (théorie non couplée) à représenter adéquatement le stade "primaire" de la compression. Dans l'exemple traité ici, cette différence reste relativement faible, ce qui est

considéré comme acceptable au vue des erreurs de mesures. La bonne concordance entre les données expérimentales de consolidation et les courbes d'ajustement idéal issues des méthodes LR, $\log(t)$ et $t^{1/2}$ (Figs. IV.7a à IV.26a) confirme bien que la théorie de *Terzaghi* peut modéliser adéquatement la phase initiale de la consolidation lorsque d_0 , d_{100} et c_v sont correctement évalués.

Le nombre important (10000) d'essais effectués par le code de calcul développé (LR software) nous a conduits à observer que les estimations de c_v sont sensibles aux valeurs de d_0 et de d_{100} , la figure IV.27 illustre la variation de *SSR* en fonction de d_0 et d_{100} pour les quatre paliers sélectionnés 5, 9, 11 et 14. On note, cependant, que indépendamment de la procédure utilisée, le triplet de valeurs d_0 , d_{100} et c_v qui idéalise l'ajustement des données expérimentales à la théorie de *Terzaghi* est unique (Fig. IV.28).

Le coefficient de consolidation optimal ($c_{v\text{ optimal}}$) relatif à la méthode LR est d'une importance cruciale dans la mesure où il nous permet de juger de la représentativité des méthodes graphiques. Il a permis d'observer, pour les vingt paliers de chargement examinés, que la méthode graphique $t^{1/2}$ induit un biais qui peut atteindre 98% (pour le palier de déchargement 19) bien plus important que celui associé à la méthode graphique $\log(t)$ qui reste borné à 26% (Figs. IV.7b à IV.26b).

Pour les paliers de charge dont la courbe de consolidation ne présente pas, en sa partie initiale, la forme parabolique, on remarque que les deux méthodes graphiques $\log(t)$ et $t^{1/2}$ sous-estiment sérieusement le coefficient de consolidation, c'est le cas par exemple des paliers 8, 10, et 15 qui représentent en fait le début d'un déchargement ou d'un rechargement.

La méthode graphique $\log(t)$ donnerait une bonne évaluation de c_v lorsque celui-ci est calculé sur la base d'une moyenne d'un nombre important d'estimations graphiques et surtout lorsque la courbe de consolidation se présente sous la forme "S".

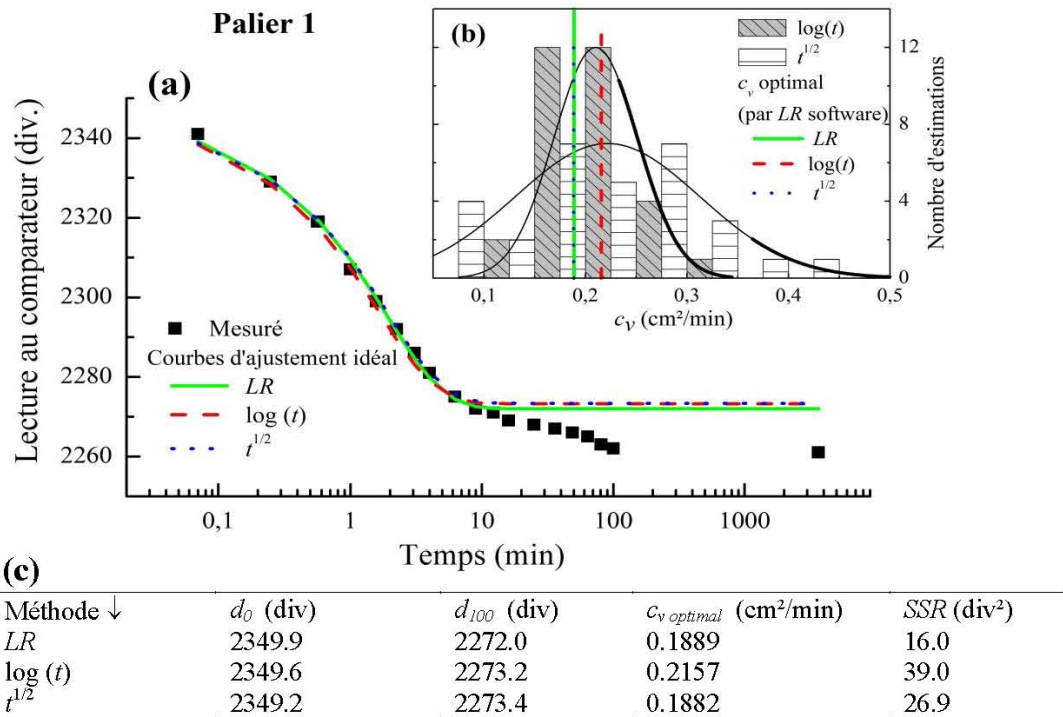


Figure IV.7 – (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par LR software ; **(b)** Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; **(c)** Paramètres optimaux ; Palier de chargement 1 ; Argile silteuse beige.

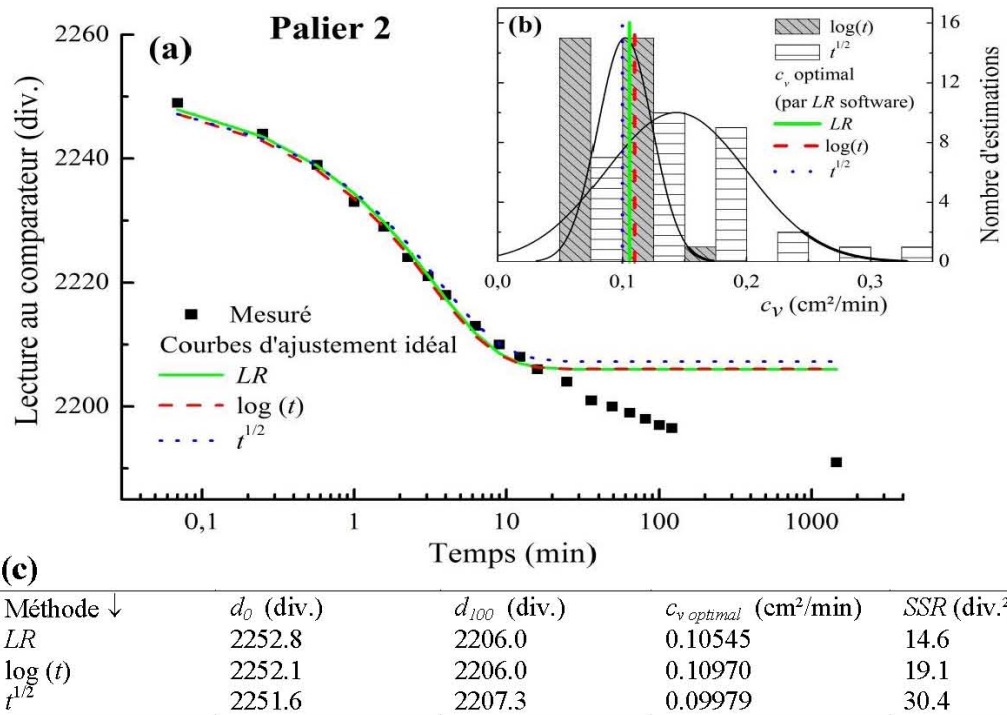


Figure IV.8 – (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par LR software ; **(b)** Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; **(c)** Paramètres optimaux ; Palier de chargement 2 ; Argile silteuse beige.

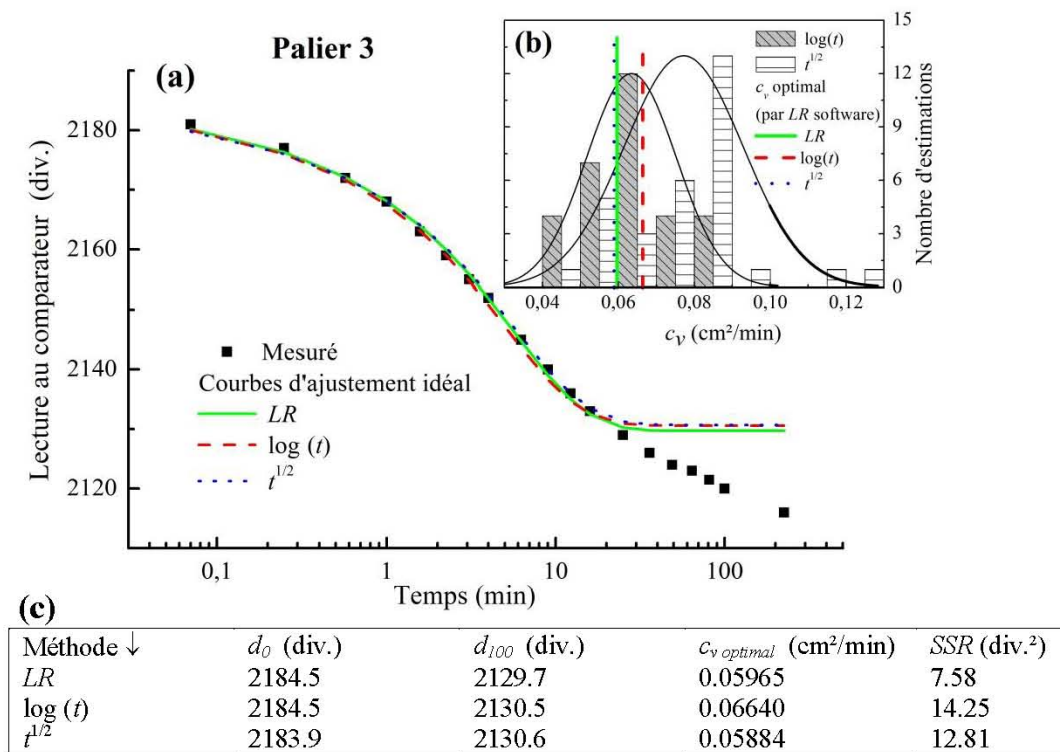


Figure IV.9 – (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par LR software ; (b) Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; (c) Paramètres optimaux ; Palier de chargement 3 ; Argile silteuse beige.

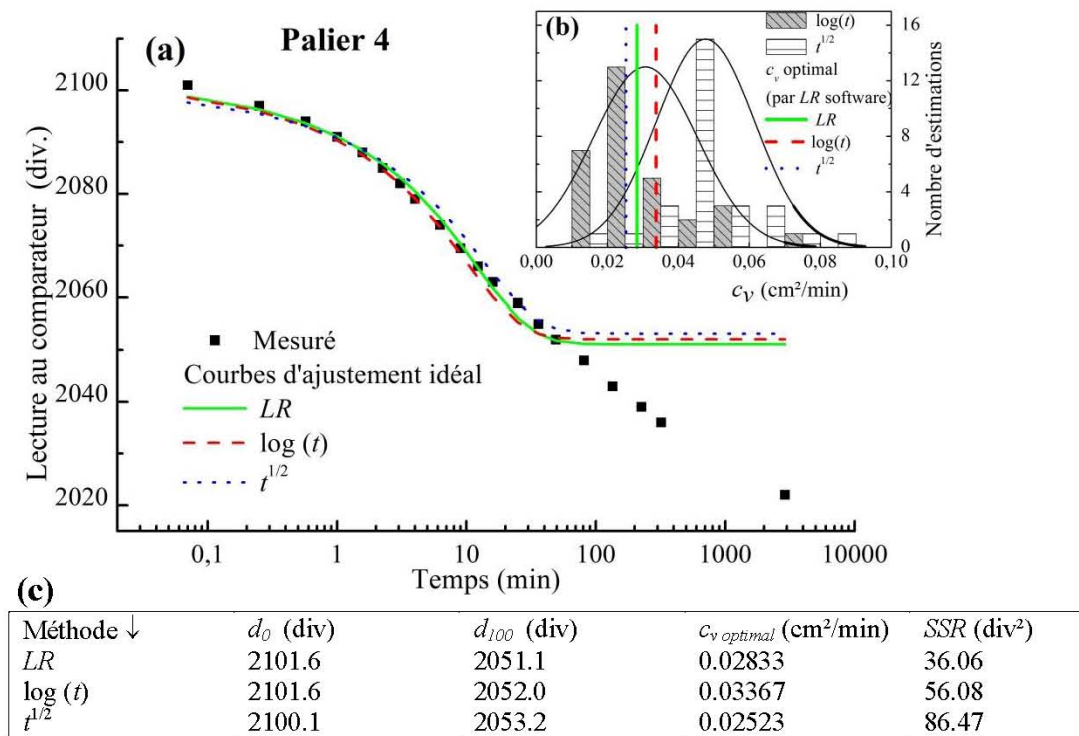


Figure IV.10 – (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par LR software ; (b) Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; (c) Paramètres optimaux ; Palier de chargement 4 ; Argile silteuse beige.

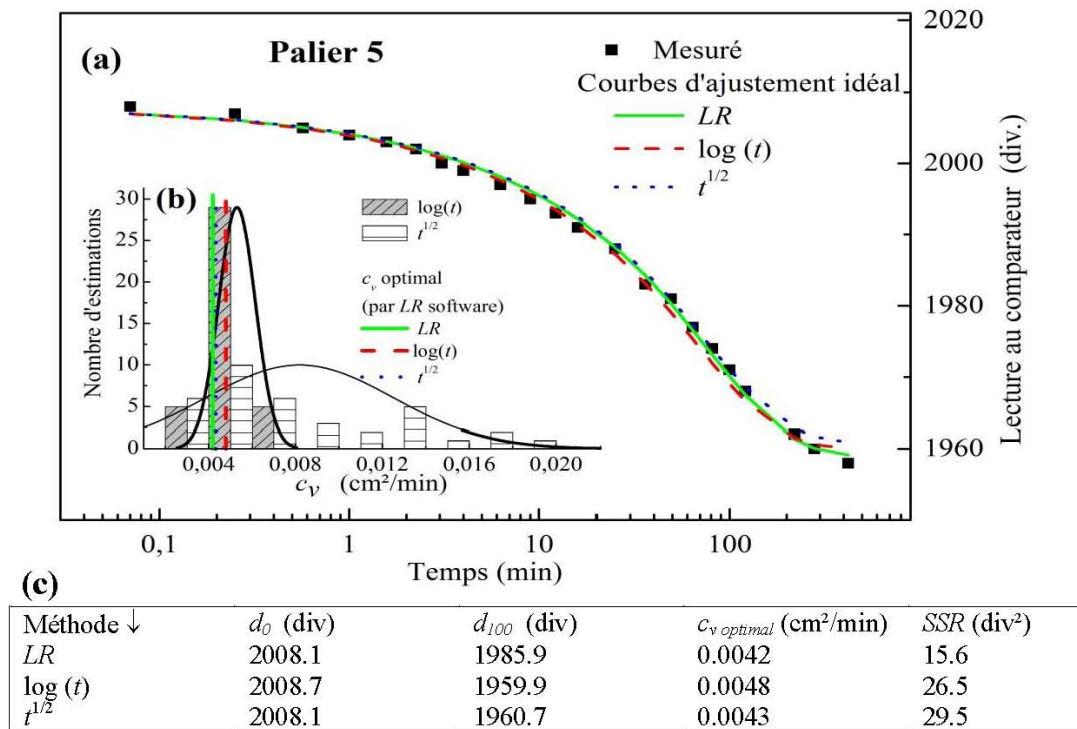


Figure IV.11 – (a) Données expérimentales et courbes d'ajustement idéal générées par LR software ; **(b)** Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; **(c)** Paramètres optimaux ; Palier de chargement 5 ; Argile silteuse beige.

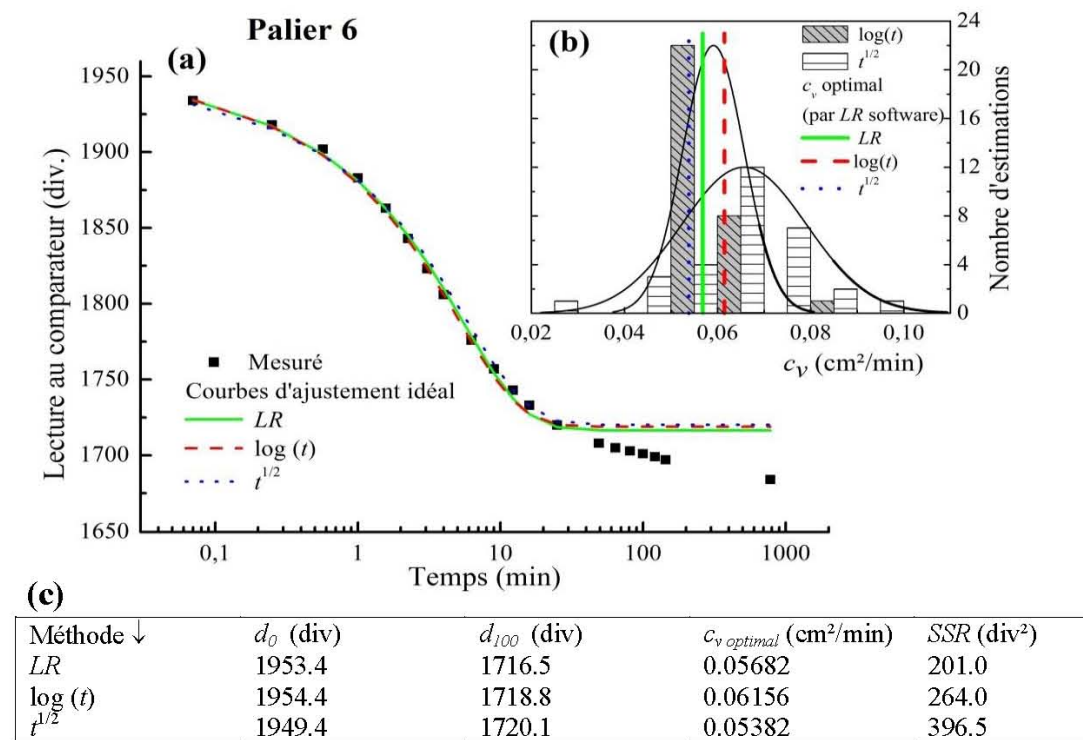


Figure IV.12 – (a) Données expérimentales et courbes d'ajustement idéal générées par LR software ; **(b)** Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; **(c)** Paramètres optimaux ; Palier de chargement 6 ; Argile silteuse beige.

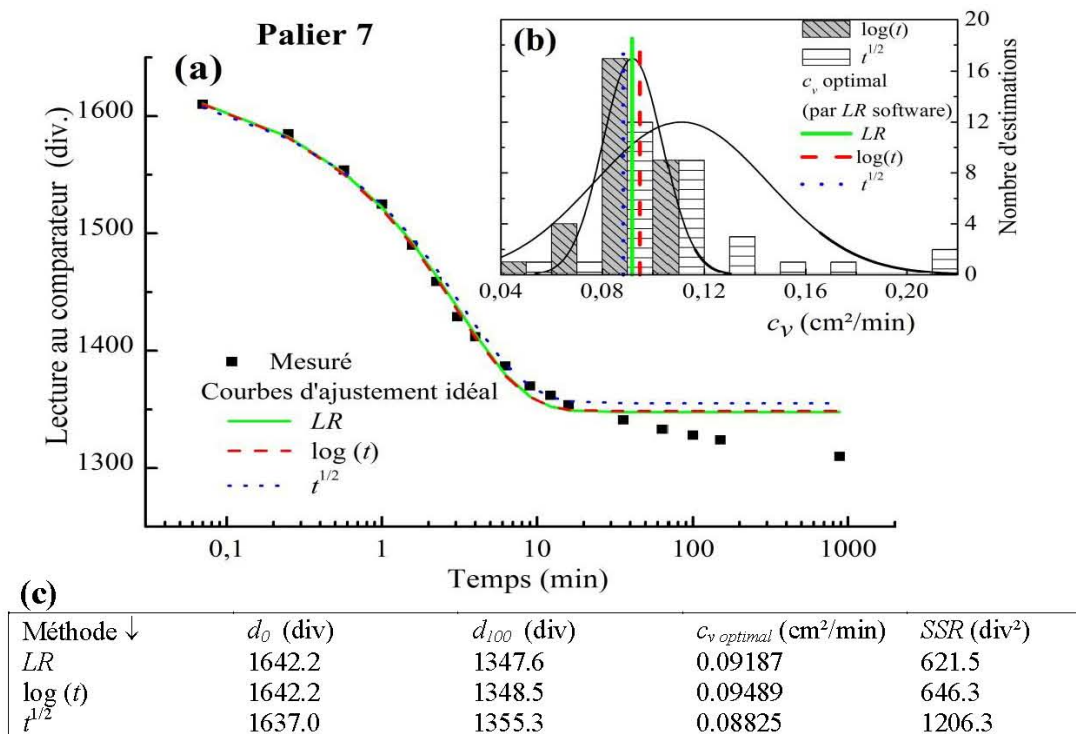


Figure IV.13 – (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par LR software ; (b) Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; (c) Paramètres optimaux ; Palier de chargement 7 ; Argile silteuse beige.

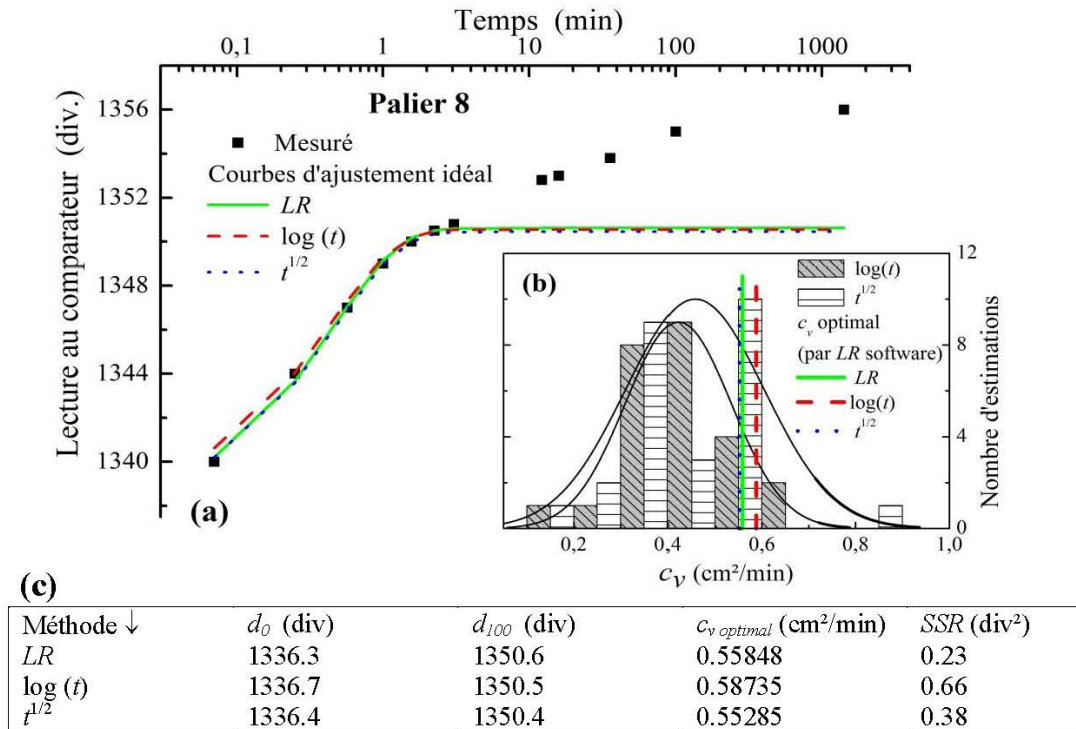


Figure IV.14 – (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par LR software ; (b) Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; (c) Paramètres optimaux ; Palier de chargement 8 ; Argile silteuse beige.

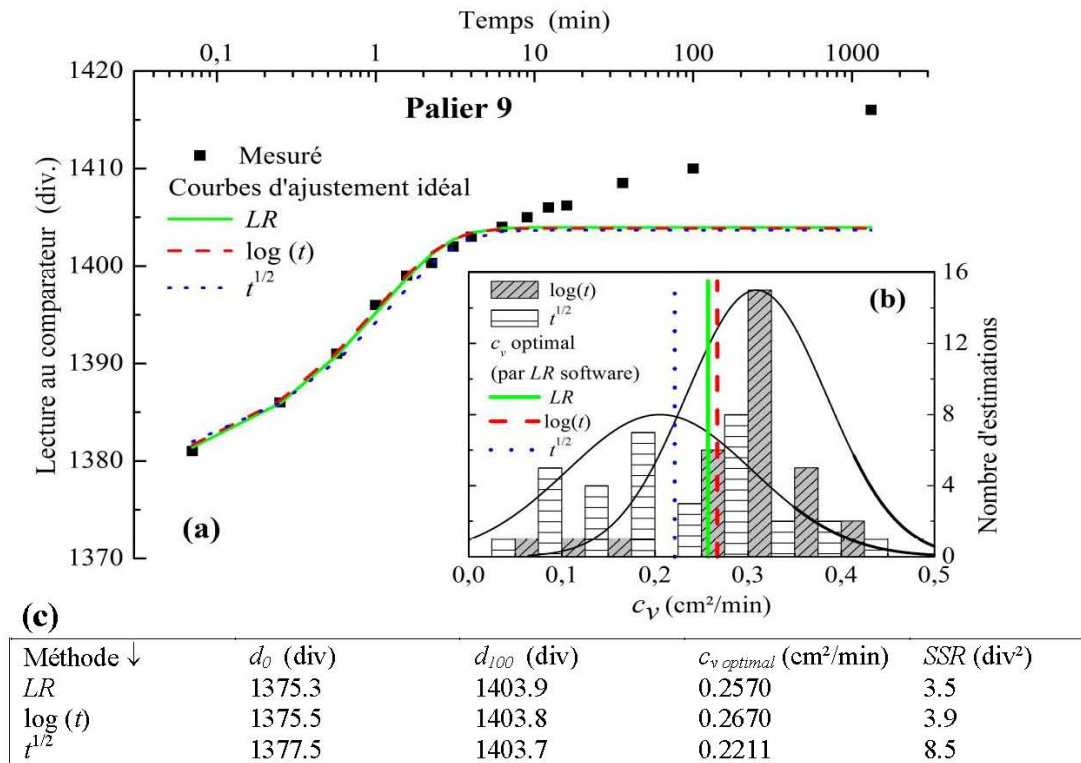


Figure IV.15 – (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par LR software ; **(b)** Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; **(c)** Paramètres optimaux ; Palier de chargement 9 ; Argile silteuse beige.

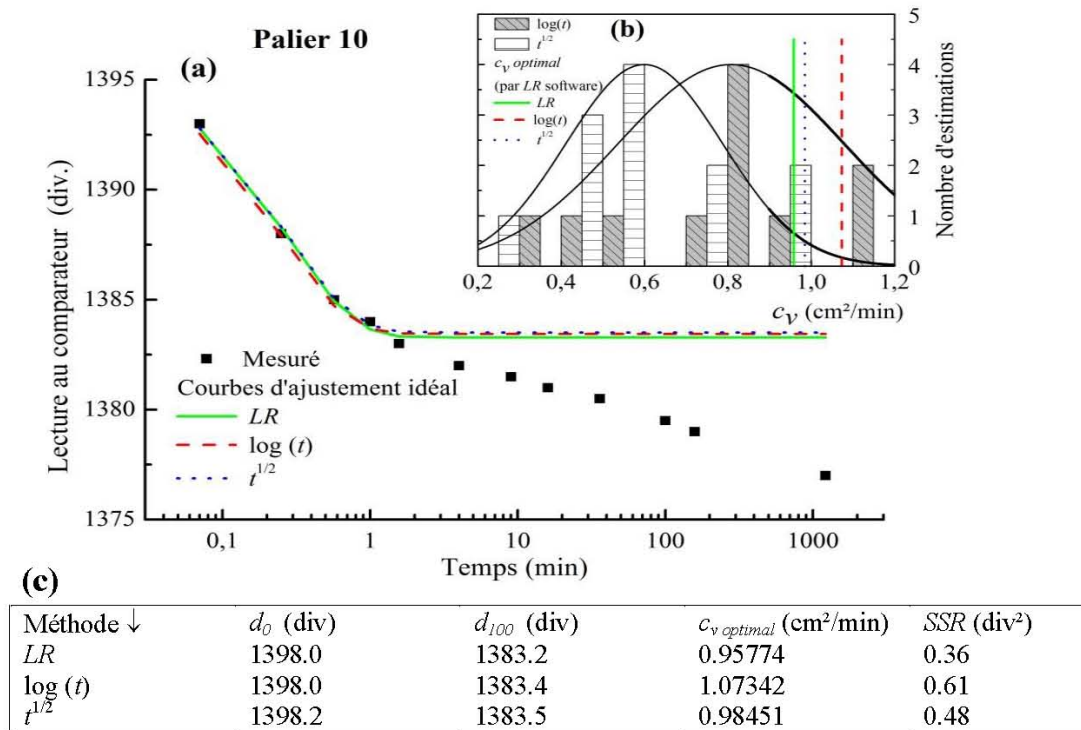


Figure IV.16 – (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par LR software ; **(b)** Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; **(c)** Paramètres optimaux ; Palier de chargement 10 ; Argile silteuse beige.

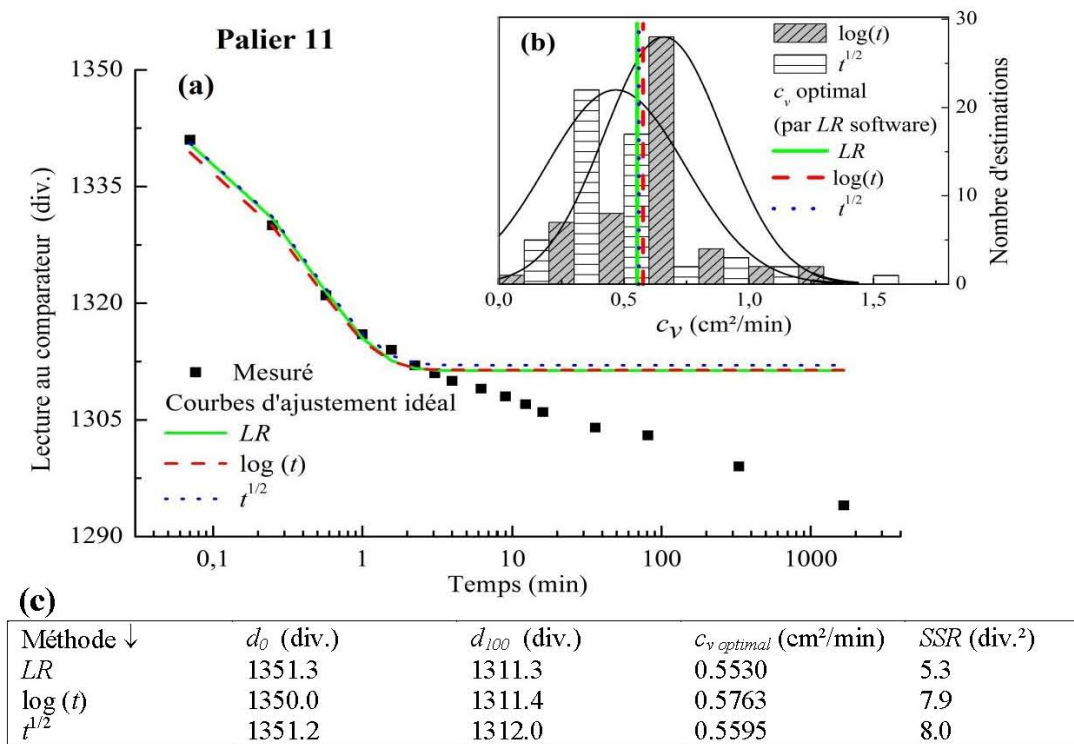


Figure IV.17 – (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par LR software ; **(b)** Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; **(c)** Paramètres optimaux ; Palier de chargement 11 ; Argile silteuse beige.

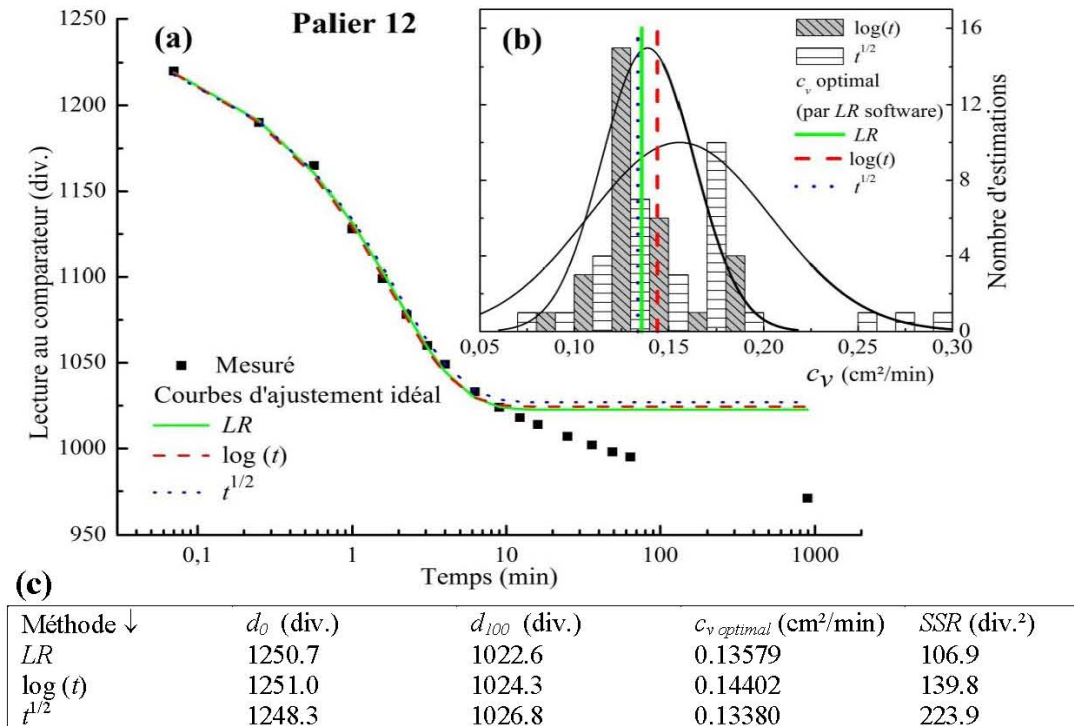
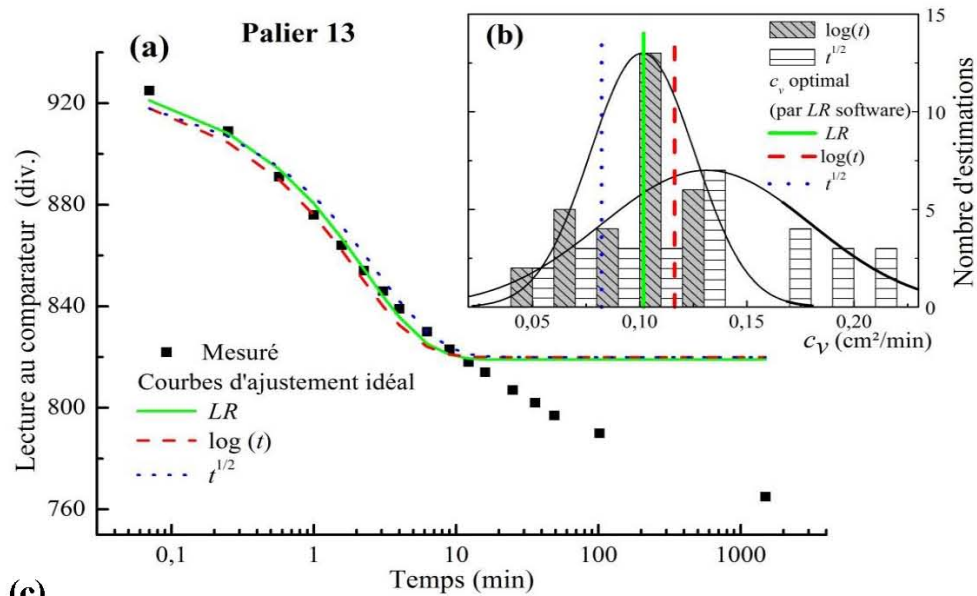


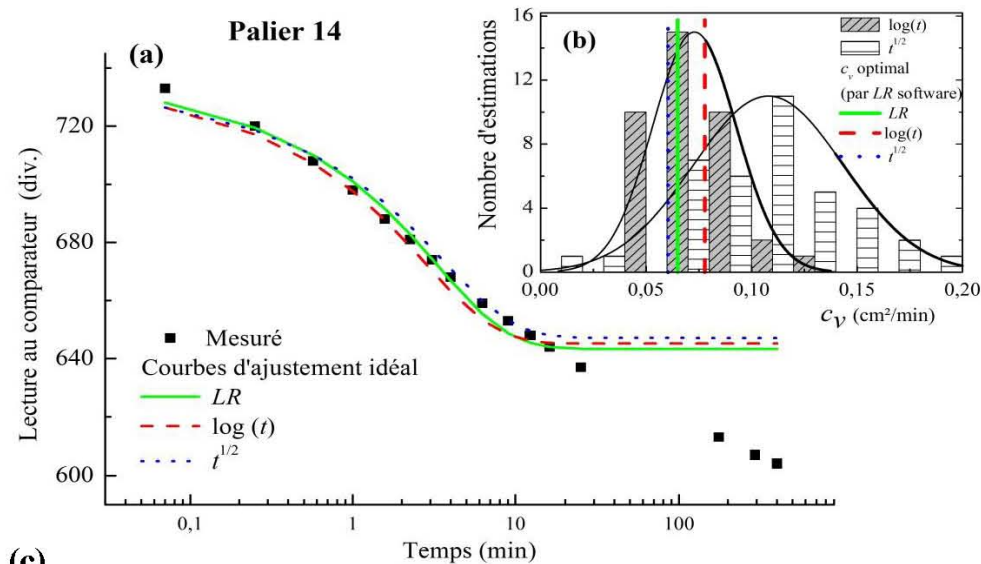
Figure IV.18 – (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par LR software ; **(b)** Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; **(c)** Paramètres optimaux ; Palier de chargement 12 ; Argile silteuse beige.



(c)

Méthode ↓	d ₀ (div.)	d ₁₀₀ (div.)	c _v optimal (cm ² /min)	SSR (div. ²)
LR	935.7	819.0	0.10173	124.1
log(t)	933.1	819.9	0.11622	247.8
t ^{1/2}	930.3	819.9	0.08217	307.5

Figure IV.19 – (a) Données expérimentales et courbes d'ajustement idéal générées par LR software ; **(b)** Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; **(c)** Paramètres optimaux ; Palier de chargement 13 ; Argile silteuse beige.



(c)

Méthode ↓	d ₀ (div.)	d ₁₀₀ (div.)	c _v optimal (cm ² /min)	SSR (div. ²)
LR	737.8	643.3	0.0650	133.8
log(t)	736.8	645.2	0.0778	222.6
t ^{1/2}	735.2	647.1	0.0604	263.4

Figure IV.20 – (a) Données expérimentales et courbes d'ajustement idéal générées par LR software ; **(b)** Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; **(c)** Paramètres optimaux ; Palier de chargement 14 ; Argile silteuse beige.

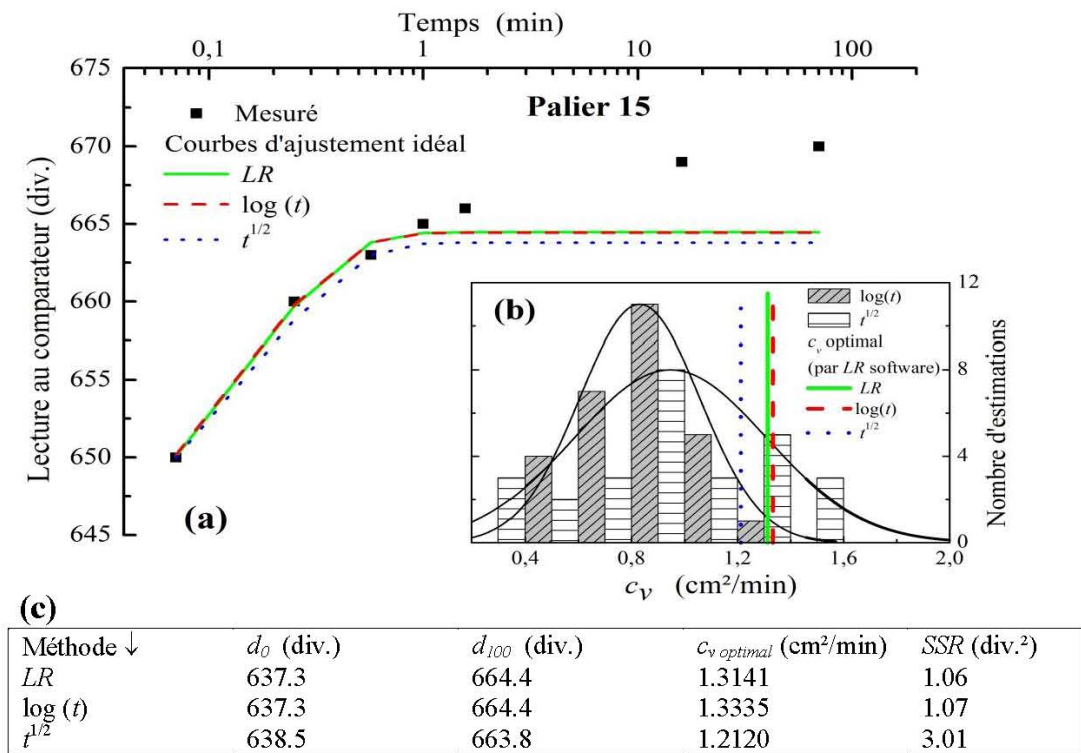


Figure IV.21 – (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par LR software ; **(b)** Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; **(c)** Paramètres optimaux ; Palier de chargement 15 ; Argile silteuse beige.

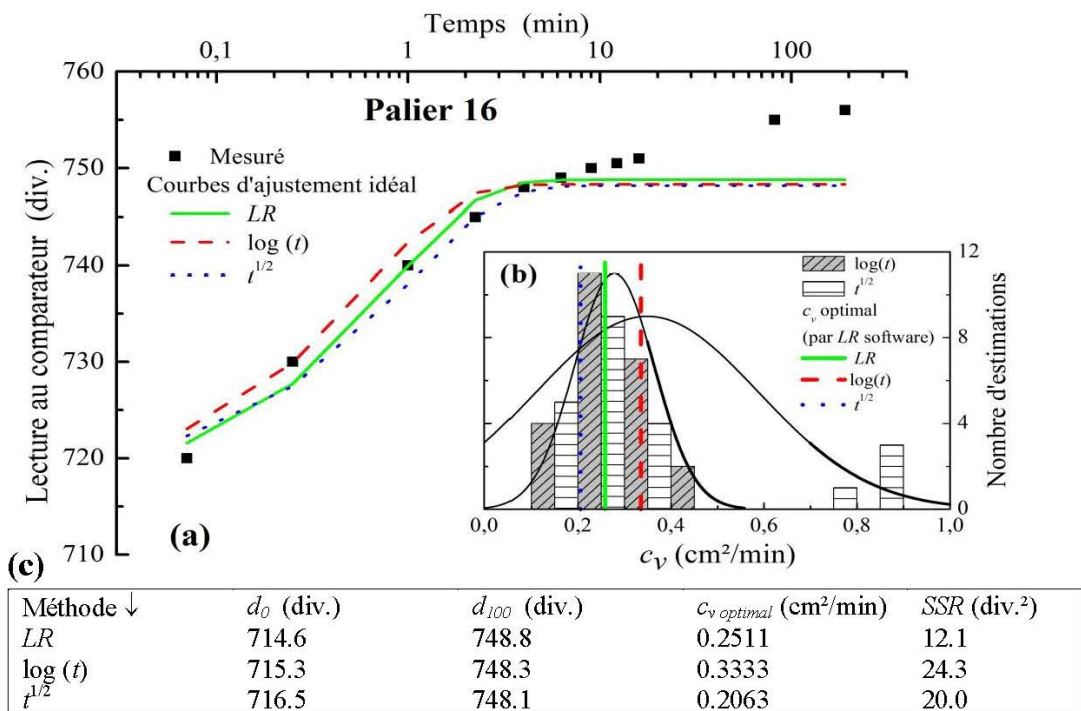
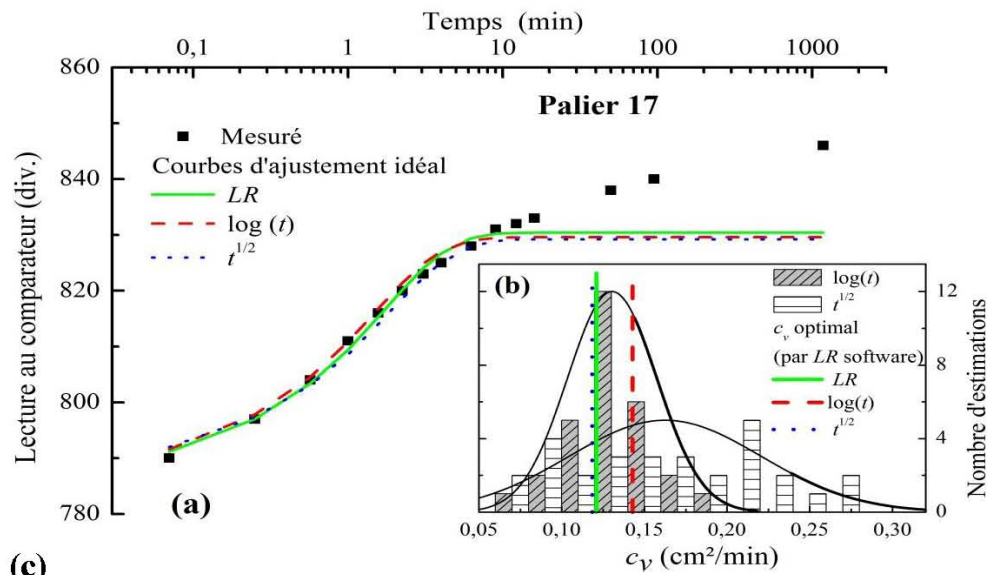
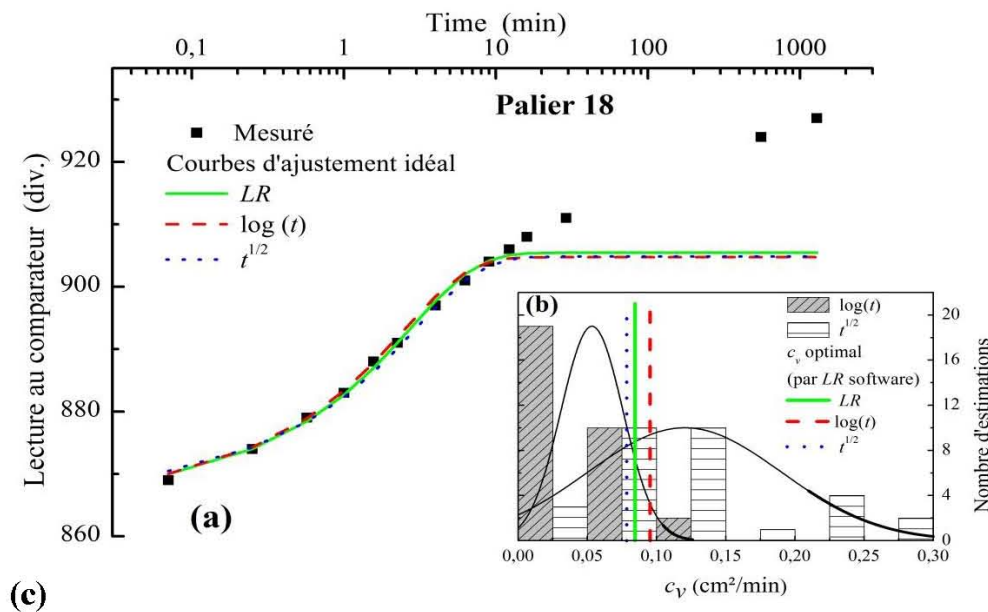


Figure IV.22 – (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par LR software ; **(b)** Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; **(c)** Paramètres optimaux ; Palier de chargement 16 ; Argile silteuse beige.



Méthode ↓	d ₀ (div.)	d ₁₀₀ (div.)	c _v optimal (cm ² /min)	SSR (div. ²)
LR	784.5	830.4	0.13016	13.6
log(t)	784.6	829.5	0.15098	22.7
t ^{1/2}	786.0	829.2	0.12067	29.7

Figure IV.23 – (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par LR software ; (b) Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; (c) Paramètres optimaux ; Palier de chargement 17 ; Argile silteuse beige.



Méthode ↓	d ₀ (div.)	d ₁₀₀ (div.)	c _v optimal (cm ² /min)	SSR (div. ²)
LR	865.3	905.4	0.08439	4.9
log(t)	865.2	904.7	0.09528	7.8
t ^{1/2}	866.2	904.8	0.07847	10.1

Figure IV.24 – (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par LR software ; (b) Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; (c) Paramètres optimaux ; Palier de chargement 18 ; Argile silteuse beige.

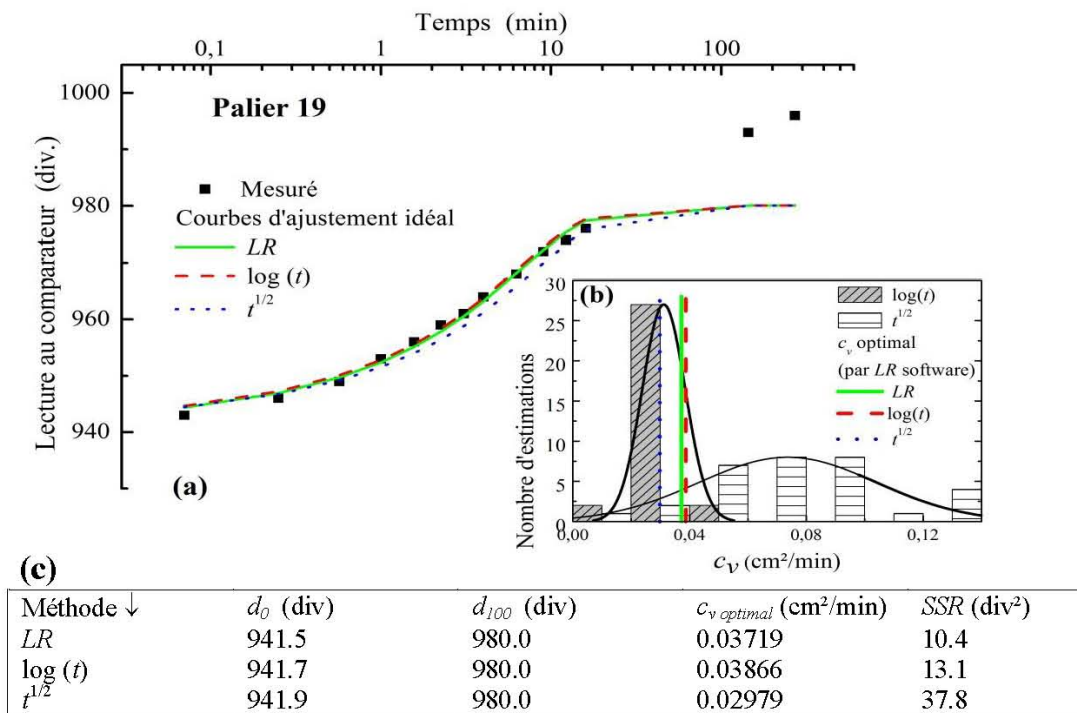


Figure IV.25 – (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par LR software ; (b) Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; (c) Paramètres optimaux ; Palier de chargement 19 ; Argile silteuse beige.

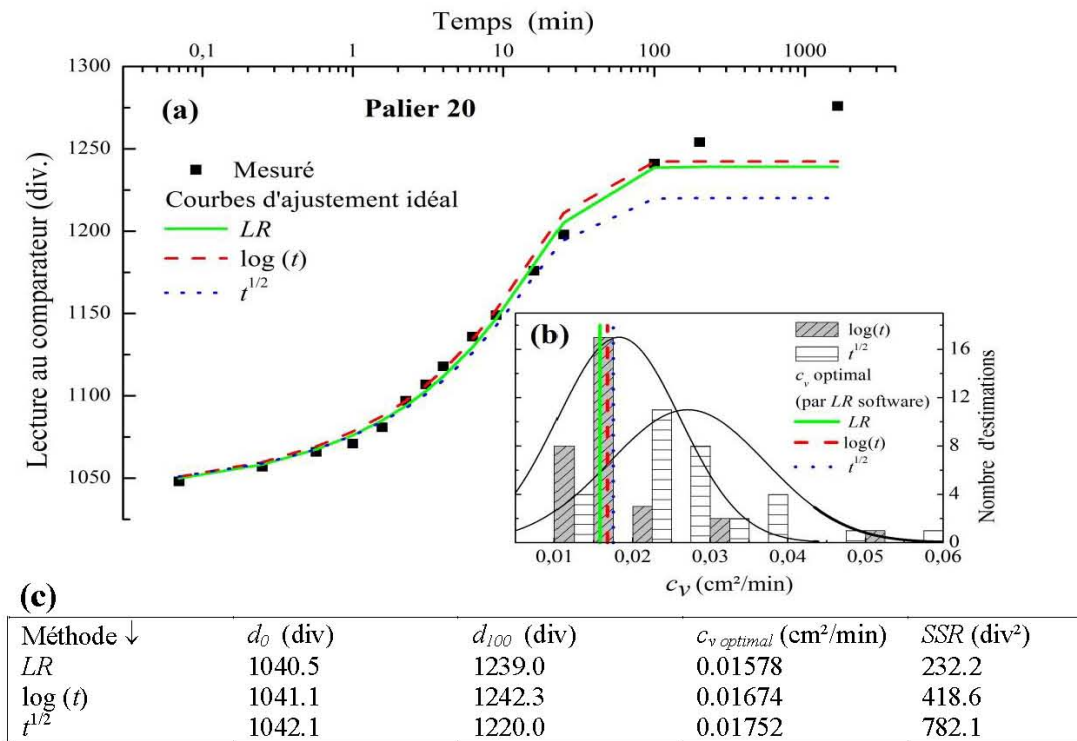


Figure IV.26 – (a) Données expérimentales et courbes d’ajustement idéal générées par LR software ; (b) Distributions de fréquences des estimations de c_v par les opérateurs ; (c) Paramètres optimaux ; Palier de chargement 20 ; Argile silteuse beige.

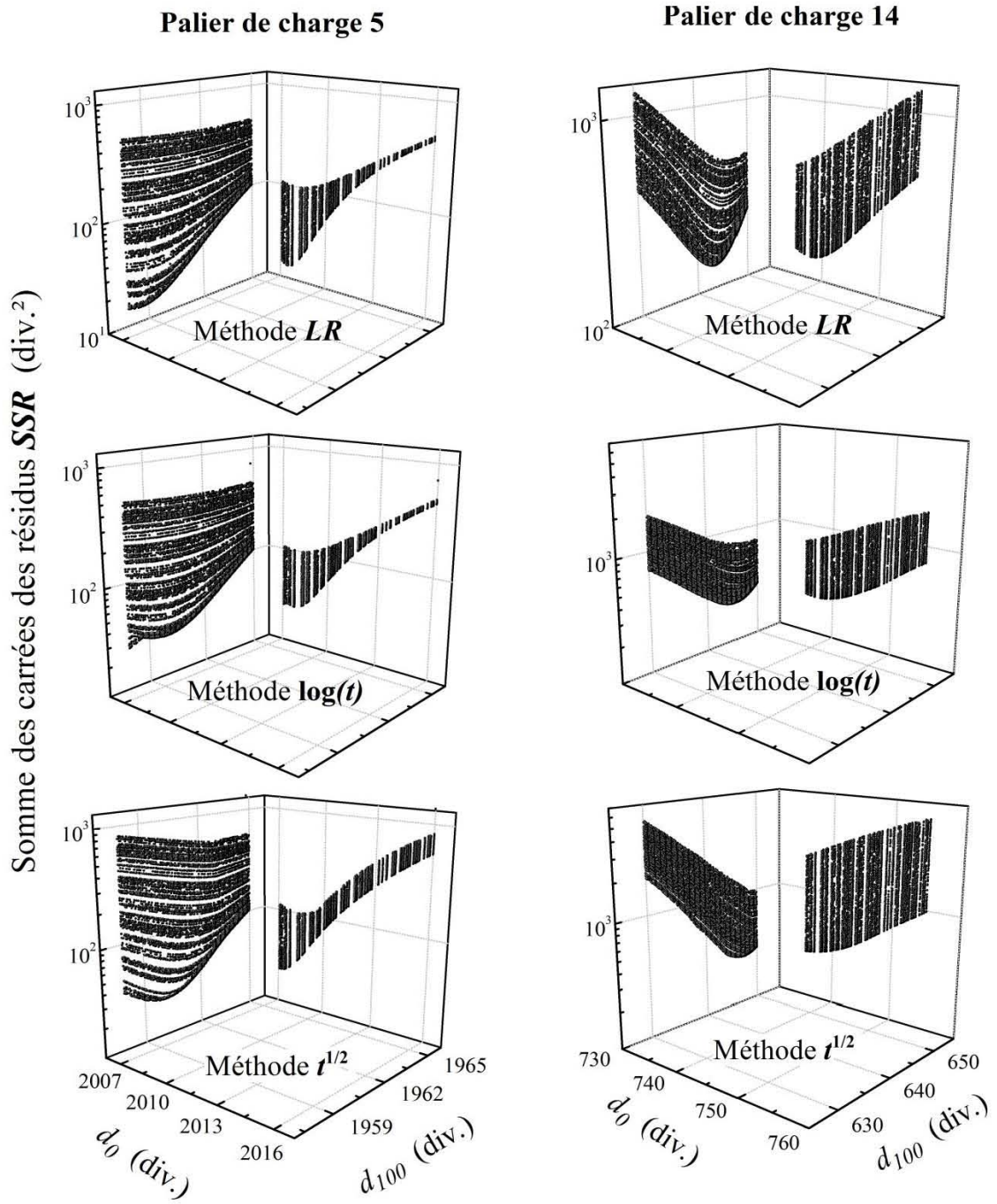


Figure IV.27 - Variation de la somme des carrés des résidus (SSR) en fonction des lectures micrométriques d_0 et d_{100} , paliers de chargement 5 et 14 – Argile silteuse

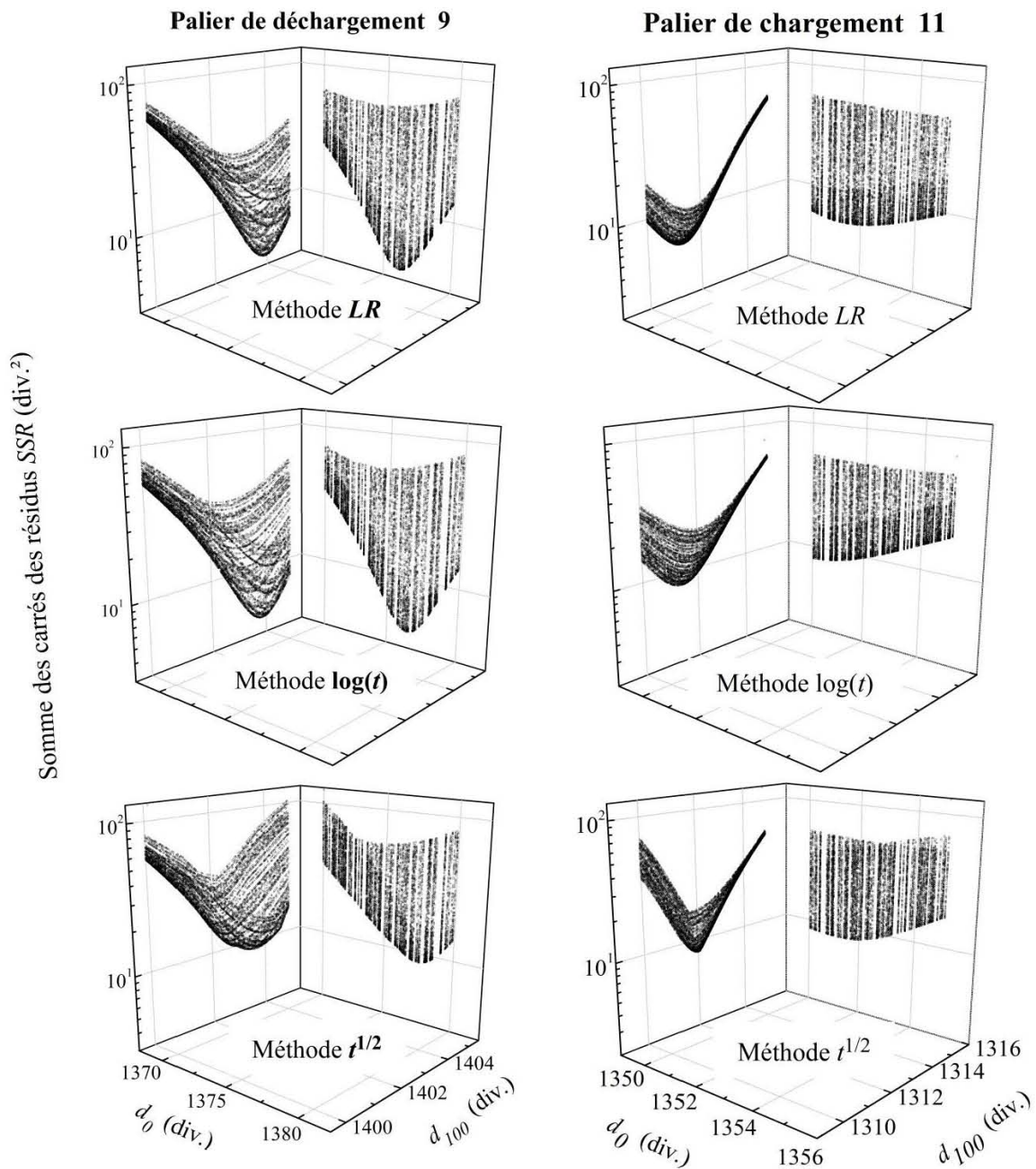


Figure IV.27 (suite) – Variation de la somme des carrés des résidus (SSR) en fonction des lectures micrométriques d_0 et d_{100} , paliers de chargement 9 et 11 – Argile silteuse

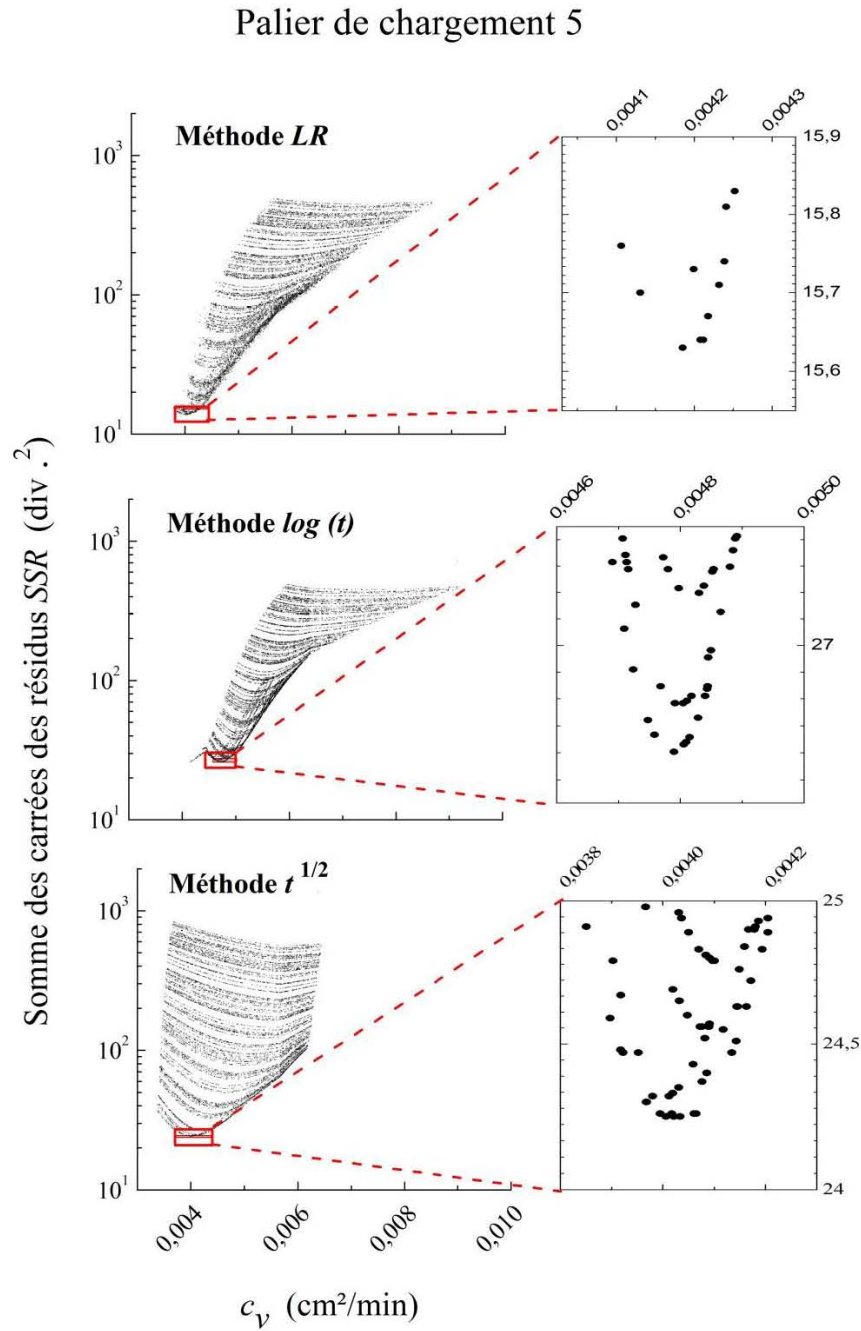


Figure IV.28 – Variation de la somme des carrés des résidus (SSR) en fonction de c_v pour les trois méthodes LR, $\log(t)$ et $t^{1/2}$; palier de chargement 5 – Argile silteuse beige.

Palier de déchargement 9

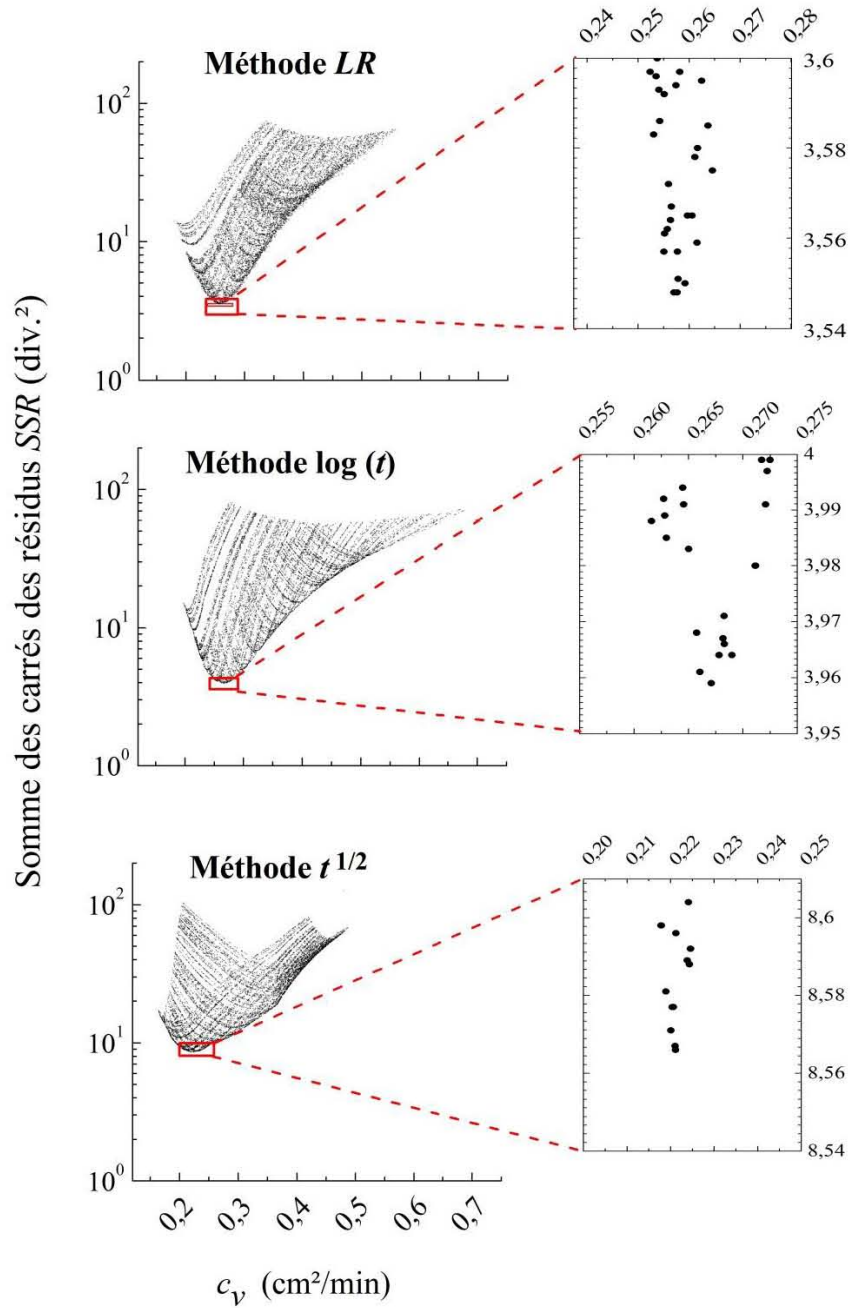


Figure IV.28 (suite) – Variation de la somme des carrés des résidus (SSR) en fonction de c_v pour les trois méthodes LR, $\log(t)$ et $t^{1/2}$; palier de déchargement 9 – Argile silteuse

Palier de chargement 11

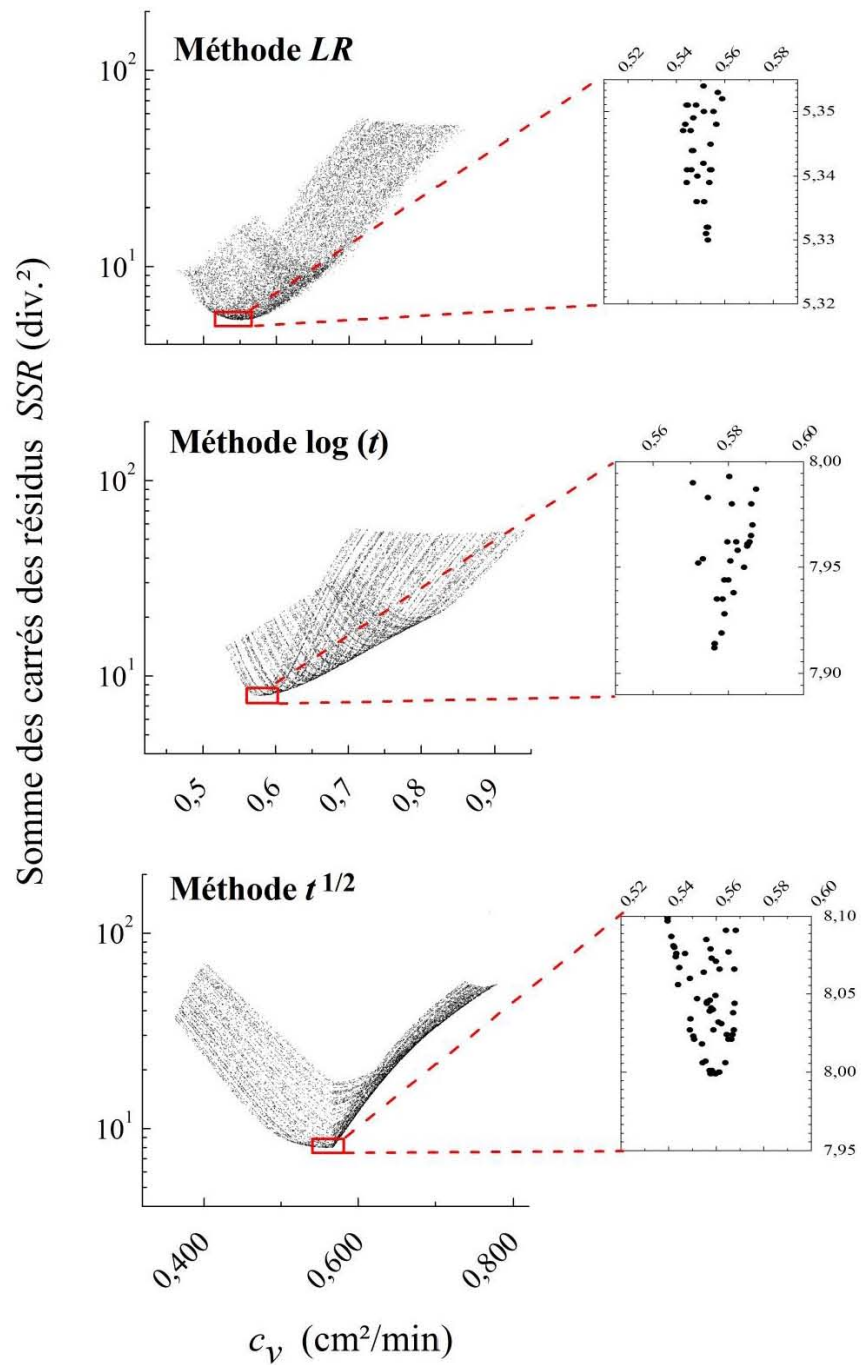


Figure IV.28 (suite) – Variation de la somme des carrés des résidus (SSR) en fonction de c_v pour les trois méthodes LR , $\log(t)$ et $t^{1/2}$; palier de chargement 11 – Argile silteuse

Palier de chargement 14

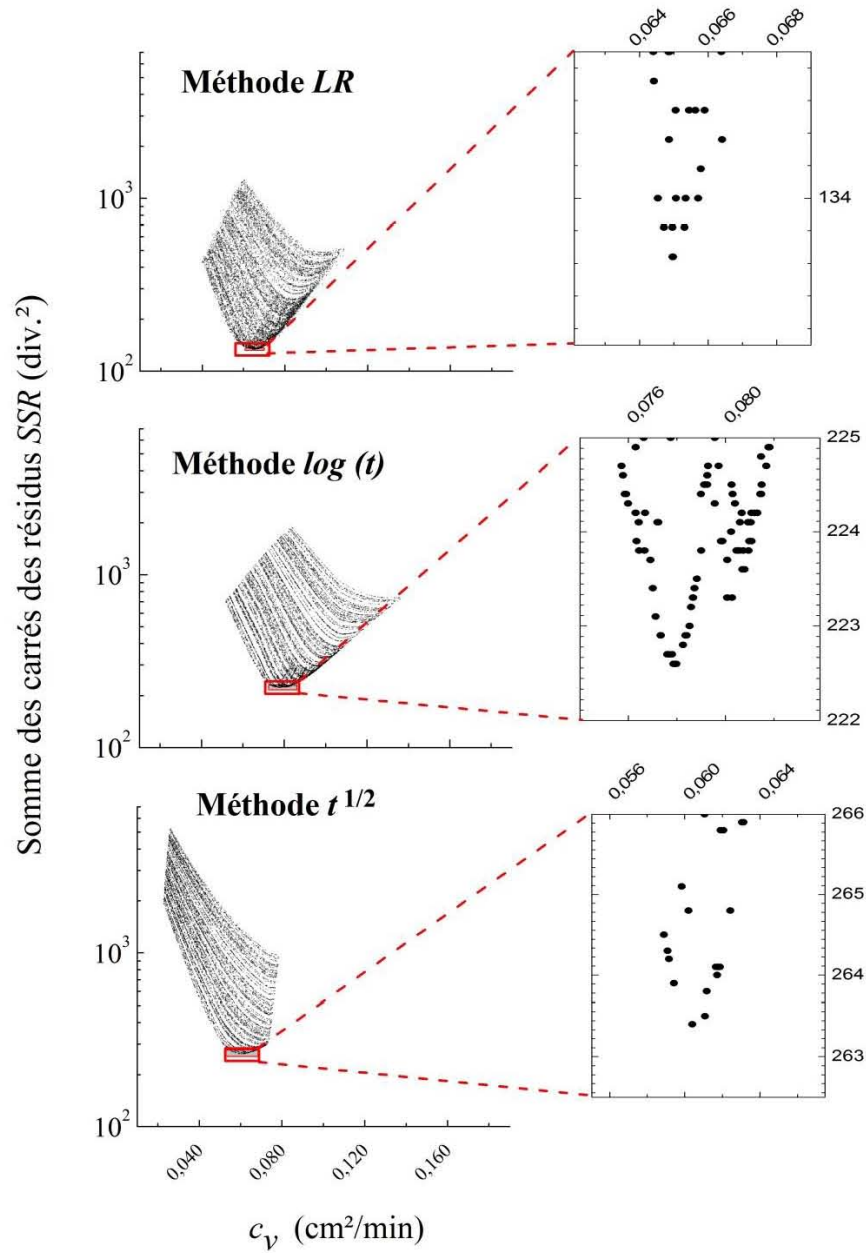


Figure IV.28 (suite) – Variation de la somme des carrés des résidus (SSR) en fonction de c_v pour les trois méthodes LR, $\log(t)$ et $t^{1/2}$; palier de chargement 14 – Argile silteuse

Les valeurs de c_v *optimal* obtenues par les trois méthodes LR, $\log(t)$ et $t^{1/2}$ en utilisant LR *software* ainsi que les étendus des estimations graphiques de c_v (min, moyenne, max) par les opérateurs en utilisant les méthodes graphiques $\log(t)$ et $t^{1/2}$ sont tracées en fonction de la contrainte effective moyenne dans la figure IV.29. On remarque bien la cohérence entre les valeurs de c_v *optimal* déterminées par LR *software* pour les trois méthodes LR, $\log(t)$ et $t^{1/2}$ d'une part, et la dispersion des valeurs de c_v évalué manuellement par les deux méthodes graphiques $\log(t)$ et $t^{1/2}$ d'autre part. A noter cependant, que la partie initiale de la courbe de consolidation concernant les paliers de déchargement 10 et 15, est représentée par seulement quatre et trois points respectivement, ce qui a affecté sérieusement l'estimation de c_v *optimal* pour ces paliers, d'où l'écart observé dans les valeurs de c_v *optimal* par les trois méthodes LR, $\log(t)$ et $t^{1/2}$.

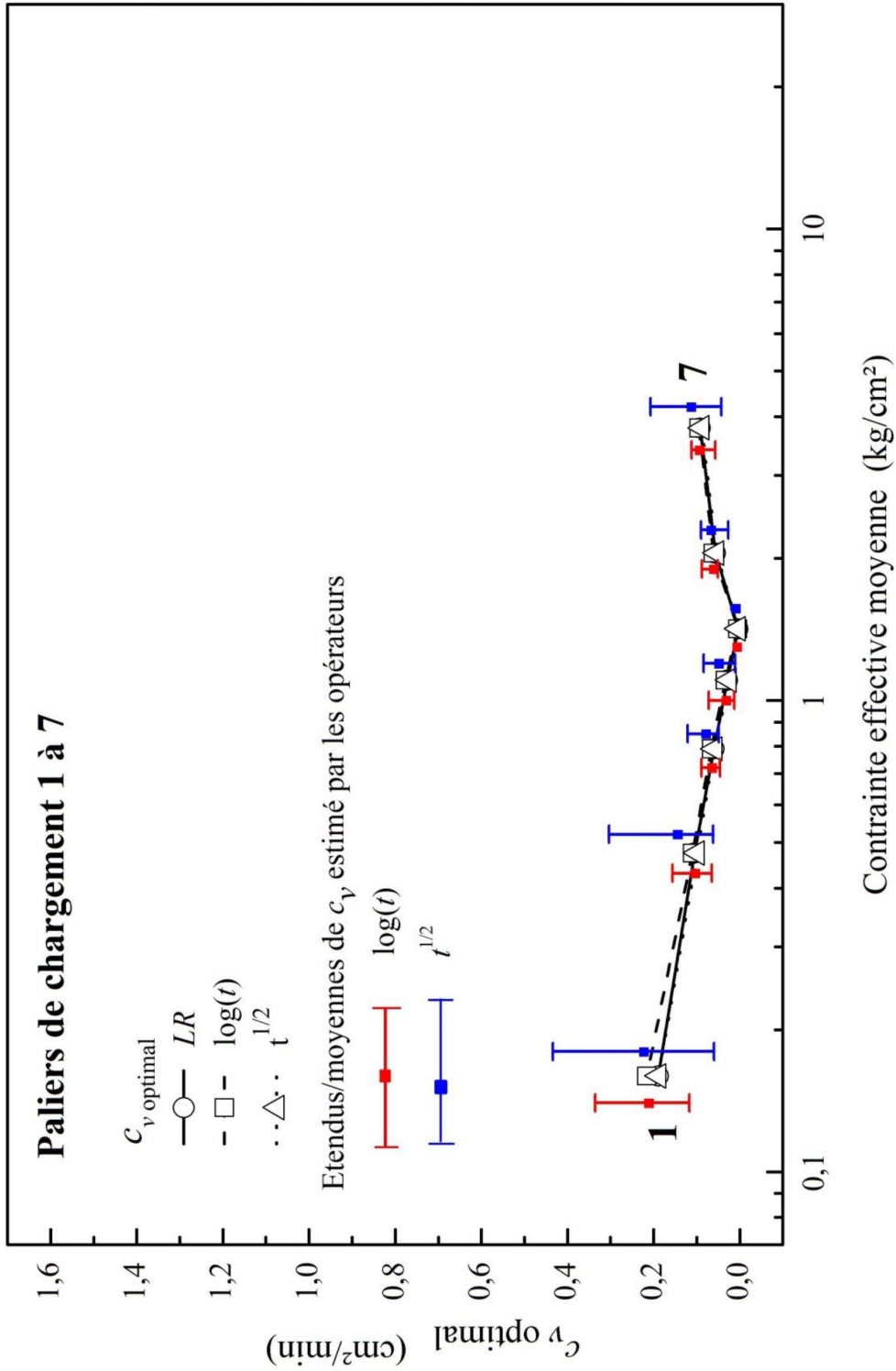


Figure IV.29 – Valeurs optimales de c_v par LR log(t) et $t^{1/2}$ – obtenues par LR software et intervalles des estimations graphiques de c_v en utilisant les méthodes log(t) et $t^{1/2}$ en fonction de la contrainte effective moyenne pour les vingt paliers de chargement, argile silteuse beige.

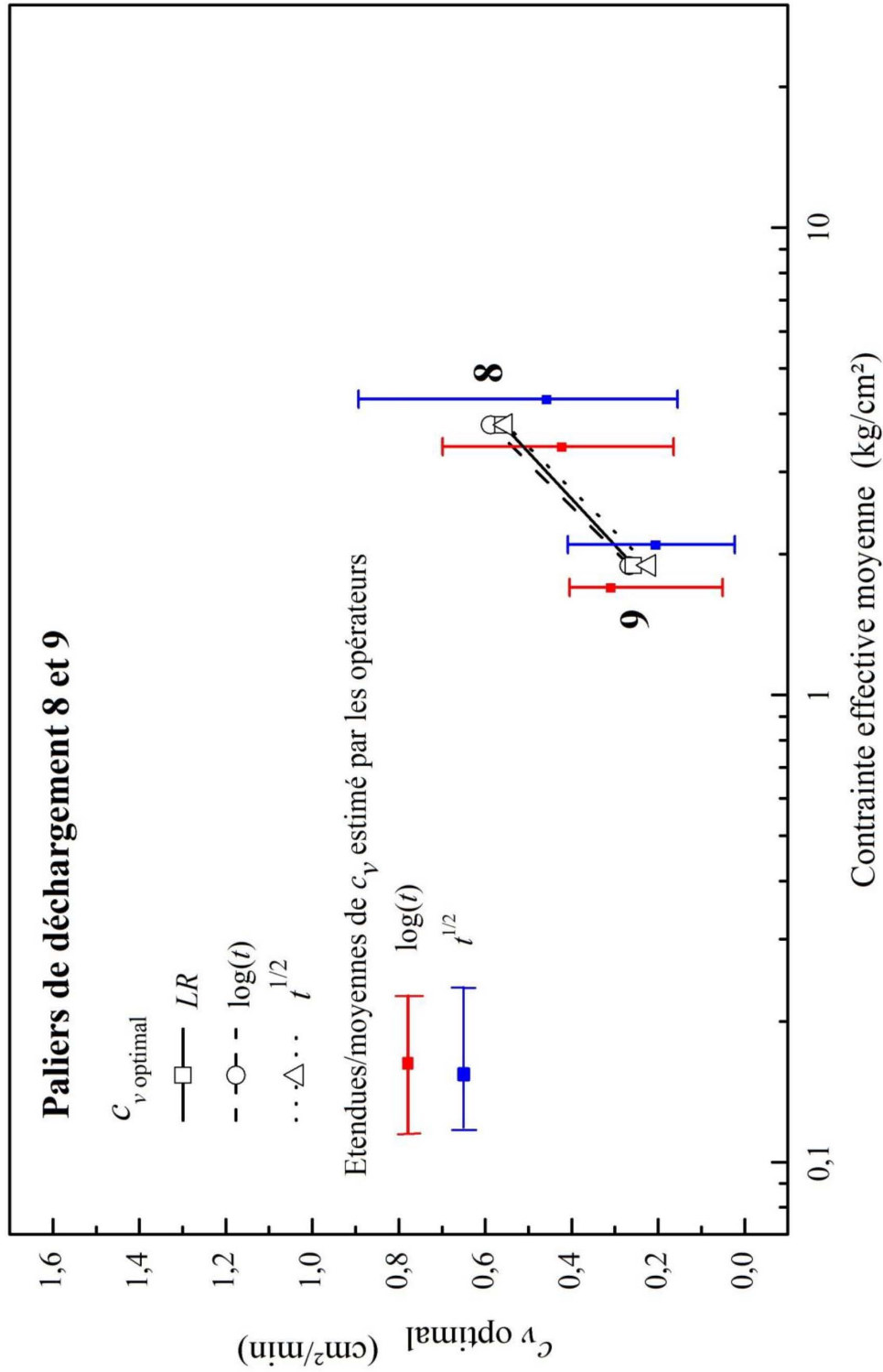


Figure IV.29 (suite) – Valeurs optimales de c_v par LR $\log(t)$ et $t^{1/2}$ – obtenues par LR software et intervalles des estimations graphiques de c_v en utilisant les méthodes $\log(t)$ et $t^{1/2}$ en fonction de la contrainte effective moyenne pour les vingt paliers de chargement, argile silteuse beige.

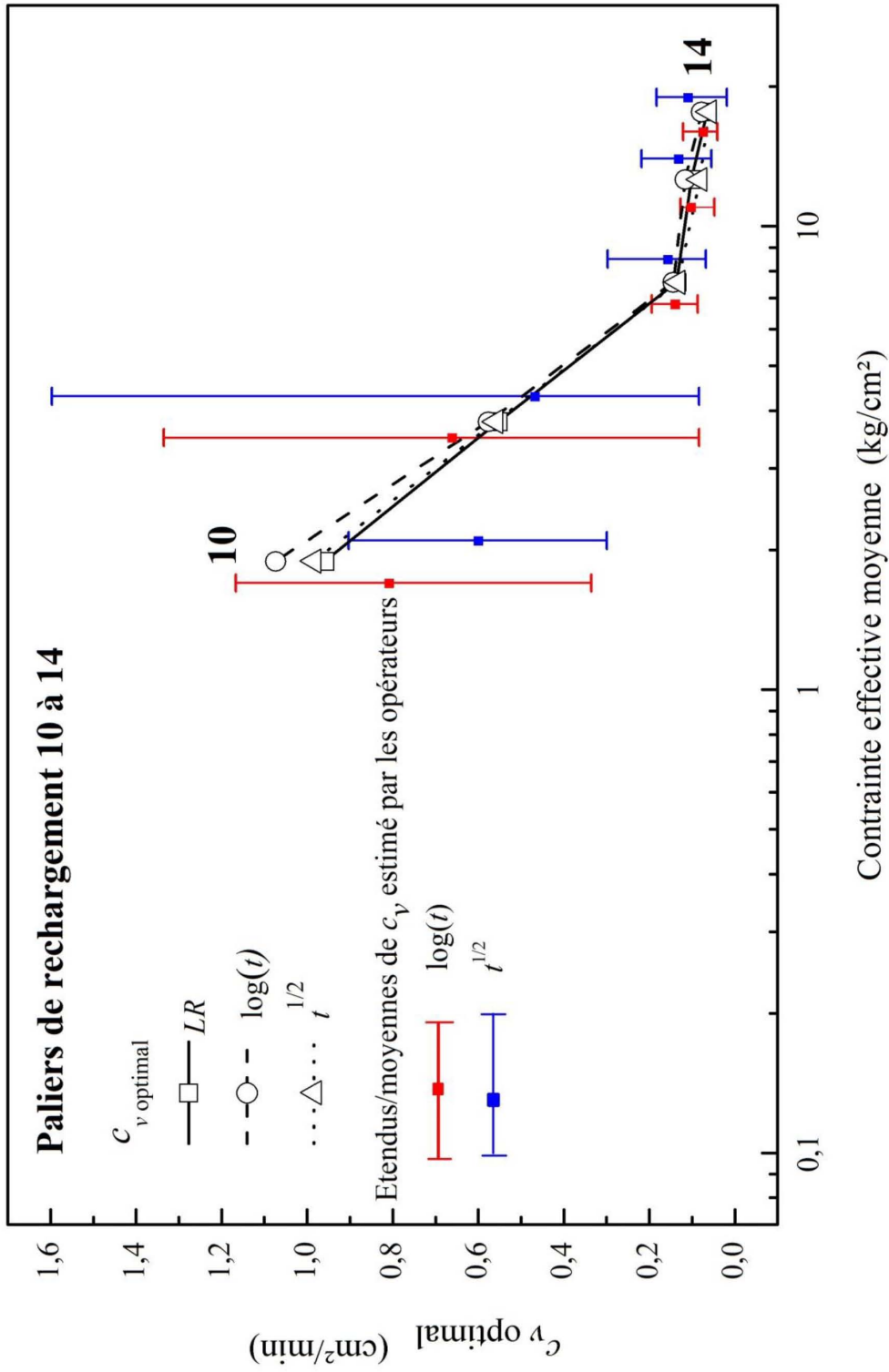


Figure IV.29 (suite) – Valeurs optimales de c_v par LR $\log(t)$ et $t^{1/2}$ – obtenues par LR software et intervalles des estimations graphiques de c_v en utilisant les méthodes $\log(t)$ et $t^{1/2}$ en fonction de la contrainte effective moyenne pour les vingt paliers de chargement, argile silteuse beige.

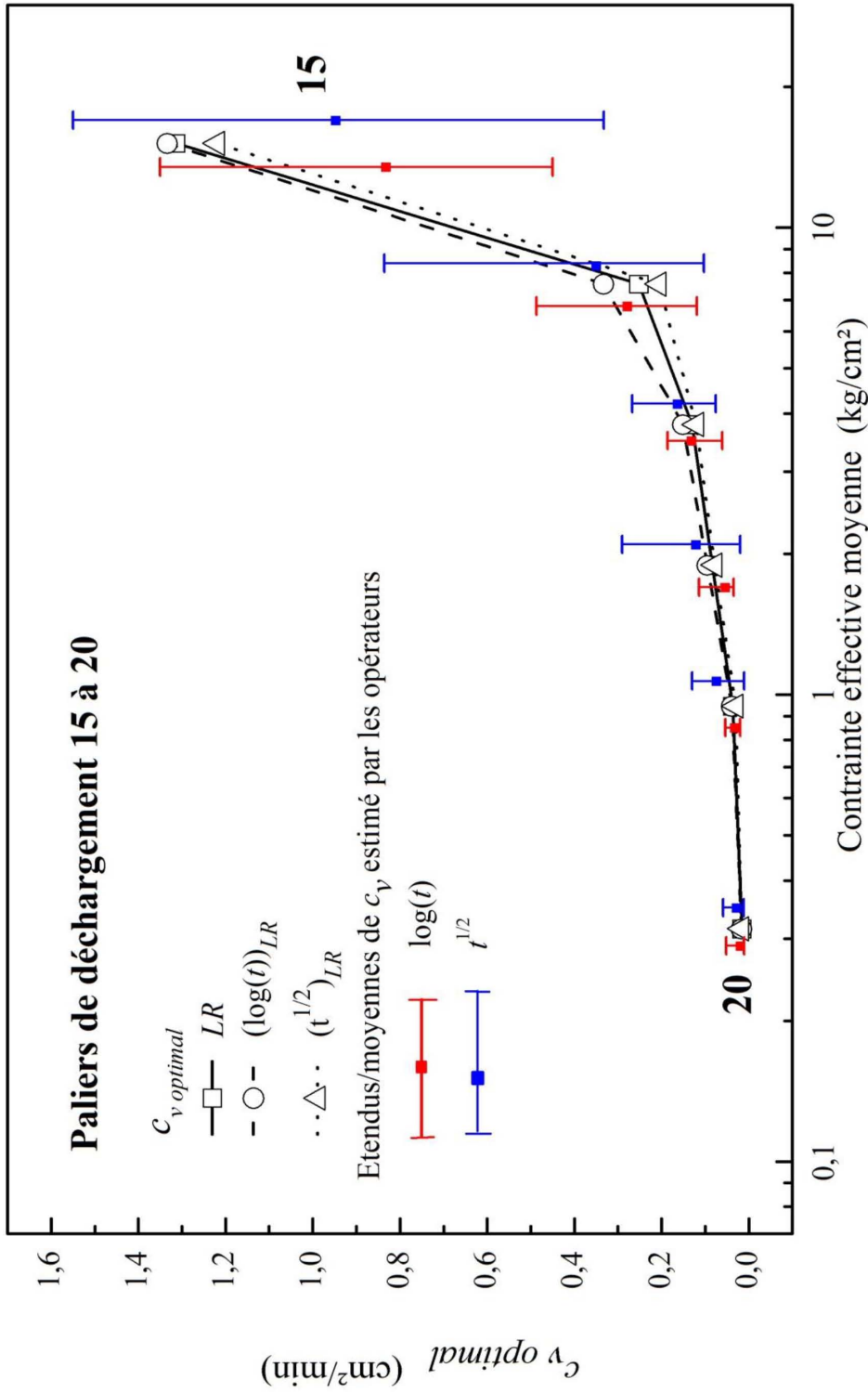


Figure IV.29 (suite) – Valeurs optimales de c_v par LR $\log(t)$ et $t^{1/2}$ – obtenues par LR software et intervalles des estimations graphiques de c_v en utilisant les méthodes $\log(t)$ et $t^{1/2}$ en fonction de la contrainte effective moyenne pour les vingt paliers de chargement, argile silteuse beige.

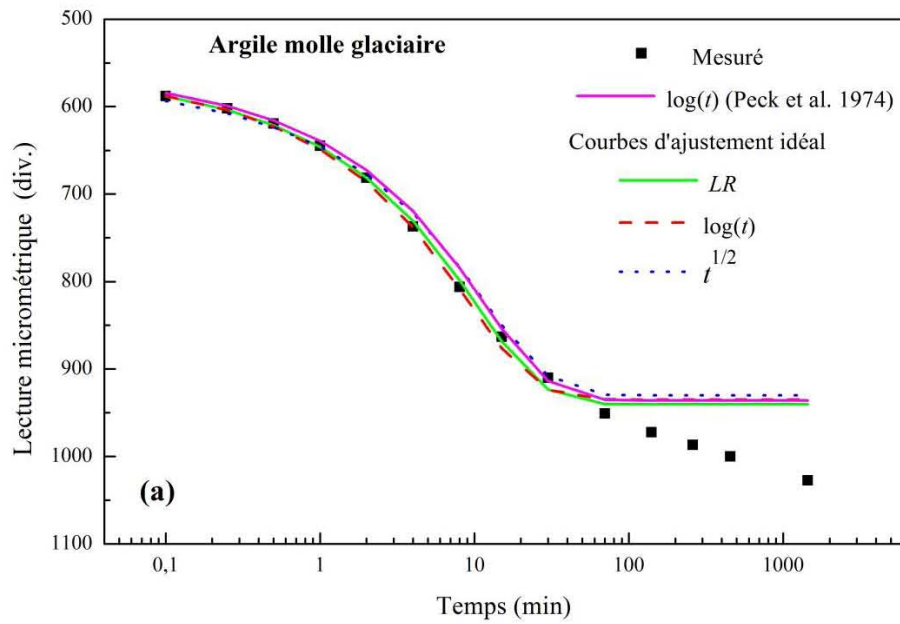
IV.5 – CALCUL DU COEFFICIENT DE CONSOLIDATION POUR DES ARGILES SENSITIVES

Les argiles molles et les argiles sensibles sont des argiles particulières dans le sens où celles-ci développent une compression secondaire relativement importante par rapport aux autres argiles. Il sera question, dans ce qui suit, de déterminer les paramètres de consolidation de deux argiles, la première est une argile molle glaciaire (Peck et al., 1974) et la seconde est l'argile sensible de Leda (Olson, 1983), et cela en utilisant le code de calcul développé "LR software".

IV.5.1 – Argile molle glaciaire (Peck et al., 1974)

Les données de consolidation issues d'un essai oedométrique sur un échantillon d'argile molle glaciaire sont présentées par Peck et al. (1974). La teneur en eau naturelle $\omega=39\%$ et les limites d'Atterberg relatives à cette argile sont : $\omega_L=43\%$, $\omega_p=21\%$. Les lectures au comparateur relevées lors d'un essai de consolidation incrémental, pour un accroissement de charge allant de 1.66kg/cm^2 à 3.33kg/cm^2 sont montrées dans la figure IV.30a. Le code de calcul *LR software* est utilisé pour déterminer les paramètres de consolidation pour un ajustement idéal de données oedométriques à la théorie de Terzaghi (Fig. IV.30b). Ces paramètres ont permis de tracer les courbes de consolidation temps-tassement (Fig. IV.30a). Les valeurs de c_v *optimal* obtenues par les trois méthodes (*LR*, $\log(t)$ et $t^{1/2}$) ainsi que celle déterminée par Peck (1974)– *en utilisant la méthode graphique $\log(t)$* , sont étroitement proches. On note cependant une valeur de c_v $\log(t)$ supérieure à celle de c_v $t^{1/2}$.

Les figures IV.31 et IV.32 montrent la variation de la somme des carrés des résidus (*SSR*) et la variation de c_v , respectivement en fonction de d_0 et de d_{100} . Il ressort clairement de ces figures que la valeur de c_v correspondant au résidu *SSR* minimal est unique.



(b)

Méthode ↓	d_0 (div.)	d_{100} (div.)	$c_{v\ optimal}$ (cm ² /min)	SSR (div. ²)
LR	561.4	940.5	$3.05 \cdot 10^{-2}$	$4.27 \cdot 10^2$
log (t)	559.3	935.0	$3.46 \cdot 10^{-2}$	$6.66 \cdot 10^2$
$t^{1/2}$	569.5	930.1	$2.72 \cdot 10^{-2}$	$14.96 \cdot 10^2$
Peck et al. (1974)	559.0	936.0	$3.22 \cdot 10^{-2}$	----

Figure IV.30 – (a) Données expérimentales de consolidation (Peck et al., 1974) et courbes d’ajustement idéal générées par LR software ; (b) paramètres de consolidation d’ajustement idéal ; Argile molle glaciaire.

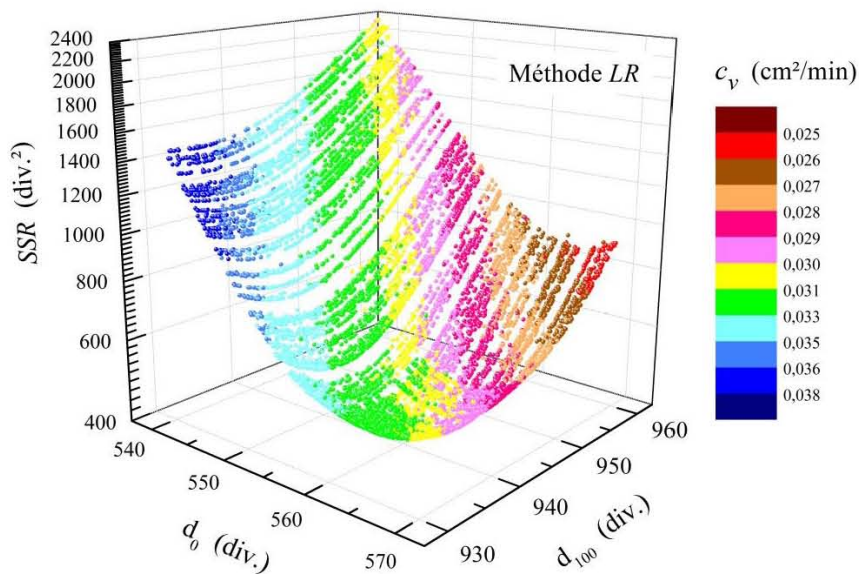


Figure IV.31 – Variation de la somme des carrés des résidus (SSR) et de c_v en fonction de d_0 et d_{100} pour la méthode LR ; Argile molle glaciaire

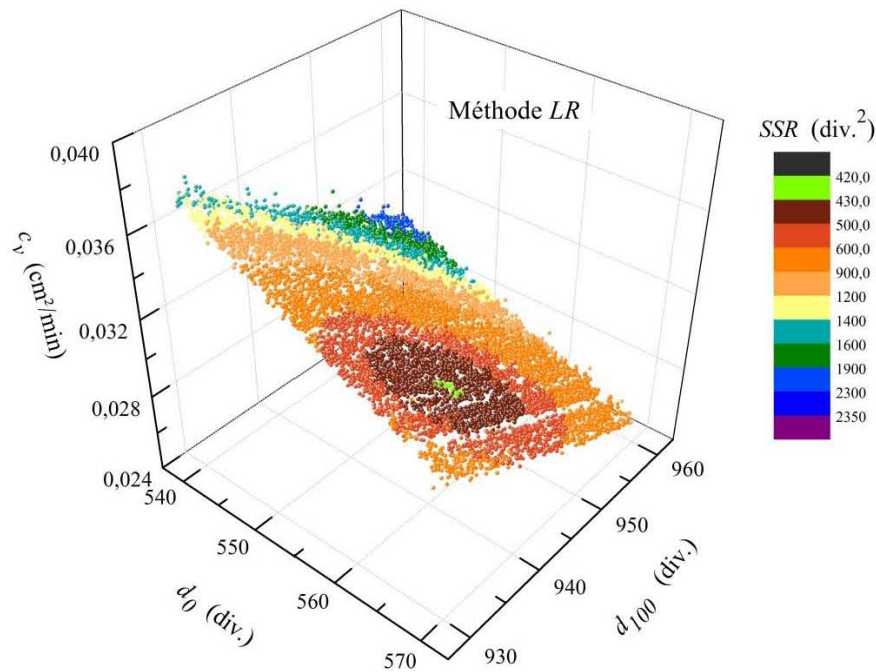


Figure IV.32 – Variation de la somme des carrés des résidus (SSR) en fonction de d_0 et d_{100} – méthode LR ; Argile molle glaciaire.

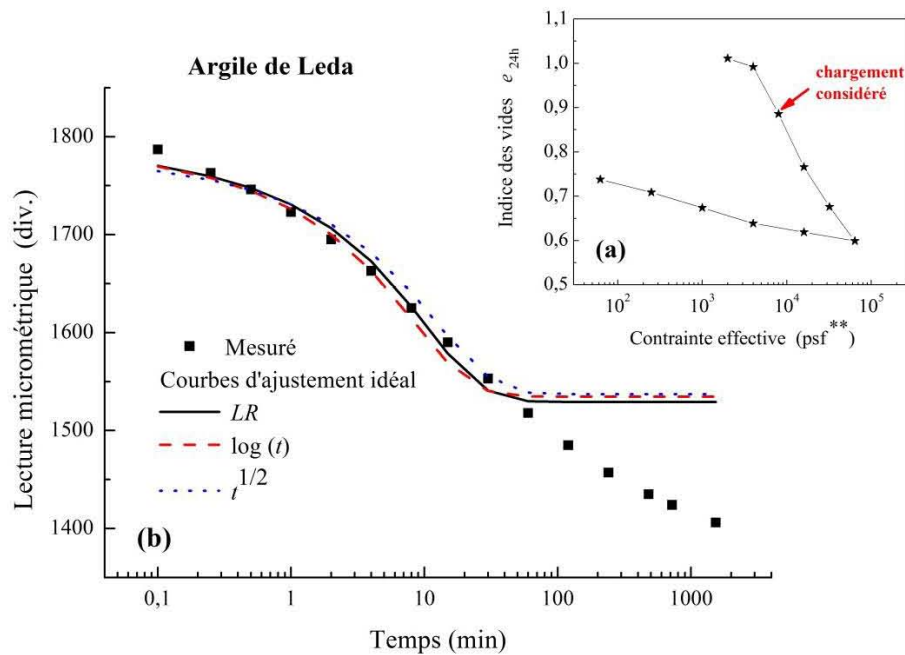
IV.5.2 – Argile sensitive de Leda (Olson, 1983)

L'argile de Leda est une argile sensitive qui a fait l'objet de beaucoup de recherches étant donné son comportement particulier. Des données de consolidation sur un échantillon de cette argile sensitive ont été présentées par *Olson* (1983). L'échantillon présente les caractéristiques physiques suivantes : teneur en eau naturelle $\omega=36\%$; $G_s= 2.80$; $S_r=99.1\%$. La courbe de compressibilité $\sigma'-e$ ainsi que les lectures relevées pour le palier de chargement quatre correspondant à une pression de 8000 PSF* ($\approx 383.04 \text{ kN/m}^2$) sont représentées dans la figure IV.33. En utilisant le code de calcul *LR software*, les paramètres de consolidation pour un ajustement idéal de données oedométriques à la théorie de *Terzaghi*, ainsi que les courbes de consolidation temps-tassement qui leur sont associées sont représentés dans la figure IV.33. Les valeurs, correspondant à un ajustement idéal, de c_v de d_0 et de d_{100} obtenues par les trois

* PSF : pound per squared feet $\approx 0.04788 \text{ kN/m}^2$

méthodes (LR , $\log(t)$ et $t^{1/2}$) sont très proches. On note cependant une valeur de $c_{v\log(t)}$ supérieure à celle de $c_{vt^{1/2}}$.

Les figures IV.34 et IV.35 montrent la variation de la somme des carrés des résidus (SSR) et la variation de c_v , respectivement en fonction de d_0 et de d_{100} . Il apparaît clairement que ces courbes présentent une valeur de SSR minimale unique qui correspond en fait aux paramètres d'ajustement idéal.



Méthode ↓	d_0 (div.)	d_{100} (div.)	$c_{v\text{optimal}}$ (cm ² /min)	SSR (div. ²)
LR	1788.6	1529.2	$3.30 \cdot 10^{-2}$	$1.00 \cdot 10^3$
$\log(t)$	1789.5	1534.5	$4.08 \cdot 10^{-2}$	$1.37 \cdot 10^3$
$t^{1/2}$	1780.5	1537.2	$2.71 \cdot 10^{-2}$	$1.93 \cdot 10^3$

Figure IV.33 – (a) Courbe de compressibilité ($\sigma'-e$) ; **(b)** Données expérimentales de consolidation (Olson, 1983) et courbes d'ajustement idéal générées par *LR software* ; **(c)** paramètres d'ajustement idéal ; Argile sensitive de Leda.

** PSF : pound per squared feet ($\approx 0.04788 \text{ kN/m}^2$)

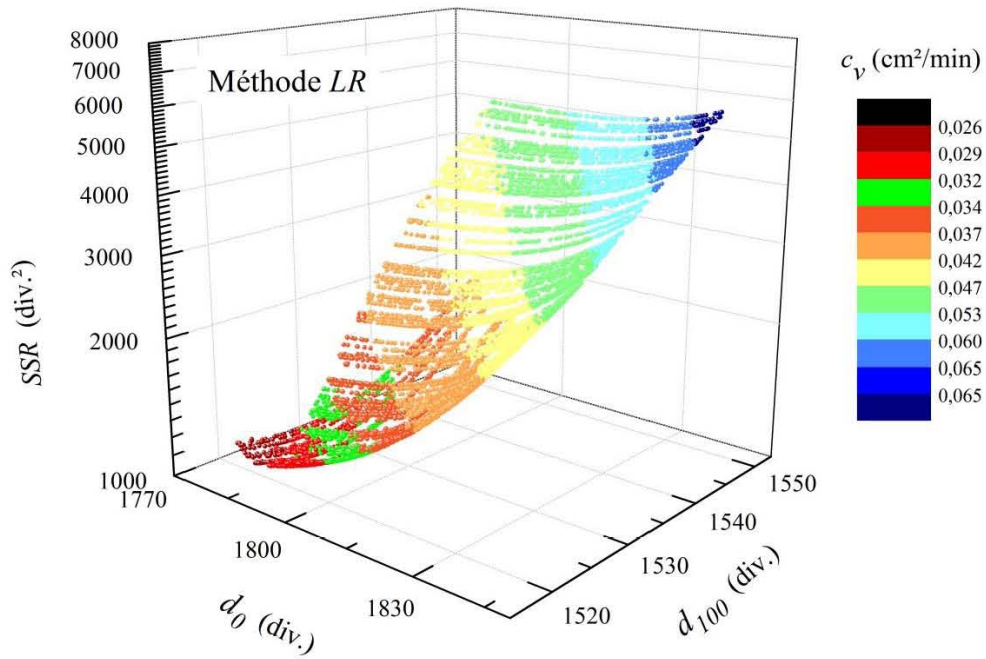


Figure IV.34 – Variation de la somme des carrés des résidus SSR en fonction de d_0 et d_{100} – méthode LR ; Argile sensitive de Leda

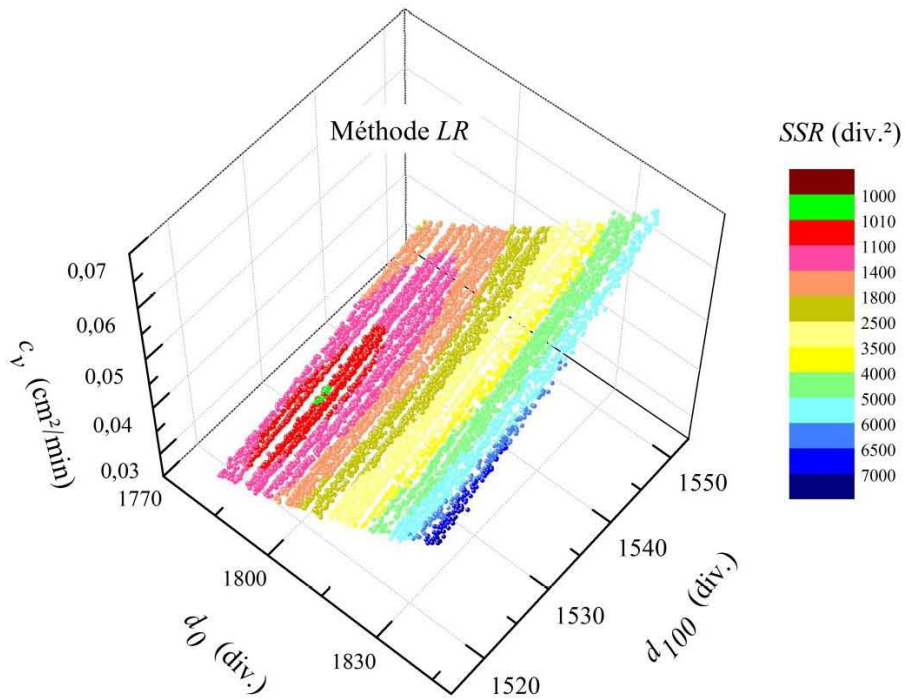


Figure IV.35 – Variation du coefficient de consolidation c_v en fonction de d_0 et d_{100} – méthode LR ; Argile sensitive de Leda

IV.6 – CONCLUSIONS

Les paramètres de consolidation ont été correctement évalués en utilisant une combinaison de méthodes probabiliste et moindre résidu. Cette nouvelle procédure, baptisée *LR*, a permis la détermination du triplet (d_0 , d_{100} et c_v) correspondant à un résidu *SSR* minimal ce qui donne un ajustement idéal des données de consolidation expérimentale à la théorie de *Terzaghi*. La nouvelle technique *LR* a été adaptée aux méthodes qui utilisent un point fixe sur la courbe de consolidation, et lorsqu'utilisée avec les méthodes classiques $\log(t)$ et $t^{1/2}$, cette nouvelle technique a considérablement amélioré la précision et la cohérence dans l'estimation de c_v .

A la lumière des résultats de l'analyse statistique effectuée sur les estimations manuelles de c_v , il est possible de conclure que les méthodes graphiques sont équivalentes si une contrainte supplémentaire, telle que la minimisation de la somme des carrés des résidus, est prescrite. Les deux méthodes $\log(t)$ et $t^{1/2}$ utilisent des points fixes de la courbe de consolidation pour évaluer c_v , la méthode *LR* n'utilise aucun point fixe, elle cherche plutôt le triplet d_0 , d_{100} et c_v qui minimise la somme des carrés de résidus (*SSR*). La méthode *LR* aboutit à une valeur de c_v *optimal* bien plus précise.

Aussi, en définissant un intervalle de valeurs probables de d_{100} , il n'est pas nécessaire d'avoir entièrement la partie linéaire de la courbe représentant la compression secondaire – dans le repère $\log(t)$; une lecture ou deux en début de la phase de compression secondaire sont suffisantes, ce qui a pour avantage de réduire considérablement la durée de l'essai de consolidation à l'oedomètre et par voie de conséquence, l'effet de la compression secondaire sur le palier de charge subséquent.

En considérant comme référence le coefficient de consolidation optimal (c_v *optimal*) déterminé par la méthode *LR*, l'analyse statistique effectuée sur les estimations graphiques de c_v par les deux méthodes $\log(t)$ et $t^{1/2}$, à partir de données de consolidation sur des sols naturels, a révélé que la méthode de $t^{1/2}$ de *Taylor* présente une grande dispersion dans les valeurs de c_v et un biais important essentiellement vers les valeurs supérieures. La méthode $\log(t)$ de *Casagrande* est plus appropriée à déterminer adéquatement le coefficient de consolidation lorsque ce dernier est calculé à partir d'une moyenne d'un bon nombre d'estimations et que la courbe de consolidation expérimentale se présente sous la forme "S".

Bien que la théorie de consolidation unidimensionnelle de *Terzaghi* repose sur nombre d'hypothèses simplificatrices, la présente étude a permis d'affirmer que cette théorie peut représenter très adroitement le stade "primaire" de la courbe de consolidation oedométrique lorsque les paramètres de consolidation (d_0 , d_{100} , c_v) sont correctement évalués.

Chapitre V

Conclusion Générale

Le phénomène de la consolidation des sols argileux reste toujours sujet à de nombreuses investigations, notamment l'estimation des paramètres intervenant dans le calcul du degré de consolidation. Le coefficient de consolidation se trouve être un paramètre clé dans l'équation régissant la consolidation unidimensionnelle de *Terzaghi*. Ce coefficient est le seul terme de l'équation de consolidation qui fait intervenir les propriétés géotechniques liées à la vitesse de consolidation. Il a été démontré que l'une des principales causes des problèmes de prédiction des tassements in-situ, est les difficultés dans la sélection d'un coefficient de consolidation c_v (Duncan, 1993).

Dans le but de déterminer le coefficient de consolidation ainsi que le temps nécessaire pour accomplir le tassement primaire des sols naturels soumis à un chargement donné, bon nombre de méthodes ont été proposées ces dernières décennies. La plupart de ces méthodes compare les caractéristiques de la courbe théorique $U_{moy} = f(T_v)$ issue de la théorie de consolidation unidimensionnelle de *Terzaghi*, à la courbe de consolidation oedométrique $\delta = f(t)$. Les paramètres de consolidation sont alors déterminés en utilisant un point fixe, sur la courbe de compression expérimentale, particulier et propre à la méthode considérée.

Bien qu'adoptées comme méthodes standards par l'ASTM, les deux procédures graphiques $\log(t)$ et $t^{1/2}$ ont toujours été sujettes à de nombreuses controverses dans la mesure où elles donnent des estimations de c_v toujours différentes voir même incomparables dans le cas de certains sols argileux. La nécessité d'établir la pertinence de chacune de ces deux méthodes est plus qu'indispensable.

Dans cette perspective, une campagne d'évaluation de c_v , à partir de courbes temps-tassement artificielles - générées théoriquement sur la base de valeurs préétablies du coefficient de consolidation ($c_{v\text{ réel}}$), a été effectuée auprès de 90 opérateurs ingénieurs géotechniciens. Les deux méthodes considérées étant des méthodes purement graphiques, il parut nécessaire d'examiner l'effet de la taille du graphe représentant la courbe de consolidation ainsi que l'expérience de l'opérateur avec les deux procédures, sur l'évaluation de c_v . Une étude statistique a été réalisée sur les rétro-estimations de c_v ainsi récoltées dans le but de quantifier les incertitudes -*aléatoires et systématiques* associées à l'évaluation de c_v étant donné que la valeur cible ($c_{v\text{ réel}}$) est connue.

Comparé à la valeur réelle de c_v , l'erreur aléatoire induite par la méthode $\log(t)$ reste inférieure à 30% et l'erreur systématique est insignifiante, cette procédure est insensible à l'expérience de l'opérateur et à la taille du graphe. Pour la méthode $t^{1/2}$, l'erreur aléatoire varie entre 44% et 71% pour les valeurs faibles et élevées de c_v respectivement ; quant à l'erreur systématique, elle est indépendante de l'expérience de l'opérateur mais augmente avec la diminution de la taille du graphe, cette erreur peut s'élever à 24% et semble être inhérente à la méthode. Cette analyse statistique a permis de conclure que la méthode $\log(t)$ est une procédure robuste applicable à toutes les gammes de plasticité de sols.

Bien que les deux méthodes manuelles $\log(t)$ et $t^{1/2}$ soient populaires, elles restent cependant laborieuses et s'appêtent mal à s'adapter aux appareils oedométriques récents totalement asservis. D'autre part, de nombreuses interrogations ont, depuis toujours, été

soulevées quant aux différences entre les estimations de c_v obtenues par différentes méthodes utilisant l'un ou l'autre point fixe particulier de la courbe de compression oedométrique. Abstraction faite de toutes difficultés inhérentes à la méthode, considérer un point fixe en début, au milieu ou à la fin de la consolidation "primaire" aboutirait forcément à des valeurs différentes de c_v dans la mesure où le comportement des sols argileux naturels ne répond pas exactement à la théorie de consolidation de *Terzaghi*. La méthode $\log(t)$ utilise la partie centrale de la courbe de consolidation en estimant de manière indépendante d_0 et d_{100} . La méthode $t^{1/2}$ se base essentiellement sur la partie initiale, l'erreur sur l'estimation de la pente de la partie initiale a une forte incidence sur l'estimation de c_v .

Tous les problèmes rencontrés dans la détermination de c_v par les méthodes proposées jusqu'ici nous ont conduits à élaborer une nouvelle méthode qui contourne les erreurs associées aux procédures graphiques et qui, de surcroît, ne considère aucun point fixe de la courbe de consolidation. Cette nouvelle méthode, baptisée *LR*, est basée sur une combinaison de méthodes probabiliste et moindres résidus, elle permet la détermination du triplet (d_0 , d_{100} et c_v) correspondant à un résidu (*SSR*) minimal ce qui aboutit à un ajustement idéal de la courbe de consolidation expérimentale.

La nouvelle technique *LR* a été adaptée aux méthodes qui utilisent un point fixe sur la courbe de consolidation, et lorsqu'utilisée avec les deux méthodes standards $\log(t)$ et $t^{1/2}$, cette technique a considérablement amélioré la précision et la cohérence dans l'estimation de c_v et du temps correspondant à la fin de la consolidation primaire.

Dans la théorie de consolidation de *Terzaghi*, il est supposé que le coefficient de consolidation est constant. Les différences relevées dans le coefficient de consolidation - *correctement estimé*, à différents stades du degré moyen de consolidation, peuvent être vues comme l'adéquation de la théorie de consolidation de *Terzaghi* à représenter la phase initiale de la courbe de consolidation. Une différence dans les valeurs de c_v évalués en différents points fixes sélectionnés de la courbe de consolidation est inévitable, elle peut résulter des erreurs de mesures, des arrondis de calculs, de la représentativité de la théorie mais aussi de la contrainte qu'impose chaque méthode à déterminer c_v à partir d'un point fixe particulier de la courbe de consolidation.

Sur la base d'une étude statistique conduite sur des valeurs de c_v estimé manuellement, à partir de données de consolidation oedométrique sur un échantillon d'argile silteuse, et comparé aux valeurs de $c_{v\text{ optimal}}$, les conclusions suivantes sont établies

- L'évaluation numérique du coefficient de consolidation basée sur la combinaison de méthodes probabiliste et moindres résidus a significativement amélioré la précision, substantiellement réduit le temps, épargné les efforts et éliminé aussi bien les biais que les erreurs aléatoires.
- Bien que la méthode graphique $\log(t)$ de *Casagrande* donne des estimations correctes du coefficient de consolidation – notamment la valeur moyenne de c_v lorsque la courbe de consolidation se présente sous la forme "S", les méthodes manuelles sont vouées à engendrer une grande dispersion dans l'estimation de c_v , particulièrement la méthode $t^{1/2}$.
- Les méthodes graphiques $\log(t)$ et $t^{1/2}$ sont équivalentes à conditions d'effectuer un nombre important d'estimations et de prescrire une contrainte supplémentaire telle que la minimisation de la somme des carrés des résidus.
- Il serait plus efficace, pour ajuster adéquatement la théorie de *Terzaghi* à la courbe de consolidation temps-tassement expérimentale, de déterminer la fin de la consolidation primaire d'une manière indépendante.
- Les exemples présentés ont montré que, dans la mesure où le triplet de paramètres (d_0 , d_{100} , c_v) est correctement évalué, la théorie de consolidation unidimensionnelle de *Terzaghi* avec une distribution uniforme de la surpression interstitielle initiale, peut modéliser adéquatement le stade "primaire" de la courbe de consolidation oedométrique.
- La méthode *LR* répond parfaitement au développement actuel qu'a connu l'appareillage d'essais en géotechnique, elle convient particulièrement aux oedomètres totalement asservis.
- La différence entre les valeurs $c_{v \log(t)}$ et $c_{v t}^{1/2}$ obtenues par le logiciel *LR software* peut être considérée comme une mesure de l'adéquation de la théorie de consolidation de *Terzaghi* à représenter la partie initiale de la courbe de compression oedométrique.

Références

- Abuel-Naga, H.M. et Pender, M.J.**, 2012, "Modified Terzaghi Consolidation Curves with Effective Stress Dependent Coefficient of Consolidation," *Géotechnique Letters ICE* 2(2), 43-48.
- Adachi, K., et Todo, H.**, 1979, "A Case Study on Settlement of Soft Clay in Penang," *Proceedings of the 6th Asian regional conference on soil mechanics and foundation engineering*, 117-120.
- Asaoka, A.**, 1978, "Observational Procedure of Settlement Prediction," *Soils and Foundations*, 18(4), 87-101.
- ASTM D2435/D2435M-11**, 2011, Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading, ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org
- Baecher, G. B., et Christian, J. T.**, 2003, "*Reliability and statistics in geotechnical engineering*," John Wiley & sons Ltd, England.
- Bjerrum, L.**, 1967, "Engineering Geology of Normally Consolidated Marine Clays as Related to the Settlement of Buildings," *Géotechnique*, 17(2), 83-118.
- Budhu, M.**, 2011, "*Soil Mechanics and Foundations*," John Wiley & sons Inc., 3rd edition, ISBN 978-0-470-55684-9
- Buisman, A. S. K.**, 1936, "Results of Long Duration Settlement Tests," *Proceedings of the 1st international conference on soil mechanics and foundation engineering*, Cambridge, 1, 103-105.
- Carrier, W. D., III**, 1985, "Consolidation Parameters Derived from Index Tests," *Géotechnique*, 35(2), 211-213.
- Casagrande, A., et Fadum, R.E.**, 1940, "Notes on Soil Testing for Engineering Purposes," Soil Mechanics Series N°8, Publication N°268, Harvard University Press, Cambridge, Massachusetts.

- Chan, A. H. C.**, 2003, "Determination of the Coefficient of Consolidation Using a Least squares Method," *Géotechnique*, 53 (7), 673-678.
- Cortellazzo, G.**, 2002, "Comparison between Laboratory and In Situ Values of the Coefficient of Primary Consolidation c_v ," *Canadian Geotechnical Journal*, 39, 103-110.
- Cour, F. R.**, 1971, "Inflection Point Method for Computing c_v ," *Journal of soil mechanics and foundations division*, ASCE, 97(SM5), 827-831.
- Crawford, C. B.**, 1965, "Resistance of Soil Structure to Consolidation," *Canadian Geotechnical Journal*, 2, 90-115.
- Crawford, C. B.**, 1986, "State of the Art: Evaluation and Interpretation of Soil Consolidation Tests: Testing and Evaluation," *ASTM STP 892*, R.N. Yong and F.C. Townsend Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 71-103.
- Das, B.M.**, 2008, "*Advanced Soil Mechanics*," Taylor & Francis, 3rd edition, ISBN 0-415-42026-1
- Degago, S. A., Grimstad, G., Jostad, H.P., et Nordal, S.**, 2013, "Misconception about Experimental Substantiation of Creep Hypothesis A," *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineerin*, Paris, 1-4.
- Duncan, J.M.**, 1993, "Limitations of Conventional Analysis of Consolidation Settlement," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 119(9), 1333-1359.
- Duncan, J.M.**, 2000, "Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 126(4), 307-316.
- Feng, T. W., et Lee, Y. J.**, 2001, "Coefficient of Consolidation from the Linear Segment of the $t^{1/2}$ Curve," *Canadian Geotechnical Journal*, 25, 901-909.
- Feng, T. W.**, 2010, "Some Observations on the Oedometric consolidation strain rate behaviors of saturated clay," *Journal of GeoEngineering*, TGS, 5(1), 1-7.
- Folkes, D. J., et Crooks, J. H. A.**, 1985, "Effective Stress Paths and Yielding in Soft Clays below Embankments," *Canadian Geotechnical Journal*, 22, 357-374.
- Gray, H.**, 1936, "Progress Report on Research on the Consolidation of Fine Grained Soils," *Proceedings 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge, Vol. II, 138-141.

- Harr, M. E.**, 1966, "*Foundations of Theoretical Soil Mechanics*," McGraw-Hill book Company, New York.
- Holtz, R.D.**, et **Broms, B.**, 1972, "Long Term Loading Tests at Ska-Edeby, Sweden," *Conference on performance of earth and earth supported structures*, ASCE, Perdue, 435-464.
- Holtz, R.D.**, et **Kovacs, W. D.**, 1981, "*An Introduction to Geotechnical Engineering*," Prentice Hall.
- Houssain, D.**, 1995, "Discussion on 'Limitations of Conventional Analysis of Consolidation Settlement' by Duncan (1993)," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 121(6), 514-515.
- Kabbaj, M.**, 1985, "Aspects Rhéologiques des Argiles Naturelles en Consolidation," Ph.D. thesis, University Laval, Quebec.
- Lambe, T. W.**, et **Whitman, R.V.**, 1979, "*Soil Mechanics*," Massachusetts Institute of Technology, John Wiley & Sons.
- Lancellotta, R.**, 1995, "*Geotechnical Engineering*," A.A. Balkema, Rotterdam.
ISBN 90 5410 178 4
- Lee, I. K.**, **White, W.**, et **Ingles, O. G.**, 1983, "*Geotechnical Engineering*," Boston, Pitman.
- Leonards, G. A.** et **Girault, P.**, 1961, "A study of One-Dimensional Consolidation Test," *Proceedings of the 5th international Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paris, pp. 213-218.
- Leonards, G. A.**, 1962, "*Foundation Engineering*," McGraw Hill, New York.
- Leonards, G. A.**, et **Altschaeffl, A. G.**, 1964, "Compressibility of Clay," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 90(SM5), 133-147.
- Leonards, G. A.**, 1976, "Estimating Consolidation Settlement of Shallow Foundations on Overconsolidated Clays," *Special Report 163, Transportation Research Board*, 13-16.
- Leonards, G. A.**, 1977, "Discussion to main session 2," *Proceedings of the 9th international Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, 3, pp. 384-386.
- Leroueil, S.**, **Kabbaj, M.** et **Tavenas, F.**, 1985, "Remblais sur Argiles Molles," *Technique et Documentation*, Paris, France.

- Leroueil, S.**, 1987, "Tenth Canadian Geotechnical Colloquium: Recent Developments in Consolidation of Natural Clays," *Canadian Geotechnical Journal*, 25, 85-107.
- Leroueil, S.**, 1996, "Compressibility of Clays: Fundamentals and Practical Aspects," *Journal of Geotechnical Engineering*, 122, 7, 534-543.
- Lewis, W. A., Murray, R. T. et Symons, L. F.**, 1976, "Settlement and Stability of Embankments Constructed on Soft Alluvial Soils," *Proceedings of the institution of civil engineers*, 59, 571-593.
- Mesri, G.**, 1973, "Coefficient of Secondary compression," *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 99(SM11), 123-137.
- Mesri, G., Godlewski, P. M.**, 1977, "Time and Stress Compressibility Interrelationships," *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 103(GT5), 417-430.
- Mesri, G., Feng, T. W., et Shahien, M.**, 1999a, "Coefficient of Consolidation by Inflection Point Method," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 125(8), 716-718.
- Mesri, G., Stark, T. D., Adjlouni, M. A., et Chan, C. S.**, 1999b, "Closure on Secondary Compression of Peat with and without Surcharging," *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE*, 103(3), 417- 430.
- Mikasa, M.**, 1963, "The Consolidation of Soft Clay – a New Consolidation Theory and its Application," Kajima Shuppan-Kai.
- Mikasa, M. et Takada, N.**, 1986, "Determination of Coefficient of Consolidation c_v for Large Strain and Variable c_v Values," *Consolidation of Soils: Testing and Evaluation, ASTM, STP 892*, R.N. Yong and F.C. Townsend, Eds., American Society of Testing and Materials, Philadelphia, 526-547.
- Nagaraj, T. S., Pandian, N. S. et Raju, P. S. R. N.** 1993, "Stress State-Permeability Relationships for Fine Grained Soils," *Géotechnique*, 43(2), 333-336
- Naylor, A. H., et Doran, I. G.**, 1948, "Precise Determination of Primary Consolidation," *Proc. of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam*, 1, 34-40.
- Olson, R. E.**, 1983, "Notes on One-dimensional Consolidation Testing," University of Texas at Austin.

- Olson, R. E.**, 1986, "State of the Art: Consolidation Testing," *Consolidation of Soils: Testing and Evaluation*, ASTM, STP 892, R.N. Yong and F.C. Townsend, Eds., American Society of Testing and Materials, Philadelphia, 7-70.
- Olson, R. E.**, 1998, "Settlement of Embankments on Soft Clays," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 124(4), 278-288.
- Ortega, R. E.**, 1998, "Settlement of Embankments on Soft Clays," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 124(4), 278-288.
- Pandian, N. S., Sridharan, A. et Kumar, K. S.**, 1994, "Improved Velocity Method for the Determination of Coefficient of Consolidation," *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 17(1), 113-118.
- Parkin, A.K.**, 1978, "Coefficient of Consolidation by the Velocity Method," *Géotechnique*, 28(4), 472-474
- Parkin, A.K.**, 1981, "Consolidation Analysis by Velocity Method," *Proc., 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, 1, 723-726
- Parkin, A.K. et Lun, P.T.W.**, 1984, "Secondary Consolidation Effects in the Application of Velocity Method," *Géotechnique*, 34(1), 126-128
- Patric, T. W., Lun, P.T.W. et Parkin, A.K.**, 1985, "Consolidation Behavior Determined by Velocity Method," *Canadian Geotechnical Journal*, 22, 158-165.
- Peck, R. B., Hanson, W. E., et Thornburn, T. H.**, 1974, "*Foundation Engineering*," John Wiley and Sons, Inc., 2nd edition, ISBN 0-471-67585-7
- Raju, P. S. R. N., Pandian, N. S., et Nagaraj, T.S.**, 1995, "Analysis and Estimation of Coefficient of Consolidation," *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 18(2), 252-258.
- Rowe, P. W.**, 1972, "The Relevance of Soil Fabric to Site Investigation Practice," *Géotechnique*, 22, 195-300.
- Robinson, R. G., et Allam, M. M.**, 1996, "Determination of Coefficient of Consolidation from Early Stage of log t Plot," *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 19(3), 316-320.
- Robinson, R. G.**, 1997, "Consolidation Analysis by an Inflection Point Method," *Géotechnique*, 47(1), 199-200.
- Robinson, R. G.**, 1999, "Consolidation Analysis with Pore Water Pressure Measurements," *Géotechnique*, 49(1), 127-132.

- Scott, R. F.**, 1961, "New Method of Consolidation Coefficient Evaluation," *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 87(SM1), 29-39.
- Shukla, S. K., Sivakugan, N., et Das, B. M.**, 2009, "Methods for Determination of the Coefficient of Consolidation and Field Observations of Time rate of Settlement – An Overview," *International Journal of Geotechnical Engineering*, 3, 89-108.
- Simons, N. E.**, 1975, "General Report: Normally Consolidated and Highly Overconsolidated Cohesive Material," *Proc. of the conference of the British geotechnical society on settlements of structures, Cambridge*, 500-530.
- Simons, N. E.**, 1965, "Consolidation Investigation on Undisturbed Fornebu Clay," *Norwegian Geotechnical Institute*, Nr. 62.
- Singh, S. K.**, 2005, "Estimating Consolidation Coefficient and Final Settlement: Triangular Excess Pore-Water Pressure," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 131(8), 1050-1055.
- Singh, S. K.**, 2007, "Diagnostic Curve Methods for Consolidation Coefficient," *International Journal of Geomechanics*, 7(1), 75-79.
- Sivaram, B., et Swamee, P. K.**, 1977, "A Computational Method for Consolidation Coefficient," *Soils and Foundations*, 17(2), 48-52.
- Smith, G. N., et Smith, I. G. N.**, 1998, "*Elements of Soil Mechanics*," 7th edition, Blackwell Science Ltd., MA, USA, ISBN: 0-632-04126-9.
- Sridharan, A., et Rao, A.**, 1981, "Rectangular Hyperbola Fitting Method for One Dimensional Consolidation," *Geotechnical Testing Journal*, ASTM 4(4), 161-168.
- Sridharan, A., et Prakash, K.**, 1985, "Improved Rectangular Hyperbola Method for the Determination of Coefficient of Consolidation," *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 8(1), 37-40.
- Sridharan, A., Murthy, N. S., et Prakash, K.**, 1987, "Rectangular Hyperbola Method of Consolidation Analysis," *Géotechnique*, 37(3), 355-368.
- Sridharan, A., et Chandrakaran, S.**, 1992, "Effect of Test Conditions on the Consolidation Behavior of a Clay Using Rectangular Hyperbola Method," *Geotechnical Engineering Journal*, 23, 29-46

- Sridharan, A., et Prakash, K.,** 1995, "Discussion on 'Limitations of Conventional Analysis of Consolidation Settlement' by Duncan (1993)," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 121(6), 517.
- Sridharan, A., et Nagaraj, H. B.,** 2004, "Coefficient of Consolidation and its Correlation with Index Properties of Remolded Soils," *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 27(5).
- Tanaka, H., Locat, J., Shibuya, S., Soon, T. T., et Shiwakoti, D. R.,** 2001, "Characterization of Singapur, Bangkok and Ariak clays," *Canadian Geotechnical Journal*, 38, 378-400.
- Takeda, T., Sugiyama, M., Akaishi, M., et Chang, H. W.,** 2012, "Secondary Compression Behavior in One-dimensional Consolidation Tests," *Journal of GeoEngineering*, 7(2), 53-58.
- Taylor, D. W., et Merchant, W.,** 1940, "A theory of Clay Consolidation Accounting for Secondary Compression," *Journal of Mathematical Physics*, 19, 167-185.
- Taylor, D. W.,** 1942, "*Research on consolidation of clays*," M.I.T.
- Taylor, D. W.,** 1948, "*Fundamentals of soil mechanics*," Wiley, New York.
- Terzaghi, K.,** 1925, "*Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*," Franz Deuticke, Leipzig und Wein.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., et Mesri, G.,** 1996, "*Soil Mechanics in Engineering Practice*," 3rd edition, John Wiley and Sons, Inc., ISBN 0-471-08658-4.
- US Army Corps of Engineers,** 1990, "*Engineering and Design – Settlement Analysis*," Engineer Manual No. 1110–1-1904, Department of the Army, Washington, D.C.
- Walker, L.K., et Morgan, J.R.,** 1977, "Field Performance of a Firm Silty Clay," *Proceedings of the 9th international conference on soil mechanics and foundation engineering*, Tokyo, 341-346.

Annexe A

Fiche signalétique et courbes de consolidation synthétiques présentées en format A4/2

FICHE SIGNALÉTIQUE

Nom: Prénom: Age:

Diplôme(s) obtenu(s) :

Ingénieur Technicien Autre(s)- Spécifiez :

Filière de formation

Génie-Civil Géologie Hydraulique Autre(s)- Spécifiez :

Fonction(s) déjà exercée(s):

Ingénieur Technicien Autre(s)- Spécifiez :

Fonction actuelle :

Ingénieur Technicien Autre(s)- Spécifiez :

Connaissez-vous la procédure de Casagrande pour déterminer le coefficient de consolidation (c_v) ?

Oui - depuis .. 19 Non

Connaissez-vous la procédure de Taylor pour déterminer le coefficient de consolidation (c_v) ?

Oui - depuis .. 19 Non

Combien de fois avez-vous utilisé la procédure de Casagrande ?

Moins de 5 fois 5 à 10 fois 10 à 15 fois Plus de 15 fois

Combien de fois avez-vous utilisé la procédure de Taylor ?

Moins de 5 fois 5 à 10 fois 10 à 15 fois Plus de 15 fois

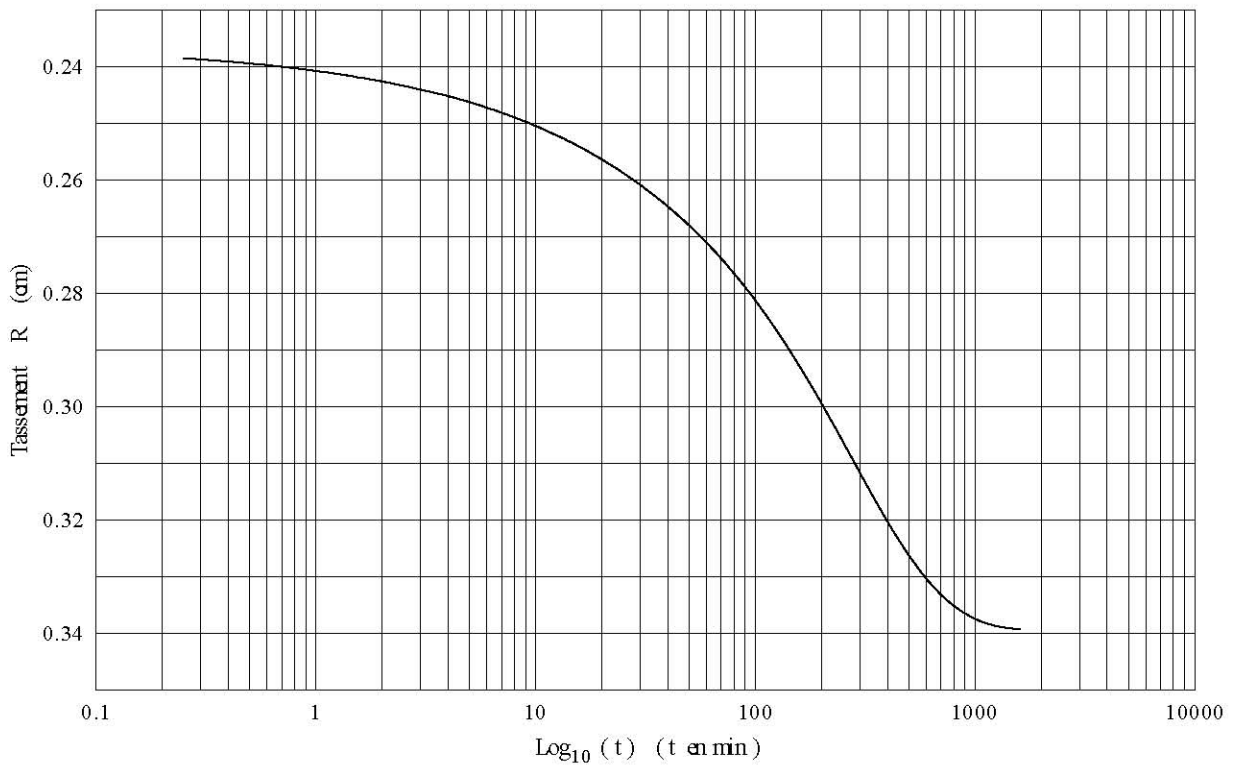


Figure B.1 – Courbe de consolidation temps-tassement associée à $c_v = 0.0024 \text{ cm}^2/\text{min}$

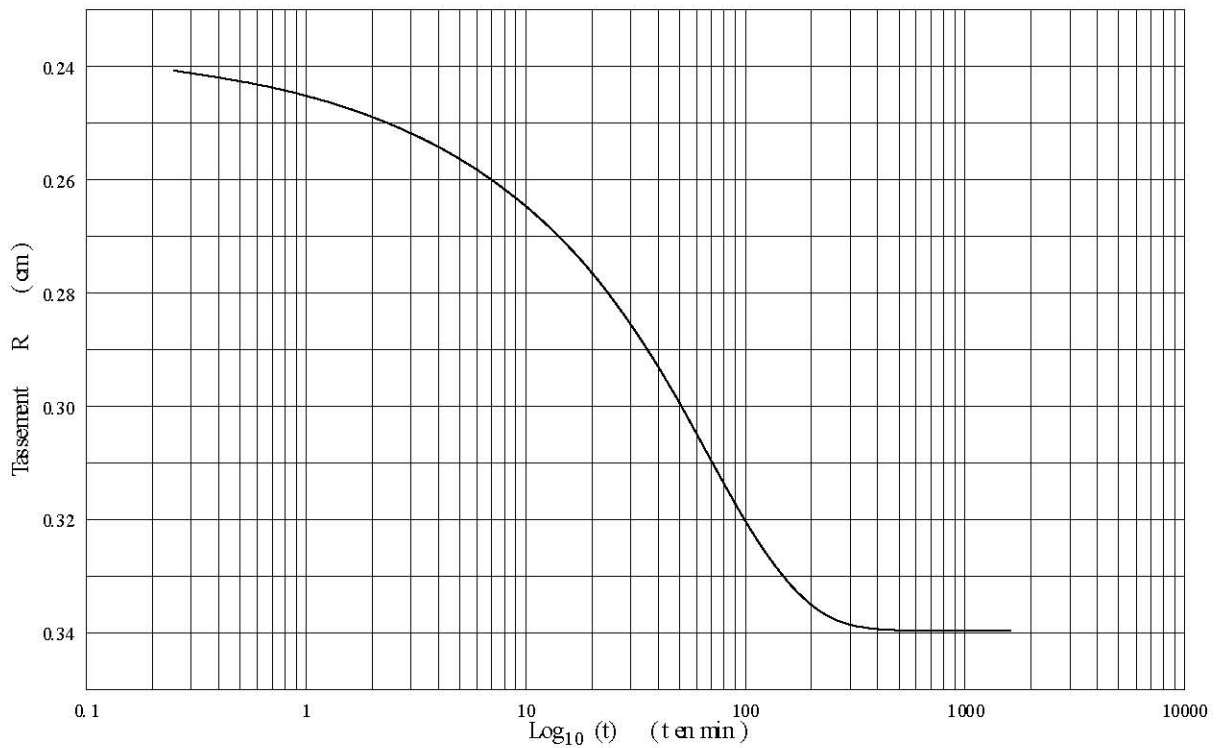


Figure B.2 – Courbe de consolidation temps-tassement associée à $c_v = 0.0096 \text{ cm}^2/\text{min}$

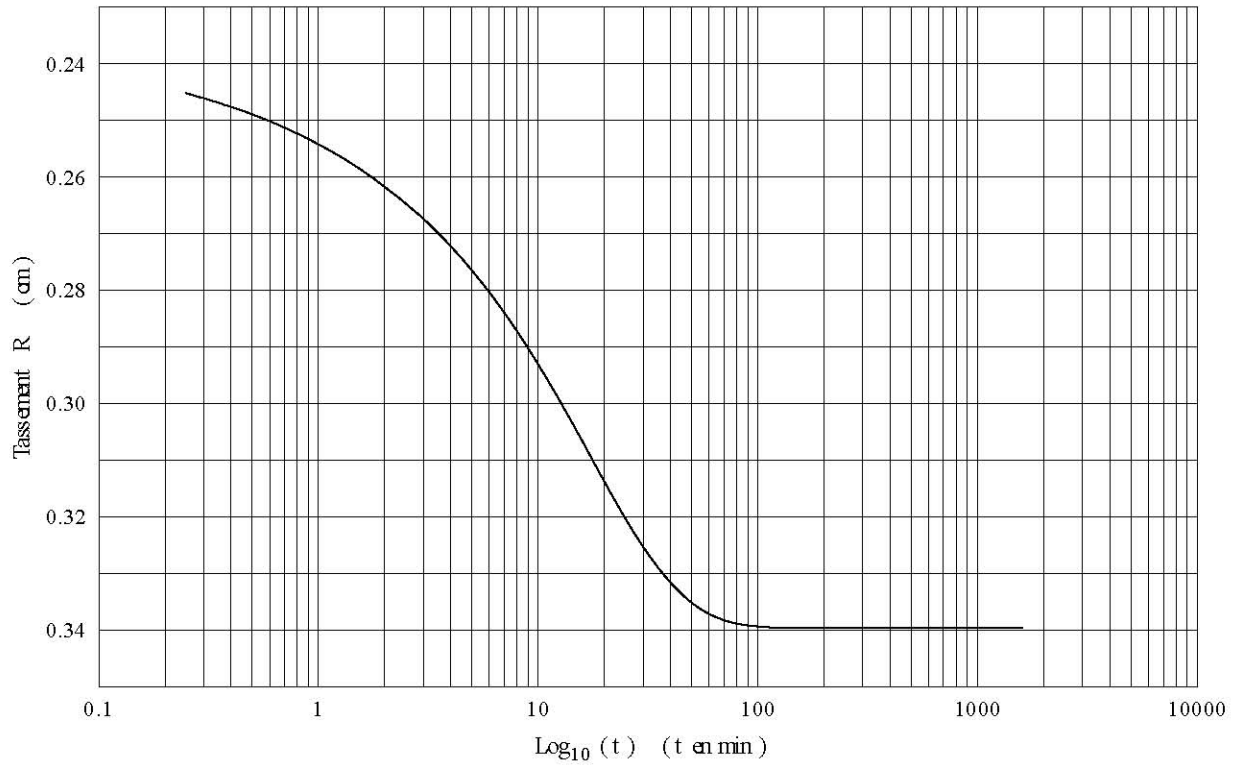


Figure B.3 – Courbe de consolidation temps-tassement associée à $c_v = 0.0384 \text{ cm}^2/\text{min}$

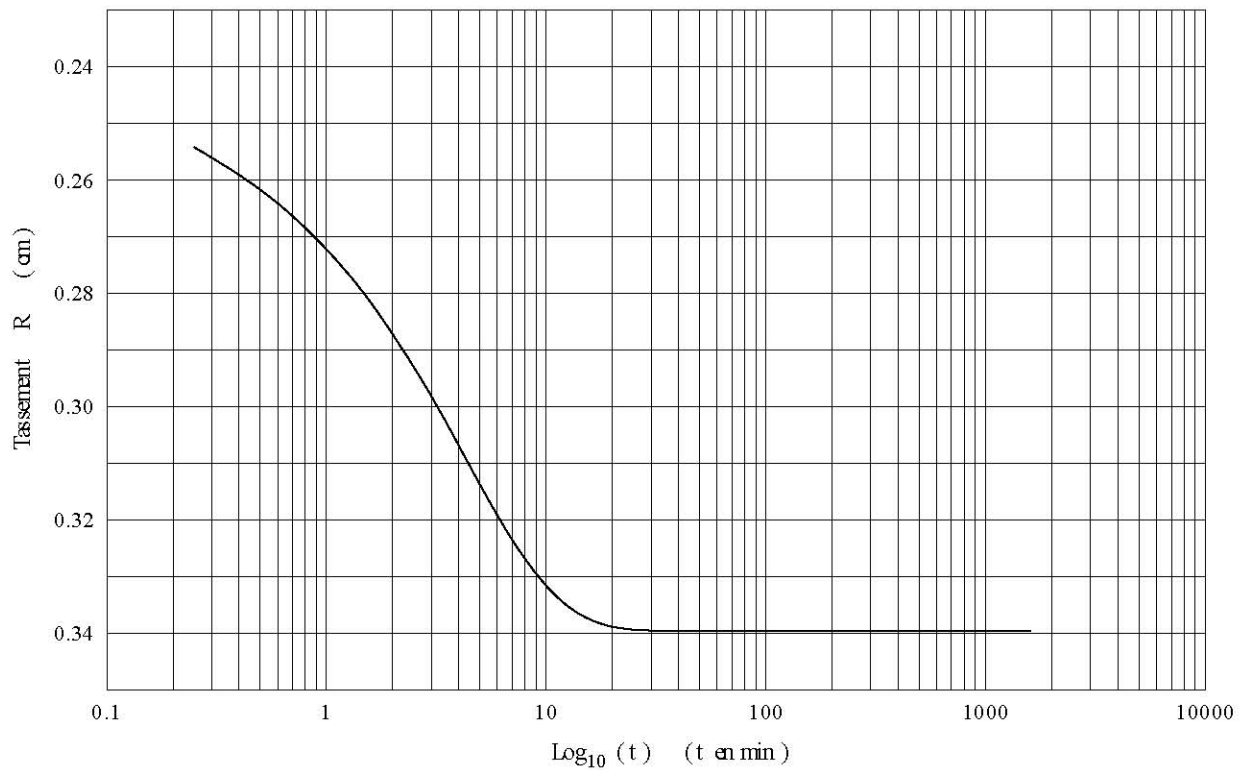


Figure B.4 – Courbe de consolidation temps-tassement associée à $c_v = 0.1536 \text{ cm}^2/\text{min}$

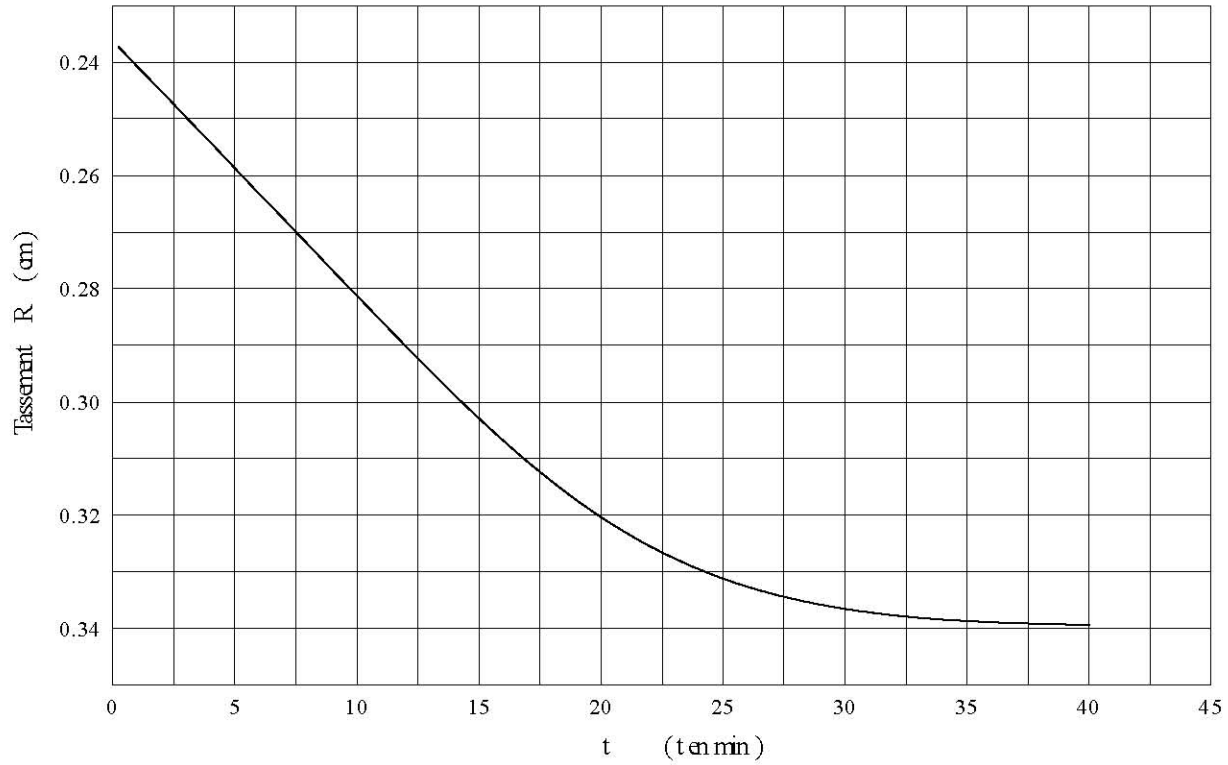


Figure B.5 – Courbe de consolidation temps-tassement associée à $c_v = 0.0024 \text{ cm}^2/\text{min}$

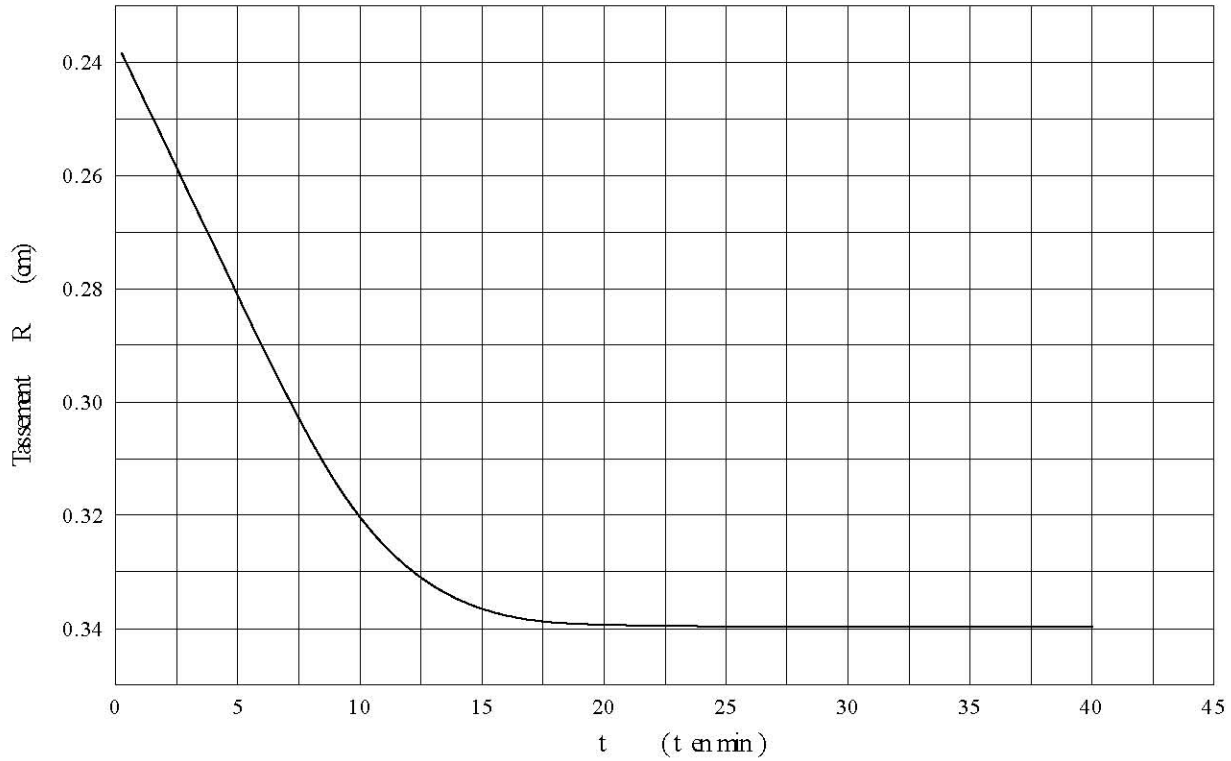


Figure B.6 – Courbe de consolidation temps-tassement associée à $c_v = 0.0096 \text{ cm}^2/\text{min}$

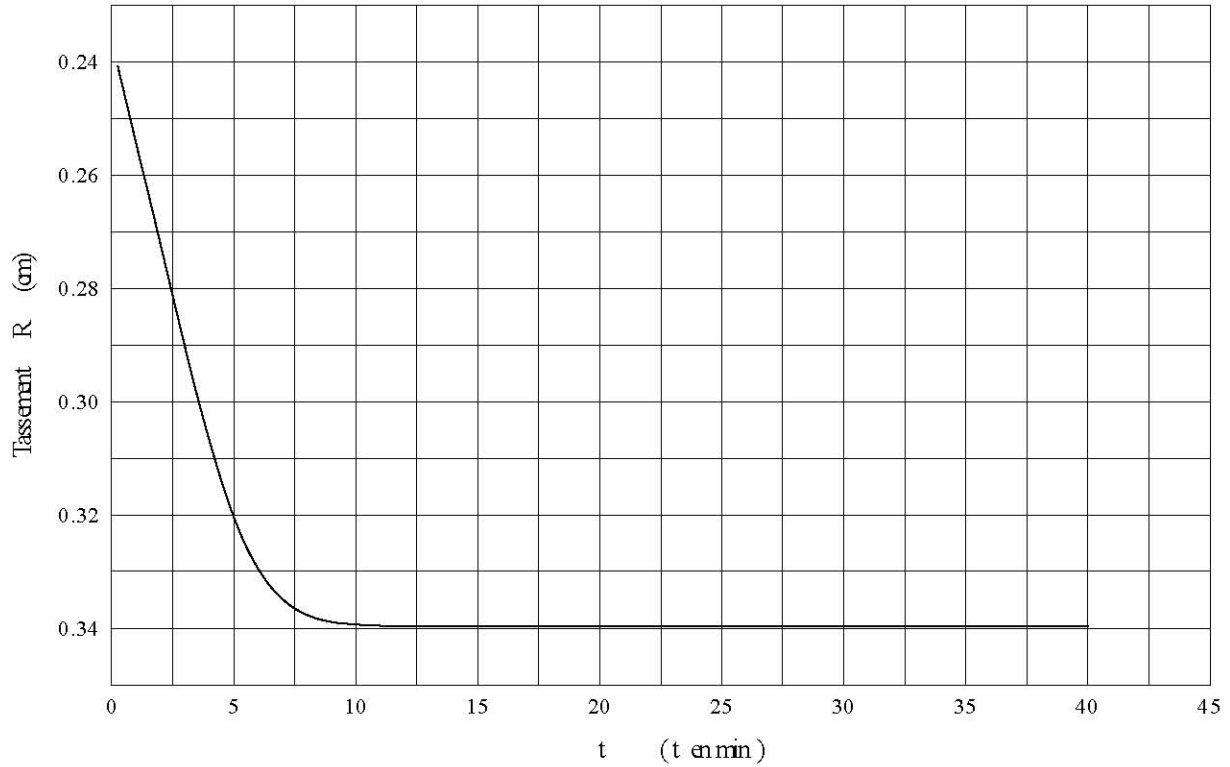


Figure B.7 – Courbe de consolidation temps-tassement associée à $c_v = 0.0384 \text{ cm}^2/\text{min}$

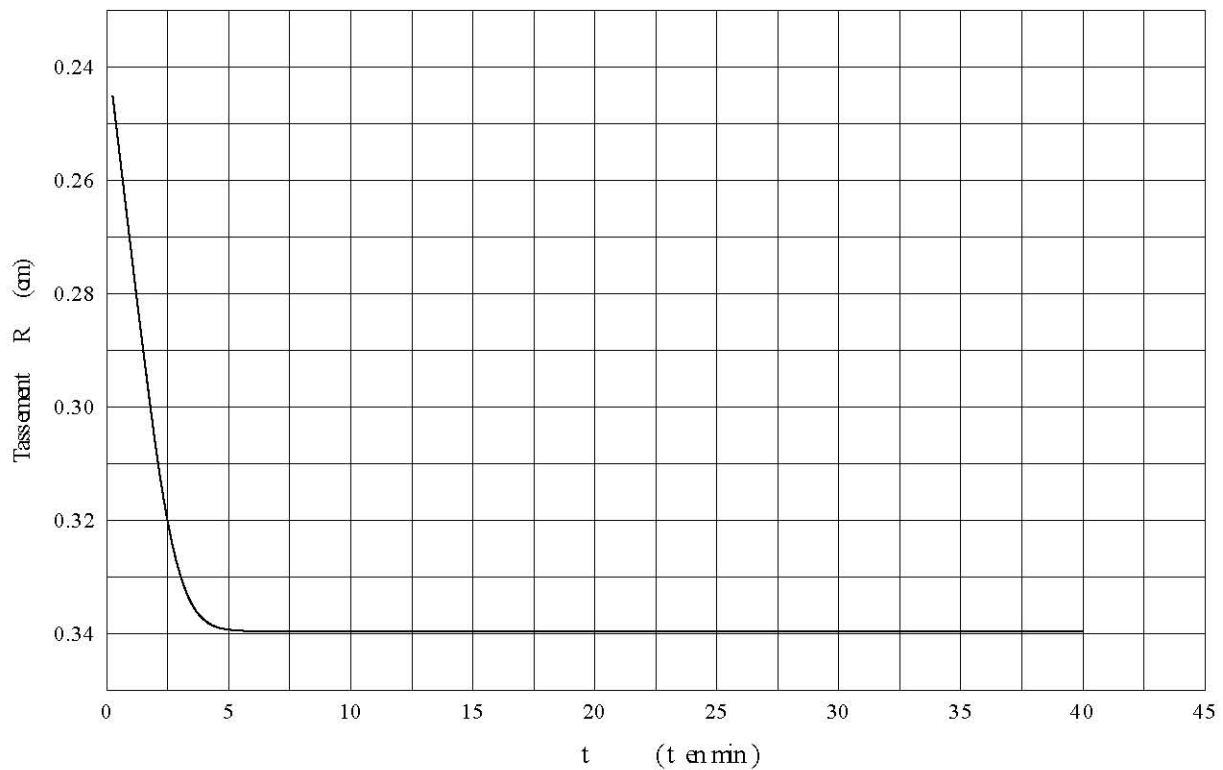


Figure B.8 – Courbe de consolidation temps-tassement associée à $c_v = 0.1536 \text{ cm}^2/\text{min}$

Annexe B

**Données de consolidation -
Argile Silteuse Beige**

Tableau B.1 – Données relatives à l'essai de compressibilité/consolidation sur l'argile silteuse beige

<u>Nature de sol :</u>	Argile silteuse beige	
<u>Oedomètre type :</u>	Wykeham Farrance	<u>Bras de levier :</u> 10:1
	Drainage double	
<u>Anneau N°:</u>	3	
<u>Dimensions de l'anneau</u>	Diamètre :	6,35 cm
	Surface :	31,667 cm²
	Hauteur :	1,905 cm
Poids spécifique des grains solides	$G_s=2,65$	
Indice des vides initial	$e_0=1,308$	
Masse de l'anneau	$M_{\text{anneau}}=82,31 \text{ gr.}$	
Masse anneau + échantillon avant essai	$M_{\text{anneau}}+M_{\text{éch.}}=187,00 \text{ gr}$	
Teneur en eau initiale moyenne de l'échantillon	$(\omega_i)_{\text{moy.}}=50,3\%$	
Masse sèche de l'échantillon	$\frac{M_{\text{éch.}}}{1 + \omega_i} = \frac{187 - 82,31}{1 + 0,503} = 69,65 \text{ gr.}$	
Hauteur sèche de l'échantillon	$H_s = \frac{M_s}{G_s \rho_w A} = \frac{69,65}{2,65 \times 1 \times 31,667} = 0,83 \text{ cm.}$	
Comparteur : 1 division = $25,4 \cdot 10^{-4}$ mm		

Tableau B.2 – Exemple de feuille de calculs relative à l'essai de compressibilité/consolidation sur l'échantillon d'argile silteuse – Calculs effectués par l'auteur

N° du palier de charge	Contrainte (kg/cm ²)		Lecture Initiale Compar. (Div.)	Lecture Finale Compar. (Div.)	Lecture d ₁₀₀ (Div.)	Hauteur initiale de l'échant. (mm)	Hauteur Finale de l'échant. (mm)	Hauteur de l'échantillon à la fin de consolidation primaire (mm)	Hauteur Moyenne de l'échantillon lors de la consolidation primaire (mm)	Hauteur de drainage (mm)	Indice des vides en fin de consolidation primaire		t ₅₀ Casagrande (min)	t ₉₀ Taylor (min)	Cv – Casagrande (cm ² /min)	Cv – Taylor (cm ² /min)
	Initiale	Finale									e _i	e _f				
---	---	0,00	---	2400		19,050										
1	0	0,32	2400	2261	2263,33	19,050	18,697	18,703	18,876	9,438	1,308	1,265	0,93	6,25	0,189	0,121
2	0,32	0,63	2261	2191	2200,44	18,697	18,519	18,543	18,620	9,310	1,265	1,243	1,69	5,15	0,101	0,143
3	0,63	0,95	2191	2116	2127,74	18,519	18,329	18,358	18,439	9,219	1,243	1,220	2,62	9,00	0,064	0,080
4	0,95	1,26	2116	2022	2040,00	18,329	18,090	18,136	18,232	9,116	1,220	1,191	7,50	19,36	0,022	0,036
5	1,26	1,58	2022	1958	1962,31	18,090	17,927	17,938	18,014	9,007	1,191	1,171	32,16	110,25	0,005	0,006
6	1,58	2,53	1958	1684	1716,67	17,927	17,231	17,314	17,621	8,810	1,171	1,087	2,44	10,09	0,063	0,065
7	2,53	5,05	1684	1310	1350,00	17,231	16,281	16,383	16,807	8,403	1,087	0,972	1,60	6,25	0,087	0,096
8	5,05	2,53	1310	1356	1355,00	16,281	16,398	16,395	16,338	8,169	0,972	0,986	0,34	1,56	0,384	0,362
9	2,53	1,26	1356	1416	1404,25	16,398	16,550	16,521	16,459	8,230	0,986	1,004	0,44	2,00	0,306	0,287
10	1,26	2,53	1416	1377	1383,50	16,550	16,451	16,467	16,509	8,254	1,004	0,992	0,12	1,00	1,167	0,578
11	2,53	5,05	1377	1294	1312,38	16,451	16,240	16,287	16,369	8,184	0,992	0,966	0,11	1,56	1,211	0,364
12	5,05	10,1	1294	971	1016,67	16,240	15,420	15,536	15,888	7,944	0,966	0,867	0,90	4,00	0,138	0,134
13	10,1	15,16	971	765	811,31	15,420	14,897	15,014	15,217	7,609	0,867	0,804	0,92	4,00	0,124	0,123
14	15,16	20,21	765	604	633,04	14,897	14,488	14,562	14,729	7,365	0,804	0,754	1,52	4,00	0,070	0,115
15	20,21	10,1	604	670	667,83	14,488	14,656	14,650	14,569	7,285	0,754	0,774	0,12	1,00	0,850	0,450
16	10,1	5,05	670	756	752,16	14,656	14,874	14,865	14,760	7,380	0,774	0,800	0,28	2,25	0,383	0,205
17	5,05	2,53	756	846	833,91	14,874	15,103	15,072	14,973	7,486	0,800	0,828	0,75	3,06	0,147	0,155
18	2,53	1,26	846	927	921,91	15,103	15,309	15,296	15,199	7,600	0,828	0,853	2,61	4,73	0,044	0,104
19	1,26	0,63	927	996	985,65	15,309	15,484	15,458	15,383	7,692	0,853	0,874	3,57	7,34	0,033	0,068
20	0,63	0	996	1276	1243,03	15,484	16,195	16,111	15,798	7,899	0,874	0,960	7,13	10,89	0,017	0,049