



Consolidation des sols fins saturés sous charges cycliques

Ahoua Don Mello

► To cite this version:

Ahoua Don Mello. Consolidation des sols fins saturés sous charges cycliques. Géologie appliquée. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1985. Français. <NNT : >. <tel-00523187>

HAL Id: tel-00523187

<https://pastel.hal.science/tel-00523187v1>

Submitted on 4 Oct 2010

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



HAL Authorization

3201(3)

ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

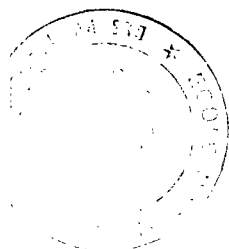
THESESUJET :

CONSOLIDATION DES SOLS FINS SATURES
SOUS CHARGES CYCLIQUES

Présentée par :

Mr Ahoua DON MELLO

Pour obtenir le grade de DOCTEUR INGENIEUR

JURY :Président-Rapporteur :

Mr SCHLOSSER : PDG TERRASOL ; Professeur à l'ENPC

Examineurs :

Mr JURAN : Directeur-Adjoint du CERMES

Mr MAGNAN : Professeur Adjoint à l'ENPC

Mr ROBINET : Professeur à l'Université de Lille

Invités :

Mr SCHIFFMAN : Professeur à l'Université de Colorado

Mr AKELE : Directeur Général de l'ENSTP

DATE DE SOUTENANCE .

2

E.N.P.C.



DOC04968

AD

.

.

.

REMERCIEMENTS

La complexité des travaux de recherche exige un travail d'équipe. Je ne saurais donc terminer cette recherche sans remercier ceux qui ont contribué directement à réaliser ce travail. Mes remerciements vont donc à :

- Monsieur SCHLOSSER, Directeur du CERMES pour avoir accepté d'être le tuteur de cette thèse ;

- Monsieur JURAN, Directeur-Adjoint du CERMES pour la direction et le suivi des travaux de recherche et les liens internationaux mis en jeu pour la bonne marche des travaux de recherche ;

- Monsieur MAGNAN, Professeur adjoint à l'ENPC, Chef de la division géotechnique du LCPC, pour l'orientation bibliographique, la mise en forme des résultats d'essais et la relecture du texte ;

- Monsieur SCHIFFMAN, Professeur à l'Université du Colorado (U.S.A.) pour sa contribution dans le choix du sol utilisé pour les essais et ses conseils quant à l'étude de la convergence du programme numérique ;

- Monsieur ZEITLEN de l'Université d'Haifa (ISRAEL) pour ses conseils concernant la discrétisation de l'équation de consolidation et son adaptation pour le cas des charges cycliques ;

- Monsieur BERNARDET, pour sa documentation et ses conseils sur les procédures d'essais ;
- Monsieur DE LAURE du CERMES, qui sans lui, il aurait été difficile de mener à terme et dans les délais raisonnables les différents essais effectués ;
- Monsieur LELONG, stagiaire au CERMES, pour son concours dans la réalisation de certains essais ;
- Monsieur GUERMAZI, Elève-Chercheur au CERMES, pour son concours quotidien dans les différents problèmes qui se posent au cours de la recherche ;
- Mesdemoiselles BARRIERE et LONDRES, Secrétaires au CERMES, dont les services permettent de disposer d'un texte agréablement lisible ;
- Mademoiselle WANA, Secrétaire, pour sa contribution à la dactylographie des titres de figures ;
- Tout le personnel scientifique et technique du CERMES ;
- La Direction de l'ENPC, en particulier la Direction de la Recherche pour avoir assuré les conditions matérielles et financières de cette recherche.

Je ne saurais terminer sans remercier tous ceux qui, indirectement, ont contribué à cette recherche. En particulier Monsieur AKELE, Directeur de l'ENSTP (C.I) et Monsieur GAMBINI, Directeur de l'Action Internationale à l'ENPC, dont la nouvelle politique de formation des formateurs m'a conduit à l'ENPC, Monsieur DANG VAN KY du Laboratoire de Mécanique des Solides qui a bien voulu m'inscrire en DEA de Génie Mécanique, Monsieur Bernard HALPHEN, Responsable de la formation à l'ENPC pour mon inscription en thèse.

Je tiens à remercier aussi mon père et ma mère Monsieur et Madame SENIN KOUA DON MELLO, mes oncles et tantes, Monsieur ANET BILET CLEMENT, Monsieur N'GUANDI, Madame N'GUESSAN Odette, mes frères DON MELLO Diabaté et DON MELLO Koua, mes amis, dont le soutien moral et financier a été plus que décisif..

ooOoo

R E S U M E

Cette recherche concerne l'étude expérimentale et l'analyse théorique de la consolidation des sols fins saturés sous chargement cyclique.

La synthèse des travaux antérieurs a révélé que les cycles ont pour effet de retarder la consolidation et que les courbes de consolidation en tassement et en contrainte effective tendent vers un état d'équilibre sous chargement cyclique ; mais les modèles théoriques ne permettent pas d'approcher les résultats expérimentaux.

Après cette synthèse, le premier objet de notre travail a consisté à améliorer la modélisation théorique de la consolidation en tenant compte de l'irréversibilité du comportement du sol dans le domaine surconsolidé.

Cette modélisation a permis de mieux approcher les résultats expérimentaux obtenus au CERMES par A. BERNARDET.

Après avoir analysé les résultats obtenus sur le limon (sol peu plastique), nous avons entrepris l'étude expérimentale à l'oedomètre d'une kaolinite (argile plastique). Il s'est avéré que les cycles retardent considérablement la consolidation ; mais contrairement

au résultat obtenu sur le limon, il a été observé que la courbe de consolidation en tassement ne présente pas d'état d'équilibre sous chargement cyclique.

L'analyse théorique de la kaolinite a conduit qualitativement au même résultat ; mais le modèle adopté pour le comportement du sol dans le domaine surconsolidé ne nous a pas permis d'approcher les résultats expérimentaux. Cette analyse nous a en plus révélé que, contrairement au tassement, la courbe de consolidation en contrainte effective présente un état d'équilibre sous chargement cyclique.

Les résultats expérimentaux avec mesure de surpressions interstitielles à la cellule de Rowe et au triaxial nous ont permis de confirmer qualitativement ces résultats. Il apparaît donc que, lorsque le sol est plastique, il y a une accumulation de tassements sous chargement cyclique sans dissipation de surpressions interstitielles.

MOTS CLES : consolidation ; chargement cyclique ; perméabilité ; compressibilité ; irréversibilité ; plasticité ; surpression interstitielle ; tassement.

S O M M A I R E

	<u>PAGES</u>
<u>INTRODUCTION</u>	1
<u>SYNTHESE DES ETUDES ANTERIEURES</u>	3
- Rappel de la théorie de TERZAGHI.....	3
- Chargement cyclique - cas d'un sol à comportement réversible.....	7
- Chargement cyclique - cas d'un sol à comportement irréversible.....	14
- Exemple de courbe de consolidation.....	26
- Critique de la solution proposée par BALIGH et LEVADOUX.....	28
<u>ETUDE EXPERIMENTALE SUR LE LIMON</u>	29
- Objectif et méthodologie.....	29
- Matériel et procédure d'essais.....	32
- Rappel des principaux résultats obtenus pour le limon.....	34
- Conclusions.....	61
<u>ETUDE EXPERIMENTALE SUR LA KAOLINITE</u>	63
- Objectif.....	63
- Matériel d'essai.....	63
- Programme d'essai.....	64
- Caractéristiques du sol.....	65

- Le comportement de la kaolinite lors d'une consolidation sous charge cyclique.....	82
- Conclusion de l'étude expérimentale sur la kaolinite.....	89
<u>ETUDE THEORIQUE.....</u>	91
- Hypothèses.....	91
- Equation de la consolidation unidimensionnelle.....	93
- Etude de la stabilité des calculs.....	94
- Les isochrones de surpressions interstitielles- comparaison entre théorie et expérience.....	102
- Cas du limon.....	102
- Cas de la kaolinite.....	114
<u>EXPERIENCE AVEC MESURES DE SURPRESSIONS INTERSTITIELLES.....</u>	
- Appareils de mesure.....	123
- Programme d'essais.....	123
- Procédure d'essais.....	125
- Résultats expérimentaux.....	126
- Comparaison théorie-expérience.....	151
<u>CONCLUSIONS.....</u>	163
<u>BIBLIOGRAPHIE</u>	167
<u>ORGANIGRAMME</u>	171
<u>DOCUMENT SUR LES ESSAIS</u>	173

LA CONSOLIDATION SOUS CHARGES CYCLIQUES

INTRODUCTION

Cette recherche concerne l'étude expérimentale et l'analyse théorique de la consolidation des sols fins saturés sous chargement cyclique.

Parmi les travaux antérieurs sur ce sujet, on peut noter en particulier :

- les études théoriques effectuées par WILSON et ELGOHARY (1974) et par BALIGH et LEVADOUX (1978) qui traitent le cas de la consolidation unidimensionnelle à l'oedomètre en s'appuyant sur les résultats de la théorie de TERZAGHI. D'utilisation courante dans la pratique, la théorie de TERZAGHI repose sur un certain nombre d'hypothèses simplificatrices, en particulier les hypothèses selon lesquelles les caractéristiques de compressibilité et de perméabilité restent constantes au cours de la consolidation ; ces hypothèses sont contraires à la réalité car ces caractéristiques dépendent de la contrainte effective.

Dans le cas d'une charge cyclique, on constate que les théories dérivées en s'appuyant sur les hypothèses de TERZAGHI ne permettent pas de prévoir correctement les phénomènes observés. En effet, les études expérimentales effectuées au CERMES (A. BERNARDET, 1985) sur la consolidation d'un sol limoneux sous charges cycliques ont mis en évidence l'insuffisance de la solution proposée par BALIGH et LEVADOUX.

Le premier objet de ce travail a donc porté sur l'amélioration de la modélisation théorique. Pour atteindre cet objectif, on a développé une solution numérique de l'équation de la consolidation unidimensionnelle par la méthode des différences finies tenant compte de la variation des caractéristiques des sols au cours de l'essai. On montre que cette solution permet une analyse plus fine des phénomènes de consolidation et permet de prévoir correctement l'effet des cycles sur la vitesse de consolidation.

Après avoir analysé les résultats obtenus sur le limon (sol peu plastique) une deuxième phase de cette recherche a porté sur la consolidation sous charge cyclique d'une kaolinite (argile plastique).

Ce rapport comporte les parties successives suivantes :

- 1 - une synthèse des études théoriques antérieures ;
- 2 - principaux résultats de l'étude de la consolidation sous charges cycliques sur le limon ;
- 3 - étude expérimentale sur la kaolinite ;
- 4 - modélisation numérique de la consolidation sous charge cyclique ;
- 5 - comparaison entre la théorie et l'expérience ;
- 6 - études expérimentales et théoriques de la kaolinite à la cellule de Rowe et au triaxial ;

I - SYNTHESE DES ETUDES THEORIQUES ANTERIEURES

1.1. - RAPPELS DE LA THEORIE DE TERZAGHI

Cette théorie décrit le phénomène de consolidation, sous un accroissement de contraintes $\Delta\sigma$, d'une couche de sol de hauteur $2H$ comprise entre deux couches drainantes. Par raison de symétrie, on peut se ramener au cas d'une couche de hauteur H (longueur de drainage) comprise entre une couche drainante et une surface imperméable (Fig. 1).

Cet accroissement de contrainte est initialement repris par l'eau interstitielle. L'écoulement instantané sur les faces drainantes de la couche de sol crée ainsi un gradient hydraulique qui provoque un écoulement de l'intérieur vers l'extérieur de la couche de sol. D'après la théorie de TERZAGHI, cet écoulement peut être décrit par l'équation bien connue de la consolidation :

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - \frac{\partial u}{\partial t} = 0 \dots \dots \dots (1)$$

où : u est la pression interstitielle

et le coefficient de consolidation c_v a pour expression :

$$c_v = \frac{k (1 + e_0)}{a_v \cdot \gamma_w}$$

où : k est le coefficient de perméabilité du sol,

e_0 est l'indice des vides initial,

a_v est le coefficient de compressibilité du sol,

γ_w est le poids volumique de l'eau interstitielle.

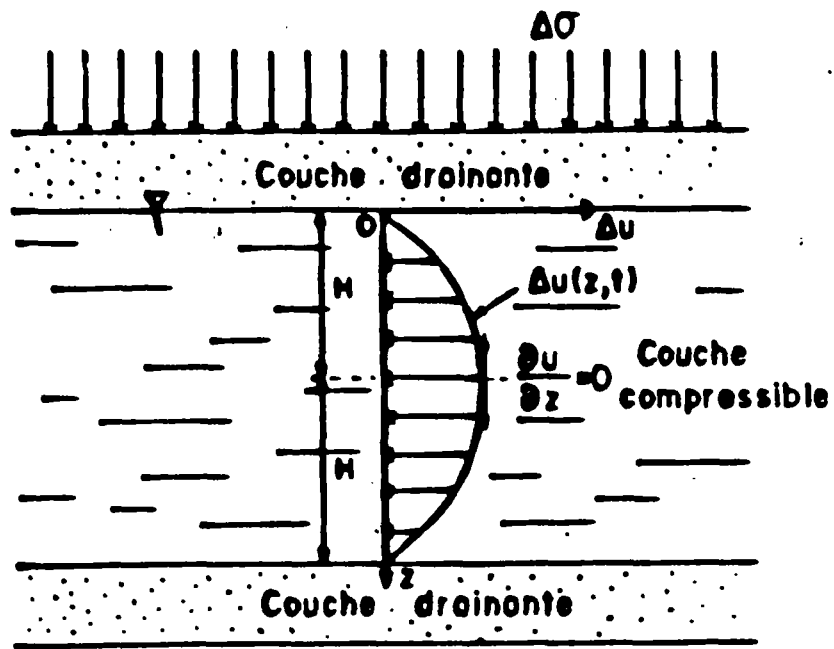


Fig. 1 - Présentation du problème

On rappelle que cette équation est obtenue en écrivant les équations de continuité pour l'eau interstitielle et pour les grains solides avec les hypothèses suivantes :

- les déplacements sont petits et unidimensionnels,
 - le sol est saturé,
 - les grains solides et l'eau interstitielle sont incompressibles,
 - le sol est homogène, isotrope et linéairement élastique ;
- il existe donc une relation linéaire entre la variation de la contrainte effective $\Delta\sigma'$ et celle de l'indice des vides Δe , telle que :
- $$\Delta e = - a_v \Delta\sigma' ;$$
- les caractéristiques du sol (perméabilité - k , compressibilité - a_v) sont constantes pendant la consolidation,
 - le drainage est unidimensionnel et l'écoulement obéit à la loi de DARCY, stipulant qu'en milieu isotrope la vitesse relative de l'eau par rapport aux grains ($\vec{v} = \vec{v}_w - \vec{v}_s$) est proportionnelle au gradient de la charge hydraulique ($\vec{i} = - \overrightarrow{\text{grad}h}$) :

$$\vec{v} = k . \vec{i} ;$$

- le sol ne présente pas de consolidation secondaire.

Les conditions aux limites dans le cas de la figure 1 sont données par :

$$u(0 ; t) = 0 \quad \text{et} \quad \frac{\partial u}{\partial z} (H ; t) = 0$$

La solution la plus générale est alors de la forme :

$$u(z,t) = \sum_{m=0}^{\infty} a_m \sin MZ e^{-M^2 T} \dots\dots\dots (2)$$

où : $M = (2m + 1) \pi/2$,

$Z = z/H$ profondeur normalisée,

$T = c_v t/H^2$ facteur temps.

Les coefficients a_m sont donnés par :

$$a_m = 2 \int_0^1 f(Z) \sin MZ \, dZ$$

où : $f(Z)$ note la répartition initiale (à $t = 0$) de la pression interstitielle.

Dans la pratique, où l'on suppose que la charge $\Delta\sigma$ est statique et appliquée instantanément, on a pour habitude de prendre une répartition initiale uniforme, donc :

$$f(Z) = \Delta\sigma \text{ ce qui entraîne } a_m = 2 \frac{\Delta\sigma}{M}$$

Dans le cas plus général, où cette répartition initiale est décomposable en série entière sous la forme :

$$f(Z) = \sum_{m=0}^{\infty} b_m \sin MZ ,$$

la dissipation de la pression interstitielle est donnée par :

$$u(z;t) = \sum_{m=0}^{\infty} b_m \sin MZ e^{-M^2 T} \dots\dots\dots (3)$$

Connaissant les pressions interstitielles, on déduit les contraintes effectives et, en appliquant la loi de comportement prise en hypothèse, le tassement de la couche de sol. Nous avons déjà introduit deux paramètres adimensionnels que l'on retrouvera tout au long de cette étude : la profondeur normalisée $Z = z/H$ et le facteur temps $T = \frac{c_v t}{H^2}$. En considérant le tassement, on introduit un troisième paramètre, le degré de consolidation U défini par :

$$U(t) = \frac{\Delta h(t)}{\Delta h_f}$$

où : $\Delta h(t)$ note le tassement à l'instant t ,

Δh_f note le tassement final sous la charge statique $\Delta \sigma$.

Le degré de consolidation U peut également être défini à partir des pressions interstitielles ou des contraintes effectives par :

$$U(t) = \frac{\Delta h(t)}{\Delta h_f} = 1 - \frac{\bar{u}(t)}{\bar{u}(0)} = \frac{\overline{\Delta \sigma}'(t)}{\Delta \sigma} \dots\dots\dots (4)$$

où : $\bar{u}(t)$ note la valeur moyenne de la pression interstitielle à l'instant t ,

$\bar{u}(0)$ note la valeur moyenne de la pression interstitielle initiale à $t = 0$,

$\overline{\Delta \sigma}'(t)$ note l'accroissement de la contrainte effective moyenne à l'instant t .

Ce degré de consolidation est alors fonction du facteur temps T .

$$U(T) = 1 - 2 \sum_{m=0}^{\infty} \frac{e^{-M^2 T}}{M^2} \dots\dots\dots (5)$$

Dans le cas d'un chargement statique, compte-tenu des hypothèses faites, ces deux définitions sont équivalentes. Il n'en est pas de même pour une charge cyclique. Pour ces charges, nous définirons un degré de consolidation en tassement et un degré de consolidation en contrainte effective.

1.2. - CHARGEMENT CYCLIQUE - CAS D'UN SOL A COMPORTEMENT REVERSIBLE (WILSON et ELGOHARY, 1974)

Nous nous limiterons dans un premier temps au cas où le sol a un comportement réversible (Fig. 2). Nous supposerons donc qu'il

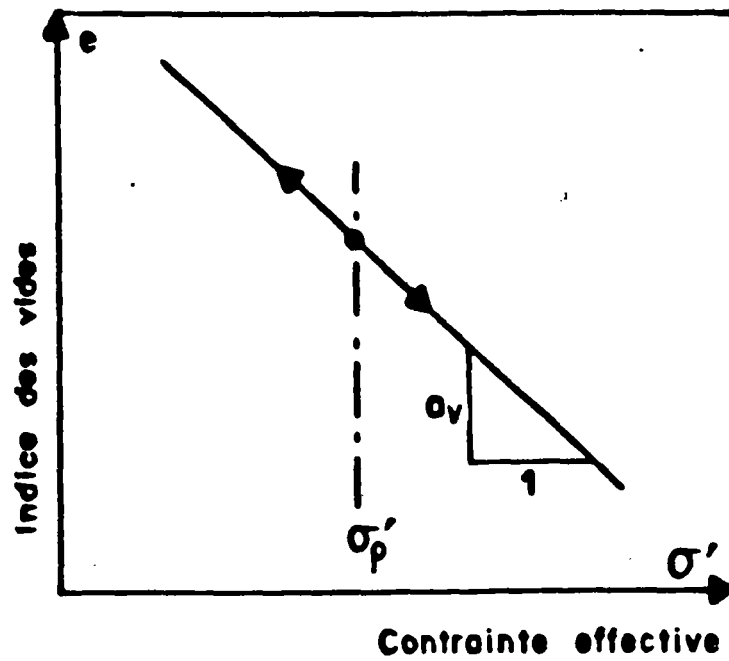


Fig. 2 - Schématisation d'un comportement réversible
(WILSON et ELGOHARY, 1974)

existe une relation univoque entre l'indice des vides et la contrainte effective, indépendante de la contrainte de préconsolidation (contrainte effective maximum qu'ait supporté le sol) et du sens de chargement (charge ou décharge). Comme pour une charge statique, la connaissance des seuls paramètres a_v et c_v , supposés constants, suffit à définir le comportement du sol et sa vitesse de consolidation.

Dans la pratique, cette hypothèse de réversibilité ne correspond qu'au cas d'un sol surconsolidé, ce qui limite considérablement la représentativité des expressions que nous allons développer. Elles nous seront cependant utiles lorsque nous prendrons en compte un comportement du sol plus proche de la réalité.

Notons tout d'abord les propriétés de superposition que possède l'équation de la consolidation (1). Si nous appliquons une charge $\Delta\sigma_1$ à l'instant $T = 0$ et qu'à l'instant $T = T_1$ nous rajoutons une surcharge $\Delta\sigma_2$ (qui peut être négative), la pression interstitielle à un instant $T > T_1$ est donnée par :

$$u(Z, T) = \Delta\sigma_1 u_0(Z, T) + \Delta\sigma_2 u_0(Z, T - T_1)$$

où : $u_0(Z, T)$ note la solution de base de l'équation (1) pour une variation unitaire de la contrainte appliquée.

Considérons maintenant que la charge appliquée au sol est cyclique. Elle passe donc alternativement de la valeur $\Delta\sigma$ à 0 et vice-versa avec une période $T_0 = \frac{c_v t_0}{H^2}$, comme indiqué sur la figure 3a.

Remarquons qu'elle peut s'écrire comme une superposition de charges (Fig. 3b). A l'instant $nT_0/2$ on ajoute ou on retranche la contrainte $\Delta\sigma$ suivant la parité de n . Nous avons alors :

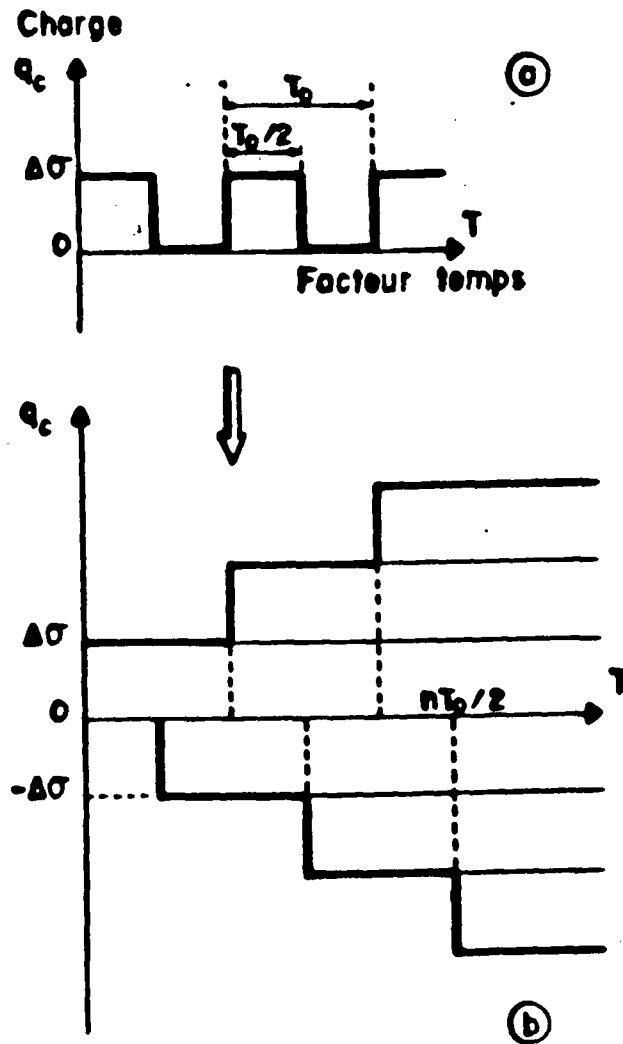


Fig. 3 - Décomposition d'une charge cyclique

$$q_c(T) = \sum_{n=0}^N (-1)^n \Delta\sigma \quad N \text{ est tel que } N T_0/2 < T < (N+1) T_0/2$$

Compte-tenu de la propriété signalée ci-dessus, la pression interstitielle, à l'instant T , s'écrit alors tout simplement comme étant la somme :

$$u(Z, T) = \Delta\sigma \sum_{n=0}^N (-1)^n u_0(Z, T - nT_0/2)$$

$$u(Z, T) = 2\Delta\sigma \sum_{m=0}^{\infty} \frac{\sin MZ}{M} \left[\frac{(-1)^N e^{-M^2 T'} + e^{-M^2 (T + T_0/2)}}{e^{-M^2 T_0/2} + 1} \right] \dots\dots\dots (6)$$

où : $T' = T - NT_0/2$.

On en déduit les contraintes effectives par :

$$\Delta\sigma'(Z, T) = \Delta\sigma - u(Z, T) \quad \text{pendant une phase de charge,}$$

$$\Delta\sigma'(Z, T) = -u(Z, T) \quad \text{pendant une phase de décharge.}$$

Puis on obtient le tassement en appliquant la loi de comportement. Pour pouvoir définir un degré de consolidation, il est nécessaire de choisir un tassement de référence. Le choix du tassement final Δh_f sous la contrainte statique $\Delta\sigma$ nous permet d'avoir l'équivalence entre les deux définitions :

$$U = \frac{\Delta h(T)}{\Delta h_f} = \frac{\Delta\sigma'(T)}{\Delta\sigma} .$$

WILSON et ELGOHARY (1974) ont établi ces expressions en considérant le cas de cycles rectangulaires au cours desquels le sol est chargé pendant un temps T_1 et déchargé pendant $T_0 - T_1$ ce que l'on peut caractériser par le paramètre $\frac{T_1}{T_0}$.

Dans le cadre du présent travail, nous nous sommes volontairement limités à l'étude de cycles carrés pour lesquels $T_1/T_0 = 0,5$.

La figure 4 présente un exemple de courbe de consolidation sous une charge cyclique obtenu en appliquant l'expression (6) que nous venons d'établir. Cette courbe possède certaines propriétés que nous retrouverons sur les courbes expérimentales ou lorsque nous essaierons de tenir compte des irréversibilités que présente le comportement réel d'un sol.

On peut remarquer, en particulier, que le degré de consolidation oscille à l'intérieur d'un fuseau, dont la largeur est fonction de la période des cycles T_0 , défini par les deux courbes enveloppes des tassements maximaux et minimaux. Les valeurs, que nous noterons $U_{\max}(NT_0/2)$ pour N impair et $U_{\min}(NT_0/2)$ pour N pair, de ces tassements sont atteintes à la fin respectivement d'une phase de chargement et d'une phase de déchargement et croissent avec le nombre de cycles.

L'examen de l'expression (6) montre qu'elle se met sous la forme d'une somme d'un terme permanent et d'un terme transitoire tendant vers zéro lorsque le nombre de cycles devient suffisamment grand (N tend vers l'infini). On atteint alors un état d'équilibre où le degré de consolidation oscille entre les deux valeurs extrêmes notées U_{\max}^{∞} et U_{\min}^{∞} , fonctions de la période des cycles, et qui sont les limites respectives de chacune des courbes enveloppes U_{\max} et U_{\min} .

Dans le cas d'un sol réversible, ces courbes enveloppes sont à peu près symétriques par rapport à la courbe correspondant à la moitié de la courbe de consolidation sous la contrainte statique $\Delta\sigma$. A l'état d'équilibre nous avons en particulier la relation :

$$U_{\max}^{\infty} + U_{\min}^{\infty} = 1 \dots\dots\dots (7)$$

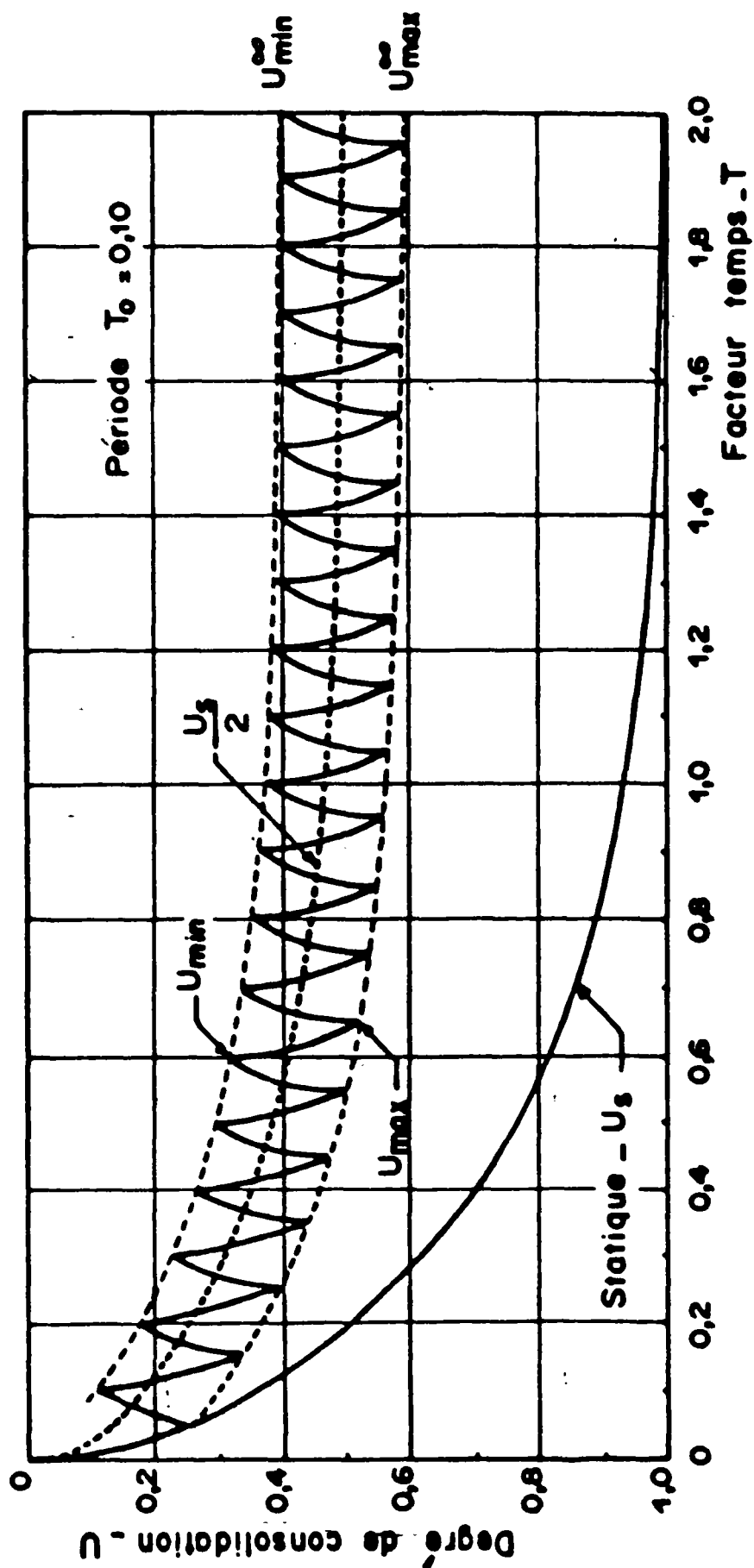


Fig. 4 - Exemple de courbe de consolidation sous charge cyclique
Cas d'un sol à comportement réversible

1.3. - CHARGEMENT CYCLIQUE - CAS D'UN SOL A COMPORTEMENT IRREVERSIBLE (BALIGH et LEVADOUX, 1978)

1.3.1. - Comportement irréversible

L'expression (6) établie précédemment permet, en particulier, de déterminer à chaque instant la répartition des pressions interstitielles. Examinons ce qui se passe au cours du premier cycle en analysant les isochrones ainsi déterminées (Fig. 5).

Pendant la première phase de chargement, la pression interstitielle se dissipe de la même façon que pour une charge statique et atteint l'isochrone 1 au moment du premier déchargement. Ce déchargement s'accompagne instantanément d'une diminution uniforme égale à $\Delta\sigma$ de la pression interstitielle qui devient négative pour la totalité de la couche de sol (isochrone 2). Si l'on compare l'isochrone 3, atteinte au cours de la phase de déchargement, à l'isochrone 2, on peut remarquer que, dans la partie supérieure de la couche, proche du drainage, la pression interstitielle a crû. La contrainte effective a donc diminué. Au contraire, dans la partie inférieure, la pression interstitielle a continué à décroître et la contrainte effective à augmenter.

Nous voyons donc qu'à un même instant une partie de la couche de sol est surconsolidée alors que l'autre reste normalement consolidée. Or les caractéristiques d'un sol peuvent être très différentes suivant que la contrainte effective est égale ou inférieure à la contrainte de préconsolidation.

Tout en s'appuyant sur les hypothèses de la théorie de TERZAGH BALIGH et LEVADOUX (1978) ont pris en compte l'effet de la contrainte de préconsolidation sur la relation indice des vides-contrainte effectiv

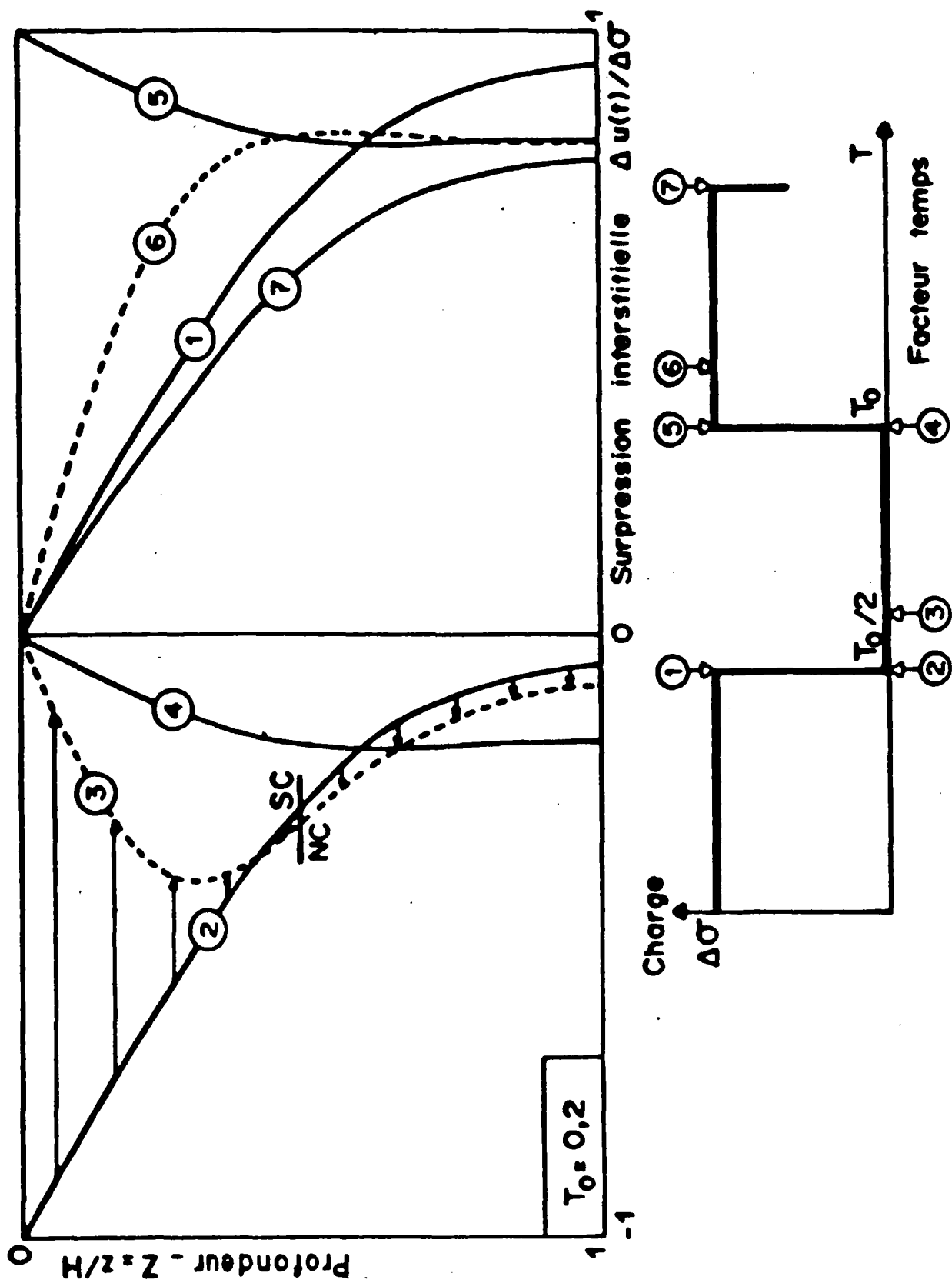


Fig.5. - Evolution des isochrones au cours des premiers cycles

Celle-ci est schématisée par deux droites (Fig. 6) l'une de pente a_v lorsque le sol est normalement consolidé ($\sigma' = \sigma'_c$) l'autre de pente a_{vsc} lorsque le sol est surconsolidé ($\sigma' < \sigma'_c$). Pour chacun de ces deux états les coefficients de consolidation sont respectivement C_v et C_{vsc} .

Ce comportement peut être caractérisé par les deux paramètres :

$$\alpha = \frac{a_{vsc}}{a_v} \qquad \beta = \frac{C_v}{C_{vsc}} \quad \text{avec } \alpha = \beta \text{ pour } k \text{ constant}$$
$$0 < \alpha < 1 \qquad 0 < \beta < 1$$

que l'on supposera constants au cours de la consolidation et indépendants de la contrainte de préconsolidation σ'_c . Lorsque $\alpha = \beta = 1$, on retrouve le cas d'un sol à comportement réversible étudié précédemment.

1.3.2. - Solutions à l'état d'équilibre

Lorsque le nombre de cycles devient suffisamment grand, on arrive à un état d'équilibre où les tassements atteignent leur amplitude maximale. Par définition de cet état d'équilibre, la contrainte de préconsolidation ne varie pas d'un cycle à l'autre. Par conséquent, les caractéristiques de consolidation sont en tous points et à chaque instant celles du sol surconsolidé. BALIGH et LEVADOUX (1978) ont montré qu'alors les répartitions des pressions interstitielles, contraintes effectives et contrainte de préconsolidation, sont celles obtenues en considérant un sol à comportement réversible avec un coefficient de consolidation C_v/β . Elles sont donc parfaitement définies et peuvent être déterminées à partir des résultats obtenus par WILSON et ELGOHARY. Ainsi l'état d'équilibre ne dépend que de la période des cycles exprimée en facteur temps pour le sol surconsolidé T_0/β .

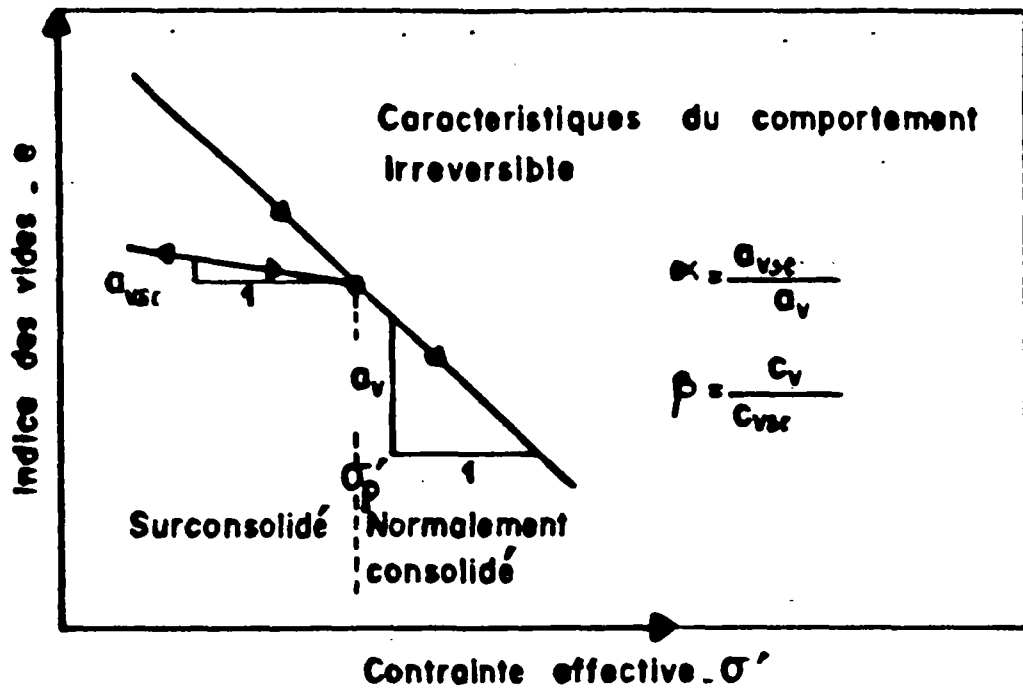


Fig 6 : Schématisation d'un comportement irréversible (BALIGH et LEVADOUX, 1978)

La connaissance simultanée des répartitions de la contrainte effective $\sigma'(z)$ et de la contrainte de préconsolidation $\sigma'_c(z)$ à un instant donné suffit pour déterminer le tassement. Compte-tenu de la loi de comportement bilinéaire retenue (Fig. 6), l'indice des vides e est donné par :

$$e - e_0 = -a_v \Delta\sigma'_p(z) + \alpha a_v [\Delta\sigma'_p(z) - \Delta\sigma'(z)]$$

On en déduit le degré de consolidation par :

$$U = \frac{\Delta h}{\Delta h_f} = \int_0^1 \frac{\Delta\sigma'(z)}{\Delta\sigma} dz + (1 - \alpha) \int_0^1 \frac{[\Delta\sigma'_p(z) - \Delta\sigma'(z)]}{\Delta\sigma} dz \dots\dots\dots (8)$$

L'irréversibilité du comportement du sol est exprimée par la seconde intégrale et disparaît lorsque $\alpha = 1$.

Pour déterminer les deux valeurs extrêmes du tassement U_{\max}^∞ et U_{\min}^∞ , on considère :

$$\Delta\sigma'_{\max}(z) + \Delta\sigma'_{\min}(z) = \Delta\sigma$$

où : $\Delta\sigma'_{\max}$ note la contrainte effective à la fin d'une phase de chargement et $\Delta\sigma'_{\min}$ à la fin d'une phase de déchargement.

En supposant de plus que :

$$\Delta\sigma'_{\max}(z) = \Delta\sigma'_p(z) \dots\dots\dots (9)$$

on obtient :

$$\left. \begin{aligned} \text{a. } U_{\max}^\infty &= \int_0^1 \frac{\Delta\sigma'_{\max}(z)}{\Delta\sigma} dz = 1 - 2 \sum_{m=0}^{\infty} \frac{e^{-M^2 T_0 / 2\beta}}{M^2 (e^{-M^2 T_0 / 2\beta} + 1)} \\ \text{b. } U_{\min}^\infty &= \alpha + (1 - 2\alpha) U_{\max}^\infty \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

La figure 7 présente les variations de ces tassements en fonction de la période des cycles T_0/β . On peut juger sur cette figure de l'effet des irréversibilités sur les solutions à l'état d'équilibre. Le paramètre β n'intervient que dans la détermination de la période des cycles en facteur temps. Il contribue à l'augmenter et conduit donc à un tassement U_{\max}^{∞} plus important. Le paramètre α agit lui principalement sur la variation du tassement entre les phases de charge et de décharge. Il en résulte que, le tassement final moyen, $[U_{\max}^{\infty} + U_{\min}^{\infty}]/2$, sous cycles est supérieur au tassement sous la charge $\Delta\sigma/2$ statique.

Mais les expressions (10) ne donnent que des valeurs approchées, l'hypothèse (9) n'étant pas rigoureusement vérifiée. En effet, l'analyse des isochrones au cours d'un cycle (Fig. 8) montre que la contrainte effective $\sigma'_{\max}(z)$ est différente de la contrainte de préconsolidation $\sigma'_p(z)$. La contrainte effective en un point, à la base de l'échantillon, par exemple, ne passe par sa valeur maximale qu'un certain temps après le moment précis du déchargement. Cependant l'écart $\sigma'_p - \sigma'_{\max}$, fonction de la période, reste faible. L'erreur commise sur U_{\max}^{∞} et U_{\min}^{∞} ne dépasse pas 2 % pour la valeur de la période la plus défavorable lorsque α varie de 0 à 1 ce qui justifie l'approximation faite.

1.3.3. - Evolution du tassement avec le temps - Vitesse de consolidation

La bilinéarité de la loi de comportement prise en compte conduit à une hétérogénéisation de la couche de sol en cours de consolidation et ne permet donc pas une résolution analytique du problème.

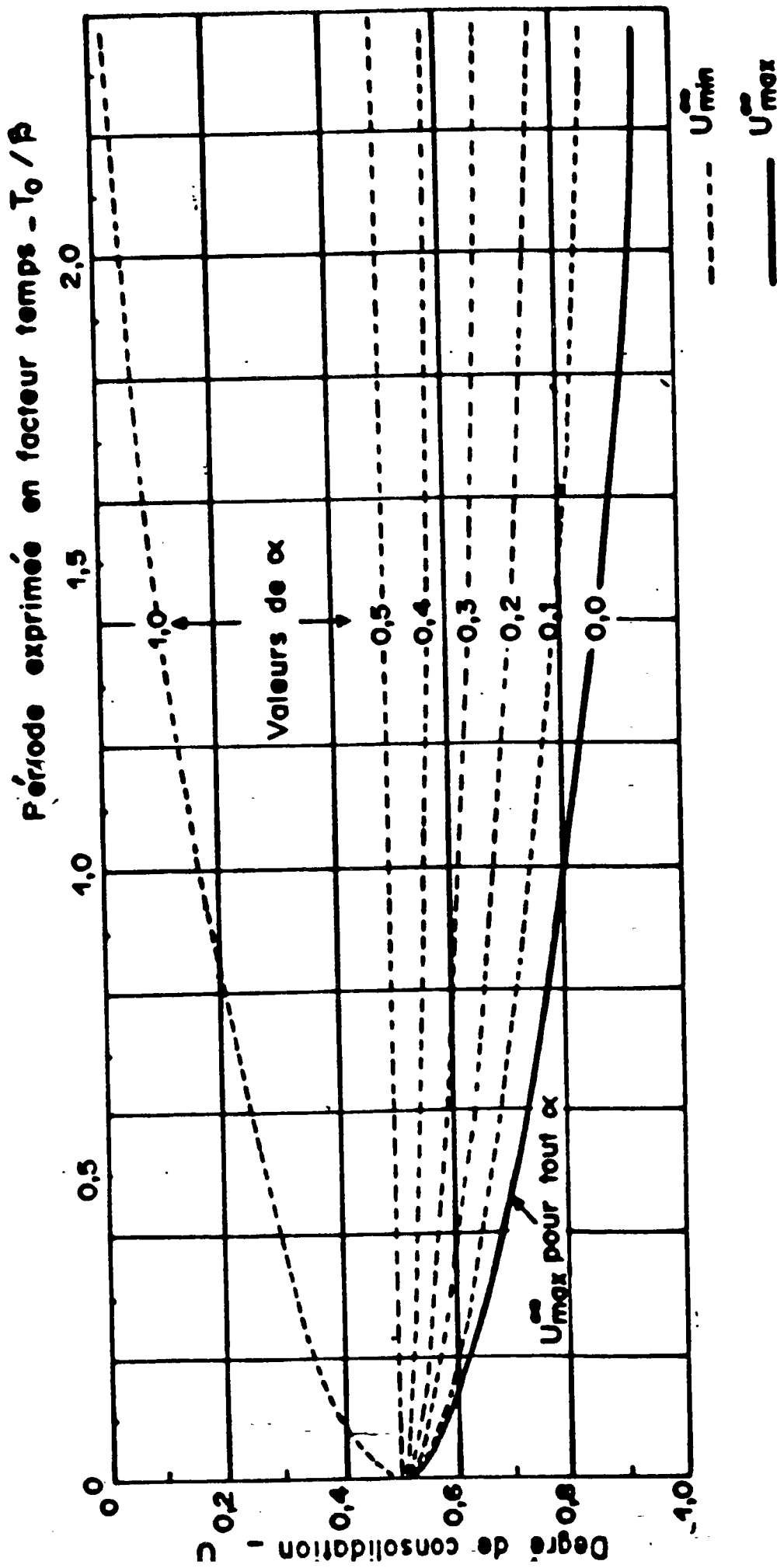


Fig. 7 - Amplitude des tassements sous charge cyclique à l'état d'équilibre
(BALIGH et LEVADOUX, 1978)

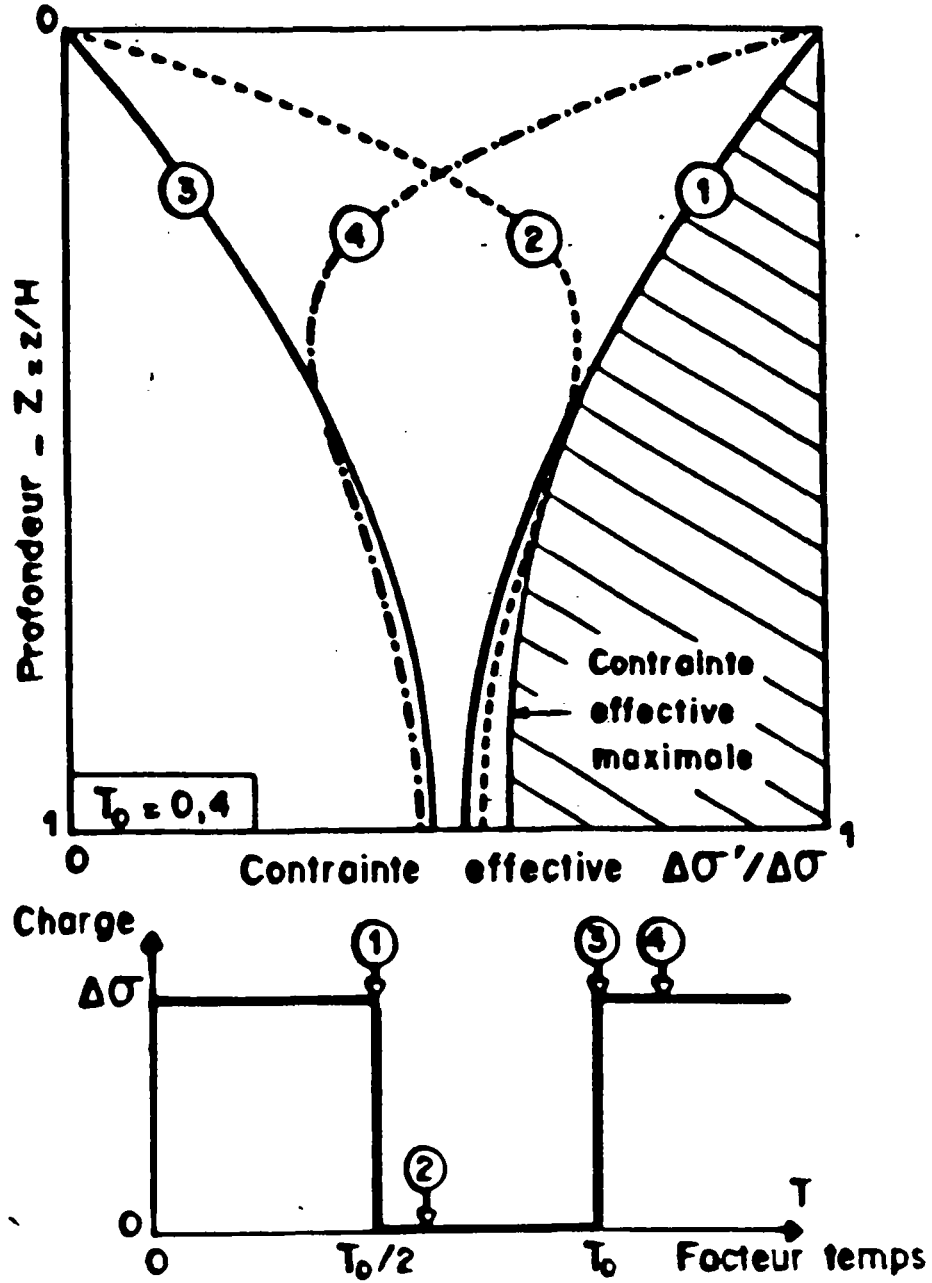


Fig. 8 - Evolution des isochrones au cours d'un cycle à l'état d'équilibre

La solution exacte ne peut être obtenue que par des méthodes de résolution numériques. Cependant certaines hypothèses sur la dissipation des pressions interstitielles au cours des cycles ont permis à BALIGH et LEVADOUX (1978) de déterminer simplement un encadrement des courbes enveloppes du tassement réel U_{\max} et U_{\min} . Les auteurs ont supposé qu'au début de chaque phase de chargement :

- la répartition initiale des pressions interstitielles est uniforme et égale à : $\Delta u = \Delta \sigma$,
- la contrainte de préconsolidation est la contrainte effective atteinte à la fin de la phase de chargement précédente.

Il en découle que les isochrones sont données en permanence par la solution de base de TERZAGHI pour une charge statique. En particulier, il existe un facteur temps T_N tel que l'isochrone atteinte, à la fin de chaque phase de chargement, soit donnée par :

$$u(Z; NT_0/2) = \Delta \sigma \cdot u_0(Z, T_N) \text{ avec } N \text{ impair,}$$

où la suite T_N , dont le premier terme est $T_1 = T_0/2$, se détermine au moyen de la relation de récurrence démontrée ci-dessous et où $u_0(Z, T_N)$ est la solution de TERZAGHI correspondant au facteur temps T_N .

Au cours de chaque phase de chargement, le sol est tout d'abord, pendant un temps ΔT_N , surconsolidé avec C_v/β comme coefficient de consolidation. Il suffit alors de considérer la solution de TERZAGHI pour un sol normalement consolidé correspondant à un temps $\Delta T_N/\beta$ pour retrouver l'isochrone $u_0(Z, T_{N-2})$ atteinte à la fin du chargement précédent.

Par conséquent :

$$\Delta T_N / \beta = T_{N-2} \dots\dots\dots (11)$$

A partir de cet instant ΔT_N le sol redevient normalement consolidé et la dissipation des pressions interstitielles se poursuit alors avec le coefficient de consolidation C_v pendant le temps $T_O/2 - \Delta T_N$. On en déduit :

$$T_N = \frac{\Delta T_N}{\beta} + T_O/2 - \Delta T_N \dots\dots\dots (12)$$

En combinant (11) et (12) nous obtenons la relation de récurrence qui, avec la valeur retenue pour T_1 , nous conduit à :

$$T_N = \frac{T_O}{2\beta} \left[1 - (1-\beta)^{\frac{N+1}{2}} \right] \dots\dots\dots (13)$$

Il faut noter que ces hypothèses ne traduisent pas le comportement réel du sol au cours de la consolidation. En effet, l'analyse des isochrones au cours d'un cycle montre que d'une part, pendant la phase de décharge, la dissipation du gradient des surpressions interstitielles provoque initialement une augmentation de la contrainte effective dans la partie basse de l'échantillon et par conséquent la contrainte de préconsolidation σ'_p y est supérieure à la contrainte effective σ'_{max} atteinte à la fin de la phase de chargement. Par ailleurs, à la fin d'une phase de déchargement les pressions interstitielles négatives ne sont pas nulles. Les hypothèses considérées par BALIGH et LEVADOUX conduisent donc à sous-estimer les contraintes effectives et par voie de conséquence, le tassement. Ils obtiennent ainsi une limite inférieure $U_{max}^{li} (NT_O/2)$ du tassement maximal en fin d'une phase de chargement.

Pour obtenir un encadrement du tassement réel il reste à déterminer une borne supérieure U_{\max}^{ls} en considérant un majorant de la différence :

$$\Delta U = U_{\max}(NT_0/2) - U_{\max}^{li}(NT_0/2) \dots\dots\dots (14)$$

Or ce terme croît avec le nombre de cycles et tend donc vers un maximum lorsque N tend vers l'infini. Cette valeur limite est donnée par :

$$\Delta U_{\max} = U_{\max}^{\infty} - U_0(T_0/2\beta) \dots\dots\dots (15)$$

et donc : $U_{\max}^{ls} = U_{\max}^{li}(NT_0/2) + \Delta U_{\max}$

Au cours de la consolidation sous la charge cyclique le tassement réel passe progressivement de la limite inférieure, pour les premières valeurs de N (1,3...), à la limite supérieure atteinte lorsque N tend vers l'infini. Or l'écart entre ces deux limites ΔU_{\max} est fonction de la période des cycles T_0/β (Fig. 9) et tant que celle-ci est suffisamment longue (> 1 par exemple) il reste dans des limites raisonnables ($< 5,3 \%$). Par contre, lorsque la période devient petite, les deux limites s'écartent l'une de l'autre et pour, évaluer la vitesse de consolidation, il est nécessaire d'avoir un encadrement plus précis de la courbe de tassement réelle. Cela demande de faire appel à une méthode de résolution numérique.

La courbe enveloppe des tassement minimaux U_{\min} étant de moindre importance dans la pratique nous n'en déterminerons qu'une borne inférieure obtenue à partir de la courbe des tassements maximaux. Pour ce faire, nous reprendrons tout d'abord l'hypothèse faite pour évaluer $U_{\max}^{li}(NT_0/2)$, à savoir que la pression interstitielle revient à zéro au cours d'une phase de déchargement. Nous obtenons ainsi une première valeur pour cette borne inférieure par :

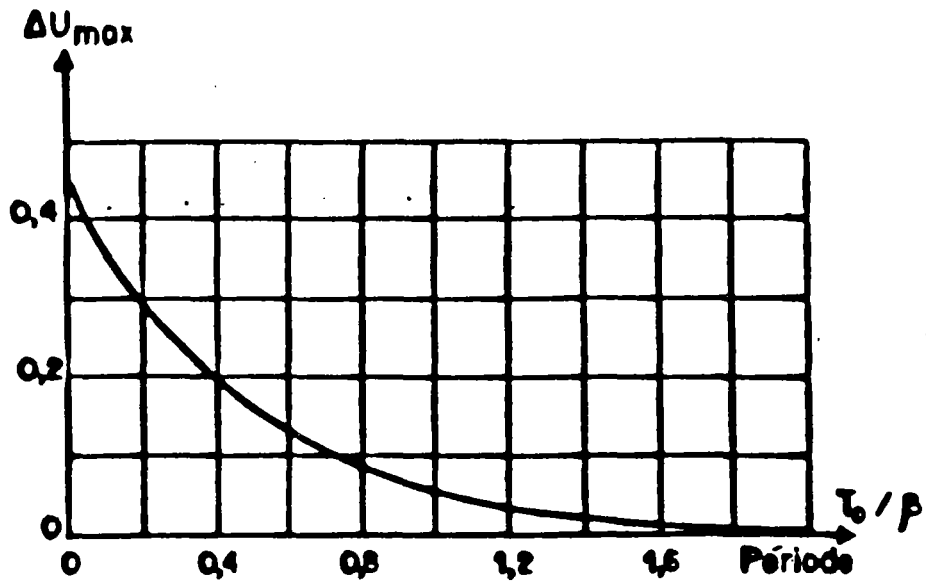


Fig. 9 - Variations avec la période de l'écart ΔU_{\max}
entre les deux bornes d'encadrement de U_{\max}

$$U_{\min}(NT_0/2) = (1-\alpha) U_{\max}\left[(N-1)T_0/2\right] ; N \text{ pair} \dots\dots\dots (16)$$

Nous en obtiendrons une seconde en supposant que le regonflement $\left[U_{\max} - U_{\min}\right]$ est le même au cours de chaque cycle. Or ce terme atteint sa valeur maximale à l'état d'équilibre et donc :

$$U_{\min}(NT_0/2) = U_{\max}\left[(N-1)T_0/2\right] - \alpha (2 U_{\max}^{\infty} - 1) \dots\dots\dots (17)$$

Nous ne retiendrons pour U_{\min} que la plus élevée de ces deux valeurs. Pour les premières valeurs de N , celle-ci nous est donnée par la relation (16), puis par (17) lorsque N devient suffisamment grand.

1.4. - EXEMPLE DE COURBE DE CONSOLIDATION

Reprenons l'exemple de la courbe de consolidation sous charges cycliques de la figure 4, en considérant la solution décrite ci-dessus avec une période des cycles de $T_0 = 0,1$ et $\alpha = \beta = 0,1$. Les résultats ainsi obtenus sont présentés sur la figure 10.

Sur cette figure nous distinguons pour chaque cycle à la fin de la phase de chargement les deux limites supérieure et inférieure entre lesquelles passe la courbe enveloppe des tassements maximaux. Par rapport au cas d'un sol à comportement réversible (Fig. 4), on peut en particulier remarquer que :

- pour une même période des cycles, les tassements extrêmes (à l'état d'équilibre) sont plus élevés,
- les regonflements au cours des phases de déchargement sont nettement plus faibles;
- les temps de consolidation sont plus élevés. En effet, pour un facteur temps de 2, contrairement à ce que l'on observe sous une charge statique les tassements extrêmes ne sont pas encore atteints.

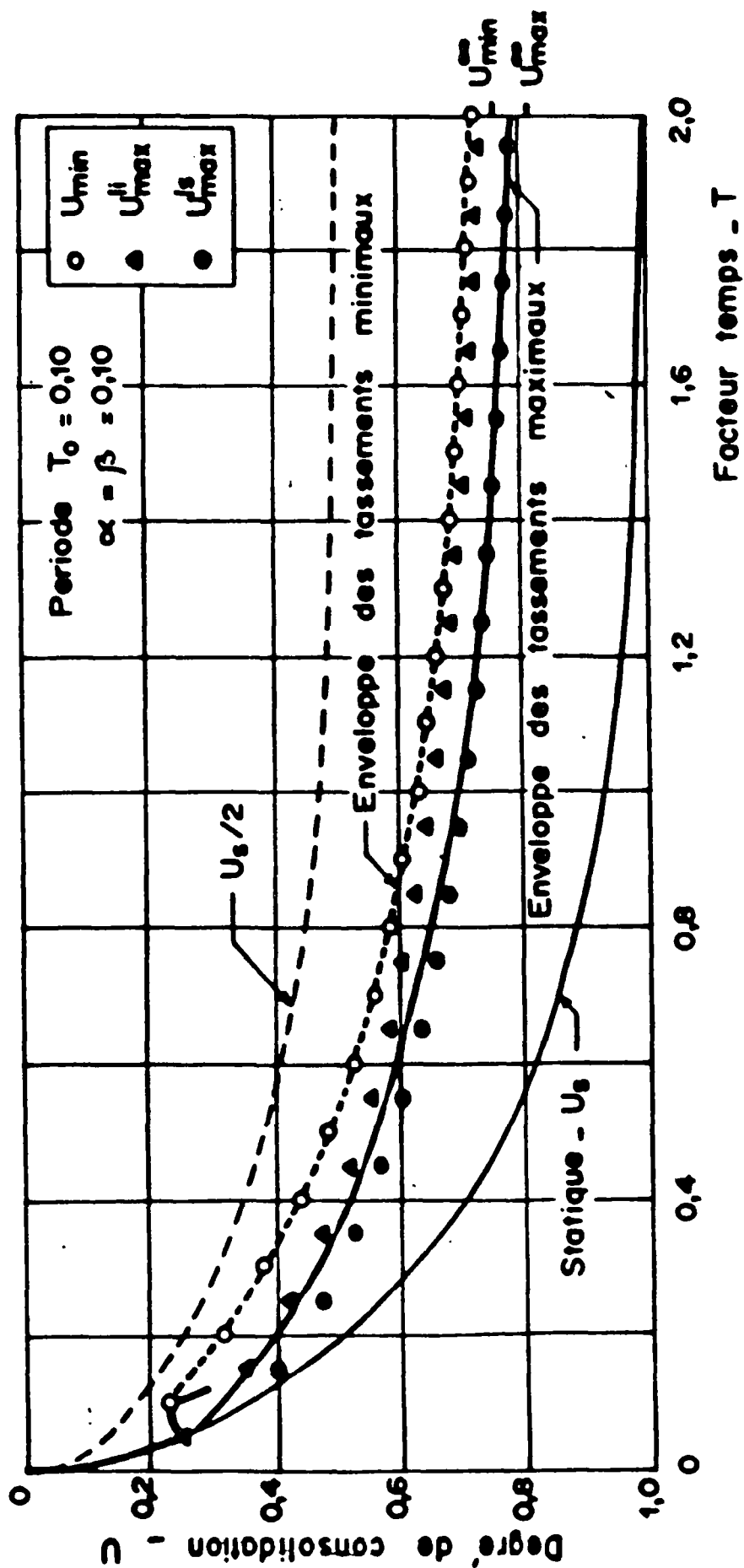


Fig. 10 - Exemple de courbe de consolidation sous charge cyclique
Cas d'un sol à comportement irréversible - BALIGH et LEVADOUX (1978)

1.5. - CRITIQUE DE LA SOLUTION PROPOSEE PAR BALIGH ET LEVADOUX

En plus du fait que la solution proposée par BALIGH et LEVADOUX est inadaptée à l'étude des cycles de courte période, les principales critiques que l'on peut formuler à son encontre sont celles de la théorie de TERZAGHI. Outre le fait que cette théorie ne tient pas compte de l'effet de la consolidation secondaire, ces critiques concernent essentiellement :

- l'hypothèse sur la loi de comportement du sol, en effet, le sol n'est pas linéairement élastique et son coefficient de compressibilité a_v varie au cours de la consolidation en fonction de la contrainte effective.

- l'application de la loi de DARCY supposant une perméabilité constante du sol. En effet, la perméabilité du sol est fonction de son indice des vides et varie donc avec la contrainte effective au cours de la consolidation.

Par suite des variations de la compressibilité et de la perméabilité du sol au cours de l'essai, le sol n'est pas homogène et la vitesse de consolidation est généralement différente de celle prévue par la théorie de TERZAGHI.

L'utilisation de la solution décrite ci-dessus pour une analyse de la consolidation sous charges cycliques doit donc conduire à sous-estimer le degré de consolidation réel du sol. Cependant, comme on le montre ci-dessous, elle permet une interprétation qualitative des phénomènes observés expérimentalement.

II - ETUDE EXPERIMENTALE (BERNARDET, 1985)

2.1. - OBJECTIF ET METHODOLOGIE

Cette étude a pour objectif de mettre en évidence l'effet des cycles sur la vitesse de consolidation et sur l'amplitude des tassements. Pour évaluer cet effet des cycles on a effectué deux séries d'essais de consolidation unidimensionnelle à l'oedomètre, à savoir :

- des essais de consolidation sous charges statiques ;
- des essais de consolidation sous charges cycliques.

Les essais sous charges statiques ont été effectués suivant la procédure classique de l'essai oedométrique. Il s'agit d'un chargement par paliers de contrainte successifs maintenus chacun pendant 24 heures avec un doublement de la contrainte à chaque palier. Pour chaque palier on obtient ainsi une courbe de consolidation correspondant à la variation du degré de consolidation $U = \Delta h(t) / \Delta h_g$ (où : $\Delta h(t)$ et Δh_g sont respectivement le tassement à l'instant t et le tassement final) en fonction du temps. En utilisant la procédure classique de Cassagrande on détermine la valeur de t_{50} correspondant à $U = 50 \%$ et, par comparaison avec la solution de TERZAGHI, on déduit la valeur du coefficient de consolidation c_v pour le palier de contrainte considéré. La courbe oedométrique permet de déterminer l'indice de compression et d'en déduire la valeur du coefficient de compressibilité a_v . Le coefficient de perméabilité k peut alors être calculé à partir de l'équation (1), soit :

$$k = c_v \frac{a_v \cdot \gamma_w}{1 + e_0} \dots\dots\dots (18)$$

Ainsi, les essais statiques ont permis de déterminer les caractéristiques du sol (compressibilité a_v et perméabilité k) à l'état normalement consolidé. Par ailleurs, des essais oedométriques spécifiques, avec des paliers de déchargement, ont été effectués pour déterminer les caractéristiques du sol (compressibilité a_{vsc} et perméabilité k_{sc}) à l'état surconsolidé. Ces essais ont permis une détermination expérimentale des paramètres α et β , définis par BALIGH et LEVADOUX (Fig. 6), dont les valeurs ont été utilisées pour l'interprétation théorique d'essais sous charges cycliques.

Les essais sous charges cycliques ont été effectués lors du palier correspondant à une contrainte de préconsolidation de $\sigma'_p = 50$ kPa avec des cycles ayant une amplitude de $\Delta\sigma = 50$ kPa et une période t_0 variable suivant les éprouvettes. Lors des paliers précédents et suivants on a effectué des essais de consolidation sous charges statiques. Lors d'un essai sous une charge cyclique le nombre de cycles a été généralement suffisant pour atteindre un état d'équilibre, à surpression interstitielle moyenne constante, correspondant à la fin de la consolidation primaire sous la charge cyclique appliquée. A l'arrêt des cycles on a maintenu la charge maximale appliquée (100 kPa) constante, provoquant ainsi une reprise du tassement de consolidation primaire due à une dissipation de la surpression interstitielle qui résidait dans l'échantillon à l'état d'équilibre sous la charge cyclique.

La courbe de consolidation sous un chargement cyclique se présente sous la forme d'un degré de consolidation U en fonction du facteur temps T défini pour le sol à l'état normalement consolidé ($T = c_v t/H^2$). Le degré de consolidation est donné par :

$$U = \frac{\Delta h(t)}{\Delta h_c}$$

où : $h(t)$ est le tassement à l'instant t ,

et : h_c est le tassement final atteint à la fin de la consolidation primaire du sol sous la charge maximale maintenue constante après l'arrêt des cycles. Pour déterminer ce tassement, on utilise la procédure classique de Cassagrande d'une façon identique à celle utilisée pour une courbe de consolidation sous une charge statique.

La définition du facteur temps T nécessite la détermination expérimentale du coefficient de consolidation c_v pour le sol normalement consolidé sous charge statique du palier de contrainte considéré pour l'essai sous la charge cyclique. La méthode la plus simple pour déterminer ce coefficient consiste à effectuer un essai sous charge statique sur une éprouvette distincte. Cependant, compte tenu des écarts entre les éprouvettes dus au mode de préparation et à la mise en cellule, cette méthode peut entraîner des imprécisions sur la valeur du c_v . L'analyse statistique des résultats expérimentaux de l'ensemble des essais effectués sous charges statiques a conduit à estimer pour un palier donné la valeur de t_{50}/H^2 et la valeur du c_v correspondante ainsi que la valeur du tassement total h_g sous la charge statique à partir des résultats obtenus sur le même échantillon pour les paliers précédents et suivants. Cette procédure, décrite ci-après, a permis d'améliorer de façon significative la précision et l'évaluation de l'effet des cycles sur la vitesse de consolidation.

Afin d'évaluer l'effet des cycles sur la vitesse de consolidation et sur l'amplitude des tassements, on a comparé la courbe de consolidation sous charge cyclique avec celle obtenue sous la charge correspondant au même palier de contrainte. On a remarqué que les courbes expérimentales de consolidation sous charges statiques coïncident pratiquement

avec la courbe théorique donnée par TERZAGHI. Cette dernière a été donc utilisée en tant que courbe de référence pour toute comparaison avec les résultats d'essais sous charges cycliques.

On décrit ci-après les résultats expérimentaux d'essais effectués sous charges statiques et sous charges cycliques ainsi que les phénomènes mis en jeu par l'effet des cycles.

2.2. - MATERIEL ET PROCEDURE D'ESSAIS

Les essais de consolidation unidimensionnelle ont été effectués pour la plupart à l'oedomètre classique. Cependant, afin d'étudier l'effet des cycles sur la dissipation des surpressions interstitielles on a utilisé également un oedomètre à contrepression conçu par Rowe (1966) dont une coupe schématique est représentée sur la figure 11.

Cette cellule permet un chargement hydraulique sur des ébrouvettes cylindriques de 76 mm de diamètre et de 35 mm de hauteur initiale ainsi que l'application d'une contrepression permettant d'assurer la saturation du sol. La pression interstitielle est mesurée à la base de l'ébrouvette par l'intermédiaire d'une pierre poreuse reliée à un capteur de pression électronique.

Sur la cellule de Rowe le chargement cyclique a été obtenu au moyen d'un système de deux électrovannes interposées sur le circuit de mise en pression et commandées par un montage électronique produisant un signal cyclique carré. Ce système a permis d'automatiser l'exécution du chargement cyclique et d'éviter ainsi toute manipulation en cours d'essai.

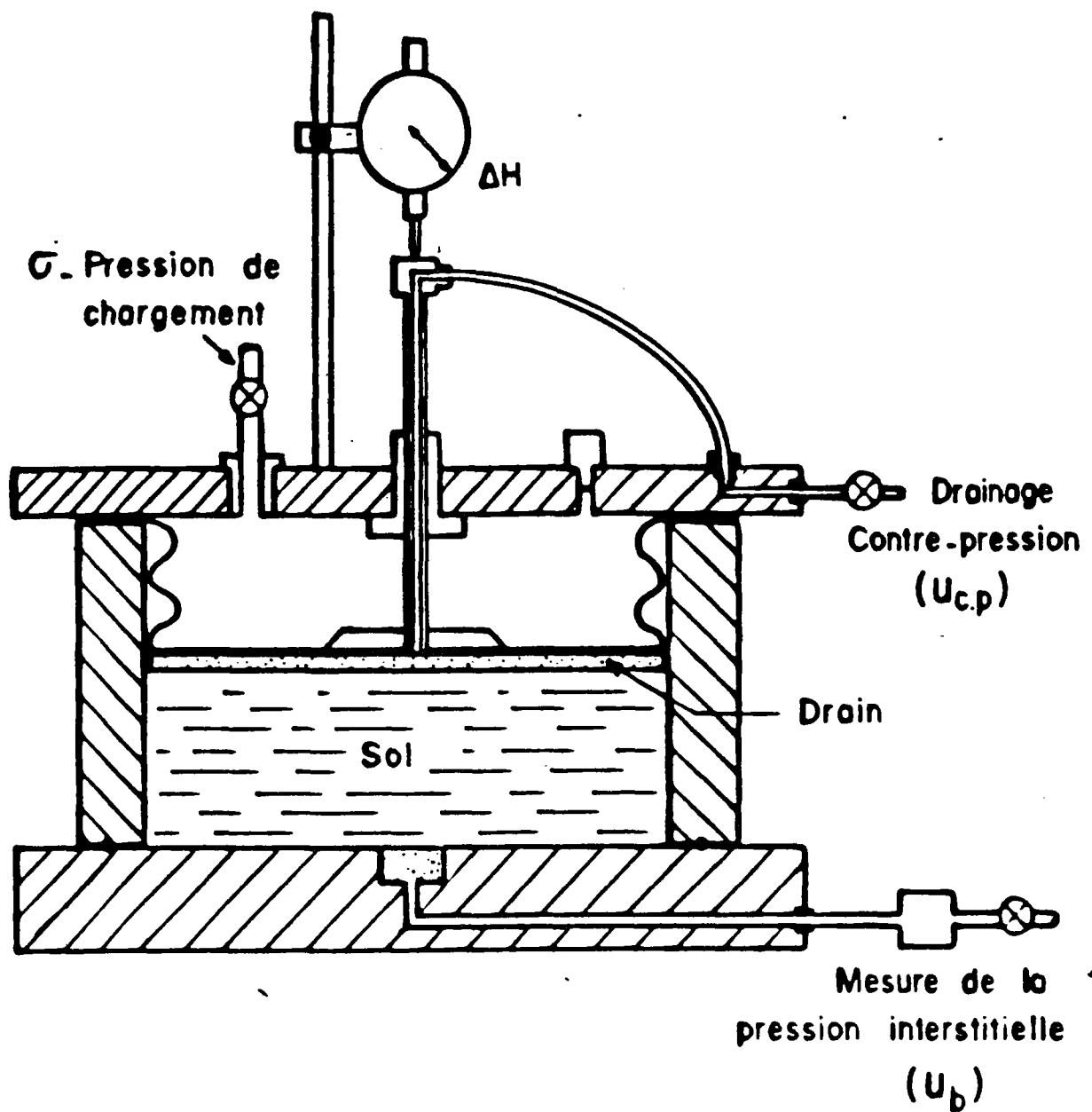


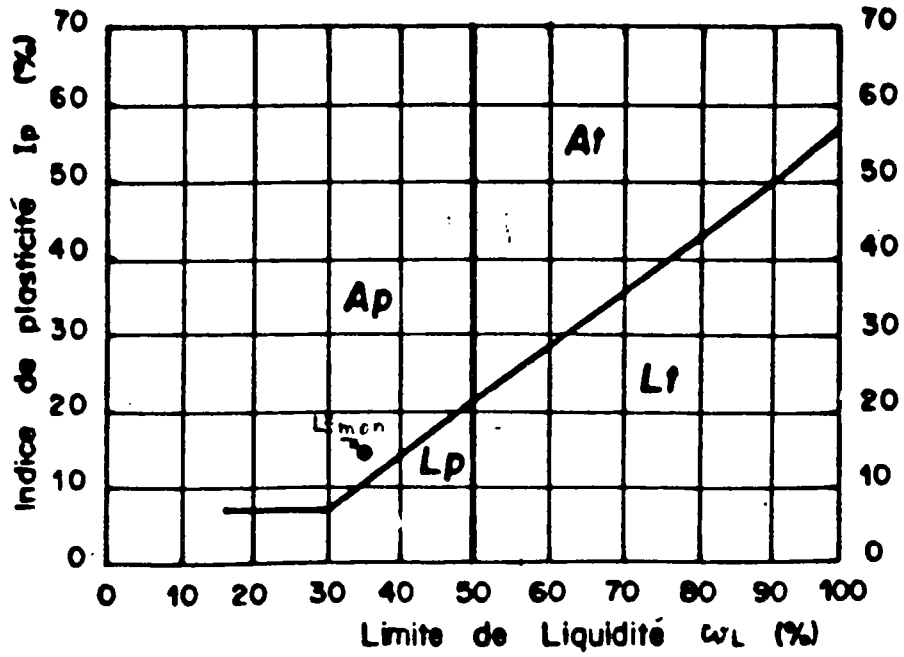
Fig. 11 - Cellule Rowe : Schéma de principe
(Rowe, 1966)

Il est à noter que la mesure des pressions interstitielles sur la cellule de Rowe s'avère délicate, la parfaite saturation du sol et des circuits de l'appareil n'est pas toujours aisée à obtenir et cela peut entraîner un temps de réponse non négligeable. En particulier, le système de mesure des pressions interstitielles à la base de l'échantillon ne permet pas de rendre fidèlement compte des discontinuités provoquées par une variation instantanée de la charge appliquée. Pour pallier ces difficultés, les cycles ont été exécutés en agissant sur la contre-pression u_{cp} et en maintenant la charge totale σ constante. On note qu'une variation instantanée de la contrepression, en modifiant la pression interstitielle à l'état d'équilibre, provoque un effet tout à fait analogue à celui produit par une variation instantanée de la charge lors d'un chargement ou d'un déchargement. Il en résulte une variation instantanée de la surpression interstitielle qui est égale, au signe près, à celle de la contrepression. Cependant, en procédant ainsi on évite toute variation brusque de la pression interstitielle à la base de l'échantillon. Celle-ci ne varie qu'au cours de la consolidation, lors de la dissipation de la surpression interstitielle, et sa variation, qui est donc continue, est égale, au signe près, à celle de la contrainte effective à la base de l'échantillon.

2.3. - RAPPEL DES PRINCIPAUX RESULTATS OBTENUS POUR LE LIMON (BERNARDET, 1985)

2.3.1. - Caractéristiques du sol et préparation des échantillons

Le sol choisi pour la première partie de cette étude est le limon de Jossigny. Sa courbe granulométrique est donnée sur la Figure 12 et ses limites d'Atterberg sont : $w_L = 35$, $w_p = 21$ et $I_p = 14$. A titre



classification
du Limon

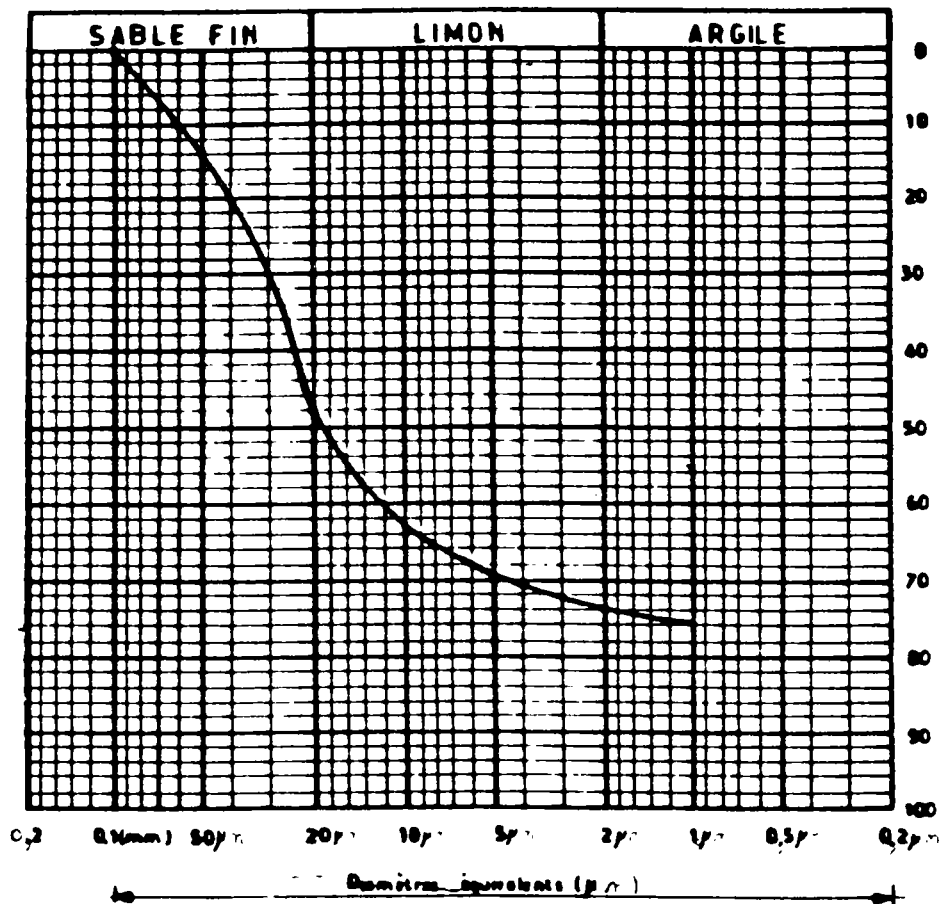


fig 12 : granulométrie
du Limon

indicatif les valeurs des principales caractéristiques de consolidation du sol à l'état remanié sont :

$$\begin{aligned} c_v & \text{ de } 10^{-4} \text{ à } 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s} \quad \text{ou de } 10^{-8} \text{ à } 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}, \\ k_v & \text{ de } 10^{-8} \text{ à } 10^{-7} \text{ cm/s} \quad \text{ou de } 10^{-10} \text{ à } 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}. \\ C_c & \text{ indice de compression voisin de } 0,25. \end{aligned}$$

La qualité des résultats expérimentaux dépend pour une grande part du mode de préparation des éprouvettes. Pour obtenir des éprouvettes normalement consolidés et des résultats reproductibles, le sol a été remanié et, après un tamisage humide à 80 μm , préparé par malaxage à une teneur en eau de 50 % correspondant à 1,4 fois sa limite de liquidité.

2.3.2. - Résultats expérimentaux d'essais de consolidation sous charge statique

La figure 13 présente des courbes de consolidation sous charges statiques obtenues à l'oedomètre classique et à la cellule de Rowe. Ces courbes donnent les variations en fonction du facteur temps T , du degré de consolidation défini à partir des mesures de tassement $U = \Delta h(t)/\Delta h_s$ (où $\Delta h(t)$ et Δh_s sont respectivement le tassement à l'instant t et le tassement final) et du degré de consolidation local à la base de l'échantillon déterminé à partir des mesures de la surpression interstitielle à la cellule de Rowe, soit :

$$U(1, T) = 1 - \frac{\Delta u(1; T)}{\Delta u_i}$$

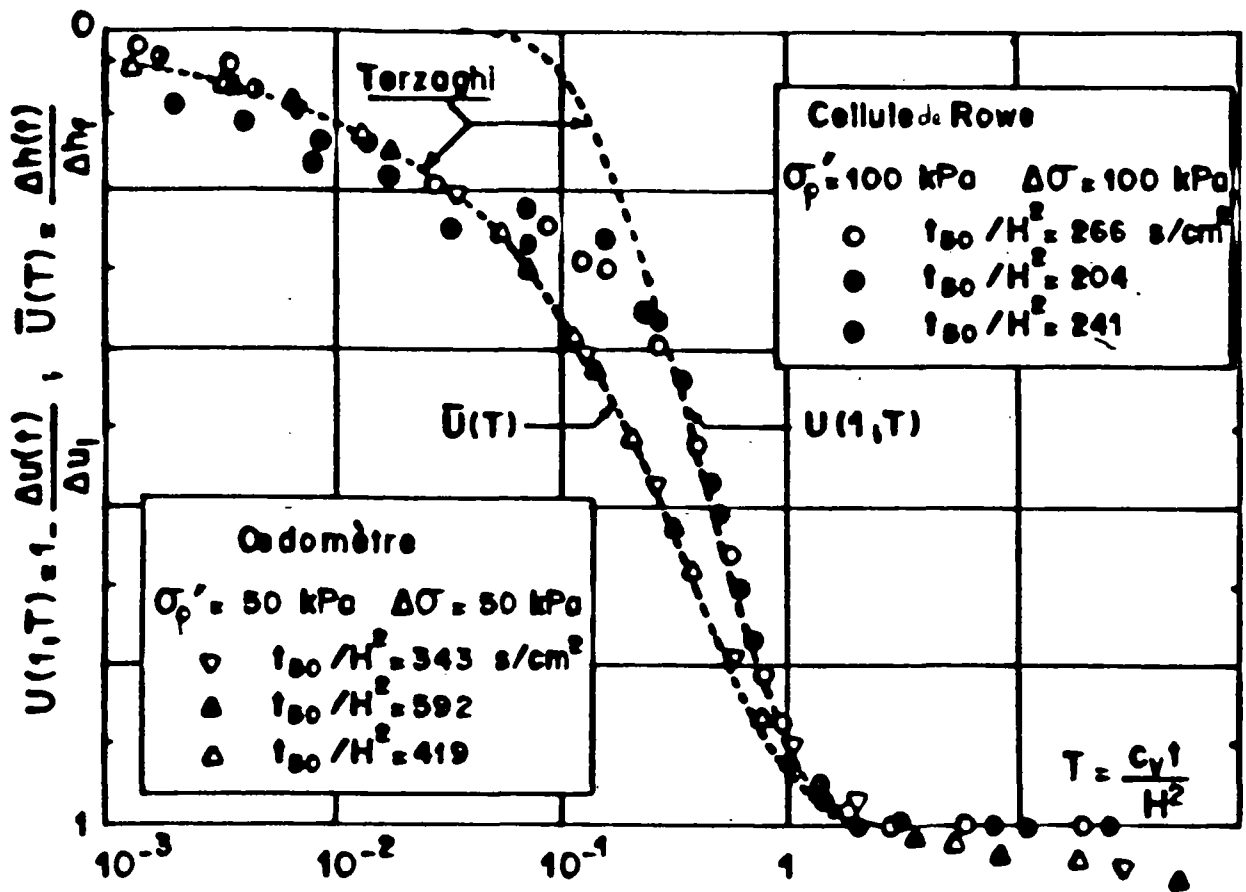


Fig 13 : Courbes de consolidation sous charges statiques et cycliques à la cellule de Rowe. Comparaison théorie-expérience.

où : $\Delta u(\pi ; T)$ et Δu_1 sont respectivement la surpression interstitielle mesurée à l'instant T et celle mesurée initialement,

et où le facteur temps T est défini par :

$$T = T(50) \cdot t/t_{50}$$

en considérant la valeur du t_{50} déterminée à partir de la courbe de tassement.

Il est à noter que toutes les courbes de consolidation établies à partir des mesures de tassement sont de forme très proche de celle de la courbe théorique de TERZAGHI. Cependant, ces résultats montrent une forte dispersion entre les valeurs de t_{50}/H^2 obtenues pour le même palier de charge. Les courbes de dissipation des surpressions interstitielles font apparaître pour des degrés de consolidation inférieurs à 35 % un certain écart entre la courbe de référence déduite de la théorie de TERZAGHI et l'expérience. Cet écart est probablement dû à l'effet d'une légère surconsolidation lors de la mise en place de l'éprouvette. Cependant, pour les degrés de consolidation supérieurs à 35 %, on observe un très bon accord entre les résultats expérimentaux et la théorie de TERZAGHI. Il en résulte que la valeur du coefficient de consolidation c_v déterminée à partir des mesures de pressions interstitielles est pratiquement identique à celle déterminée à partir des mesures de tassements.

La Figure 14 présente les variations du rapport t_{50}/H^2 , caractérisant la vitesse de consolidation, en fonction de la contrainte effective. Les valeurs de t_{50}/H^2 sont des valeurs moyennes obtenues en considérant l'ensemble des essais effectués respectivement à l'oedomètre

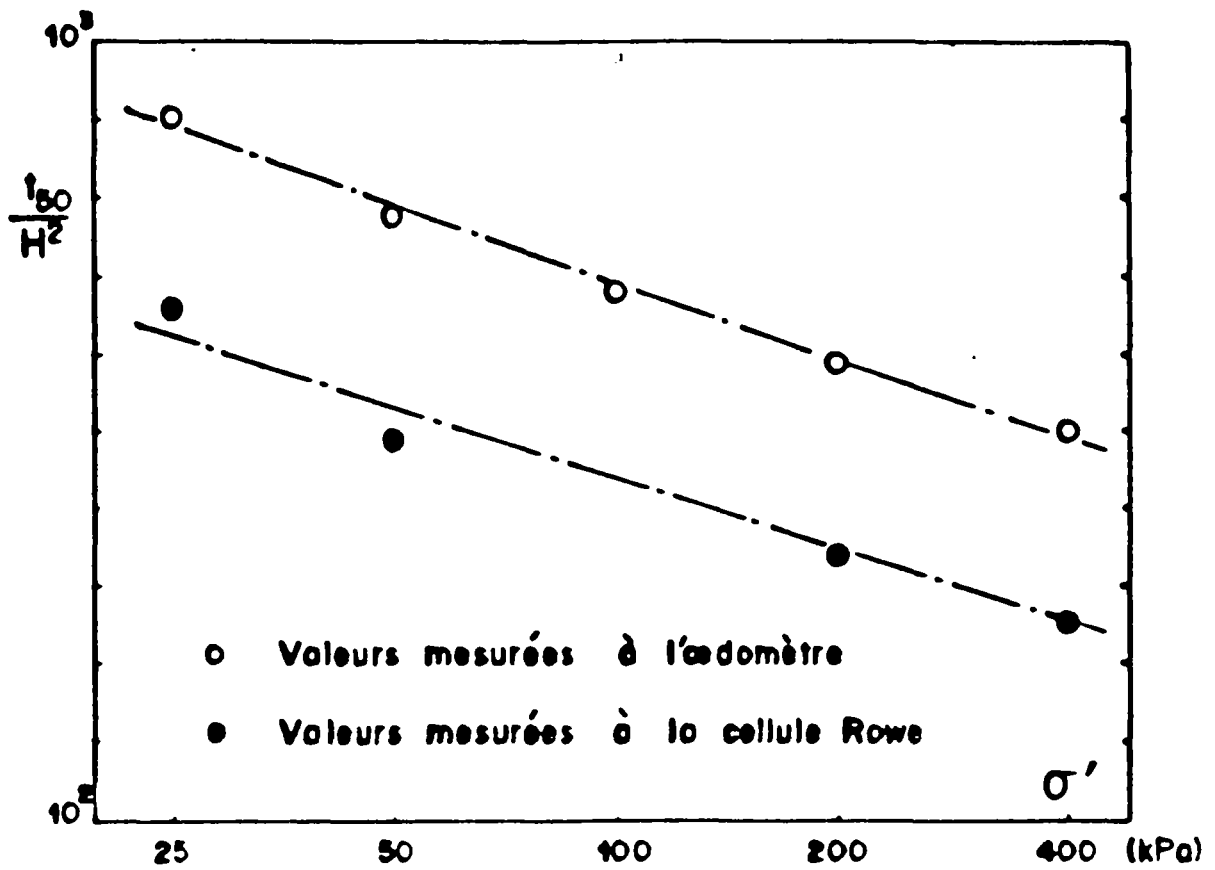


Fig. 14 - Variations des valeurs moyennes de t_{50}/H^2 avec la contrainte effective

classique et à la cellule de Rowe. On remarque que, dans la représentation logarithmique adoptée, les droites de régression sont caractérisées par un coefficient de corrélation supérieur à 0,97. Cela permet, dans le cas des essais avec un palier de chargement cyclique, d'évaluer la valeur de t_{50} que l'on aurait obtenue sous un chargement statique correspondant au même palier à partir des valeurs de t_{50} mesurées lors des paliers précédents et suivants. Les résultats obtenus sur la cellule de Rowe indiquent des vitesses de consolidation supérieures à celles mesurées à l'oedomètre.

Certains essais de consolidation ont été effectués à la cellule perméamétrique en mesurant, à la fin de chaque palier, la perméabilité du sol par un essai à charge variable. Pour ces essais, on peut calculer à chaque palier, la valeur du rapport t_{50}/H^2 à partir de la théorie de TERZAGHI en considérant les valeurs expérimentales des caractéristiques de compressibilité a_v et de perméabilité k du sol. D'après la théorie de TERZAGHI ce rapport est donné par :

$$\frac{t_{50}}{H^2} = T(50\%) \frac{a_v \gamma_w}{k(1 + e_0)} \dots\dots\dots (1)$$

En comparant, pour différents paliers de charge, la valeur mesurée du rapport t_{50}/H^2 à celle calculée, on remarque que la théorie conduit à sous-estimer les temps de consolidation.

La figure 15 montre une comparaison entre les variations de l'indice des vides en fonction de la contrainte effective mesurées à l'oedomètre et à la cellule de Rowe. Les écarts observés pour les paliers de faibles contraintes (< 25 kPa) sont essentiellement dus à

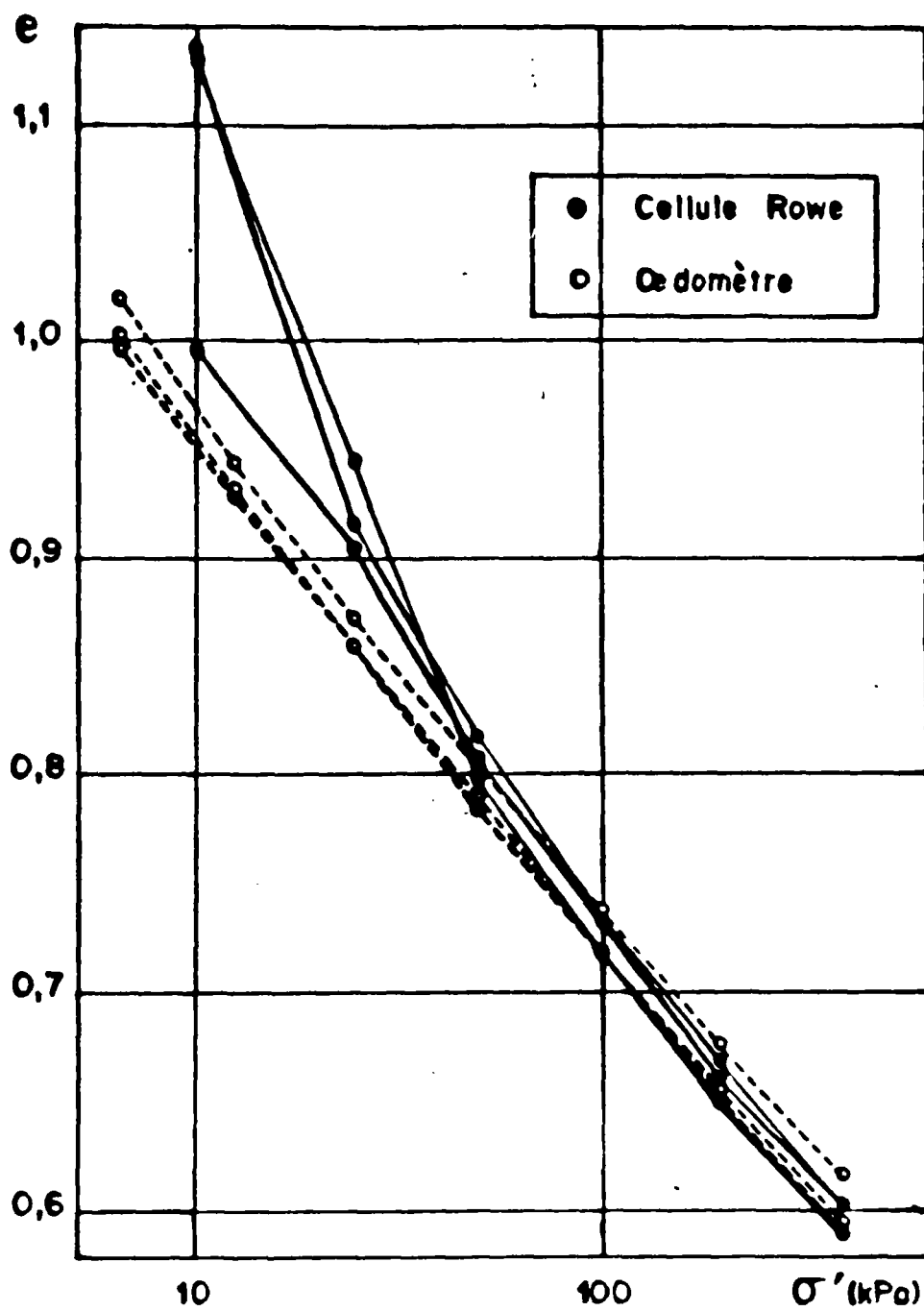


Fig. 15 - Courbes oedométriques

l'imprécision des mesures ayant pour origine des difficultés de réglage du système de mise en pression à la cellule de Rowe sous faibles charges, des frottements parasites, etc.

Il est à noter que le tassement final Δh_s décroît linéairement avec $\lg \sigma'_f$ (σ'_f étant la contrainte effective en fin de palier). L'analyse de l'ensemble des essais à l'oedomètre a montré que la droite de régression de cette variation linéaire présente un coefficient de corrélation supérieur à 0,99. Cela permet lors des essais avec un palier de chargement cyclique d'évaluer le tassement qui aurait été provoqué par un chargement statique correspondant au même palier à partir des valeurs de tassement mesurées lors des paliers précédents.

2.3.3. - Détermination expérimentale des paramètres α et β

D'après la théorie de BALIGH et LEVADOUX, le comportement réel d'un sol peut être schématisé par une relation bilinéaire entre l'indice des vides et la contrainte effective, en considérant respectivement le comportement du sol à l'état normalement consolidé et à l'état surconsolidé. Ce comportement est alors caractérisé par les deux paramètres :

$$\alpha = \frac{a_{vsc}}{a_v} \text{ rapport des coefficients de compressibilité}$$
$$\beta = \frac{c_v}{c_{vsc}} \text{ rapport des coefficients de consolidation}$$

Pour déterminer les valeurs expérimentales de ces paramètres, on a effectué dans la cellule perméamétrique des essais oedométriques au cours desquels chaque palier de contrainte a comporté trois phases de 24 heures chacune :

- Phase 1 : premier chargement sous une contrainte

$$\sigma'_f = \sigma'_p + \Delta\sigma$$

σ'_p étant la contrainte de préconsolidation
du palier,

σ'_f étant la contrainte effective à la fin du
palier.

- Phase 2 : déchargement et retour à la contrainte σ'_p
du palier,

- Phase 3 : rechargement sous la contrainte σ'_f avant de
passer au palier suivant.

A l'issue de chacune de ces phases, on a mesuré la perméabilité du sol par un essai à charge variable.

Les résultats présentés sur la figure 16 montrent que la perméabilité et la compressibilité varient en fonction de la contrainte effective. On remarque également que les paramètres α et β définis par BALIGH et LEVADOUX ne sont pas constants.

S'il est aisé de déterminer la variation du paramètre α avec la contrainte effective, la détermination expérimentale directe du paramètre β s'avère plus difficile car la consolidation du sol à l'état surconsolidé est très rapide et ne permet pas une évaluation précise du coefficient C_{vsc} . On peut cependant évaluer ce coefficient à partir des mesures de la perméabilité. On remarque que :

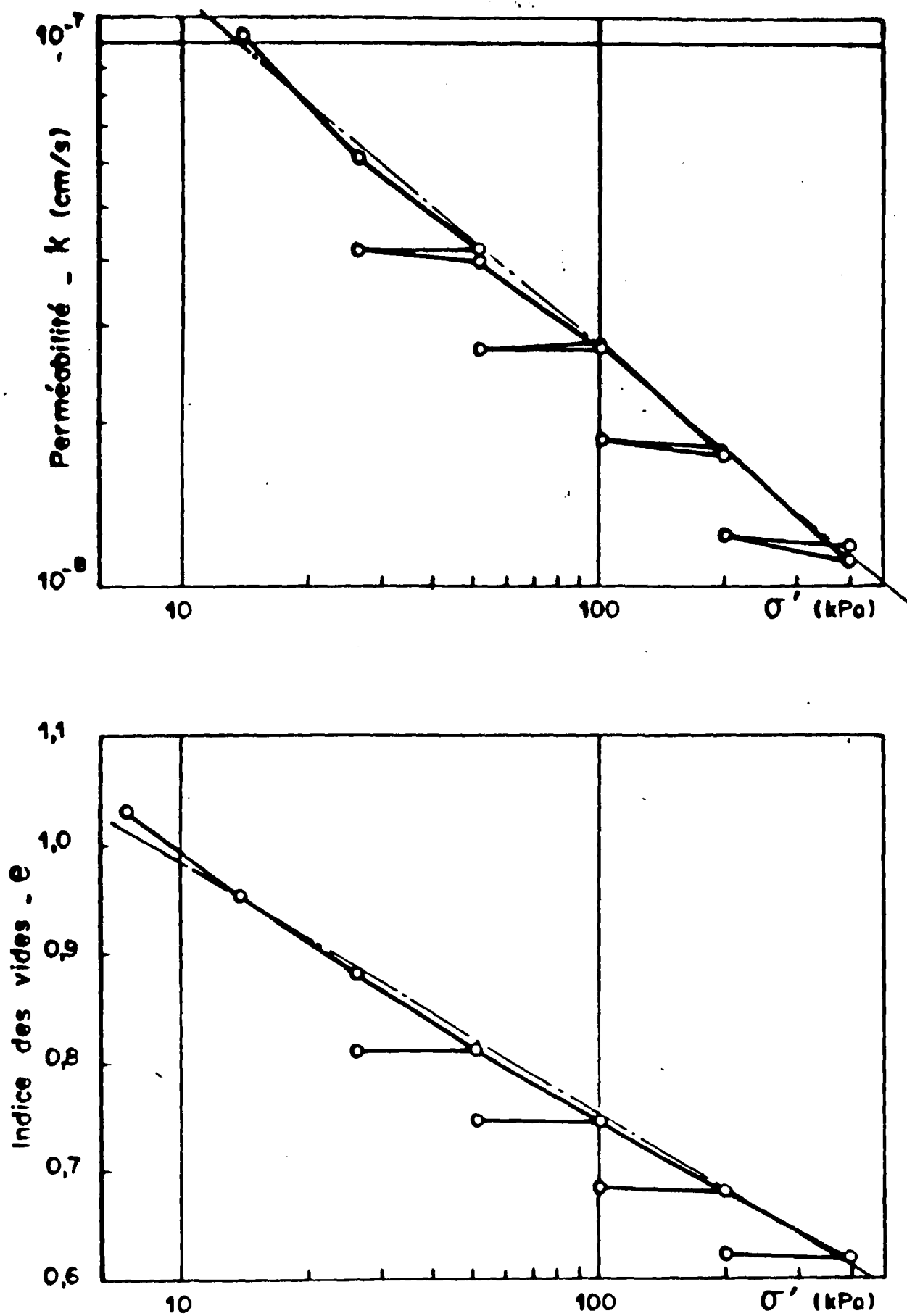


Fig. 16 - Variations de la perméabilité et de l'indice des vides en fonction de la contrainte effective σ'

$$\beta_{\min} = \alpha < \beta < \beta_{\max} = \alpha \frac{k(\sigma'_p)}{k(\sigma'_f)}$$

où : σ'_p = contrainte de préconsolidation du palier,
 σ'_f = contrainte effective à la fin du palier.

Les variations des paramètres α et β en fonction de la contrainte effective sont présentées sur la figure 17.

Dans le cas de la cellule de Rowe, il est aussi simple de déterminer un temps caractéristique (t_{50} en l'occurrence) sur les courbes de dissipation de la pression interstitielle pour le sol à l'état surconsolidé que pour le sol à l'état normalement consolidé. Pour une majorité des essais effectués entre 200 et 400 kPa, les valeurs obtenues pour β sont comprises entre 0,05 et 0,09 et sont donc du même ordre de grandeur que celles présentées sur la figure 11.

2.3.4. - Résultats des essais sous charge cyclique

- Présentation

Les figures 18 et 19 montrent des courbes de consolidation obtenues aussi bien sur oedomètre classique que sur la cellule de Rowe lors des essais sous charges cycliques. Ces courbes sont présentés sous la forme d'un degré de consolidation $U = \Delta h(t)/\Delta h_c$ en fonction du facteur temps pour le sol à l'état normalement consolidé, soit :

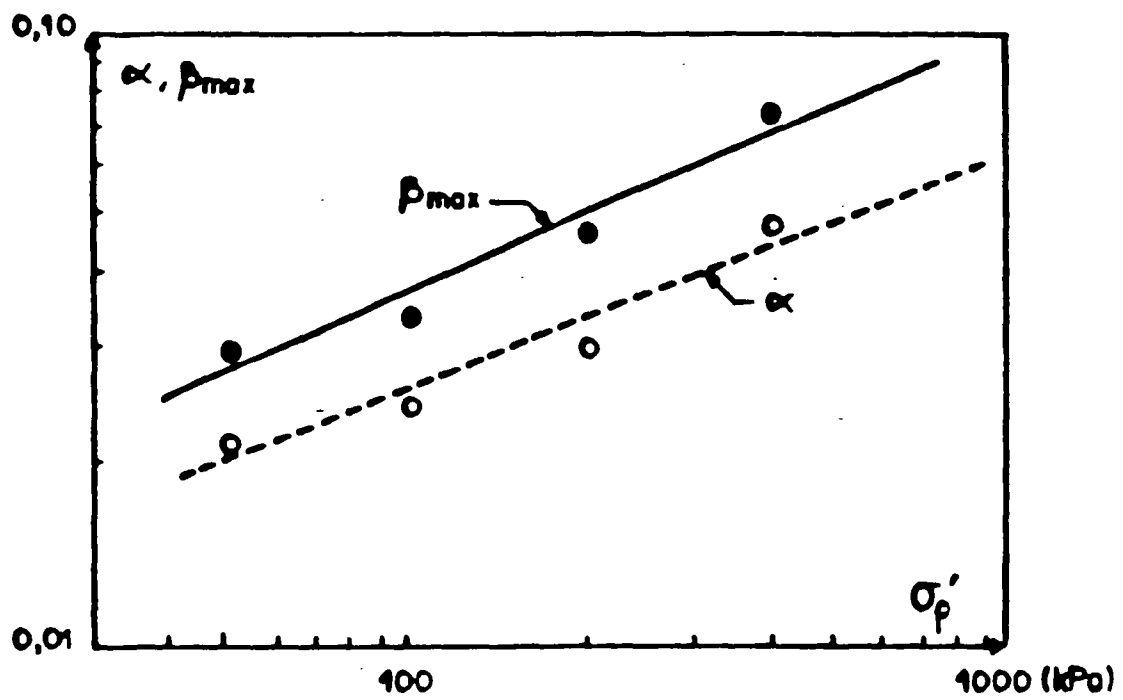


Fig. 17 - Variation de α et β en fonction de σ'_p

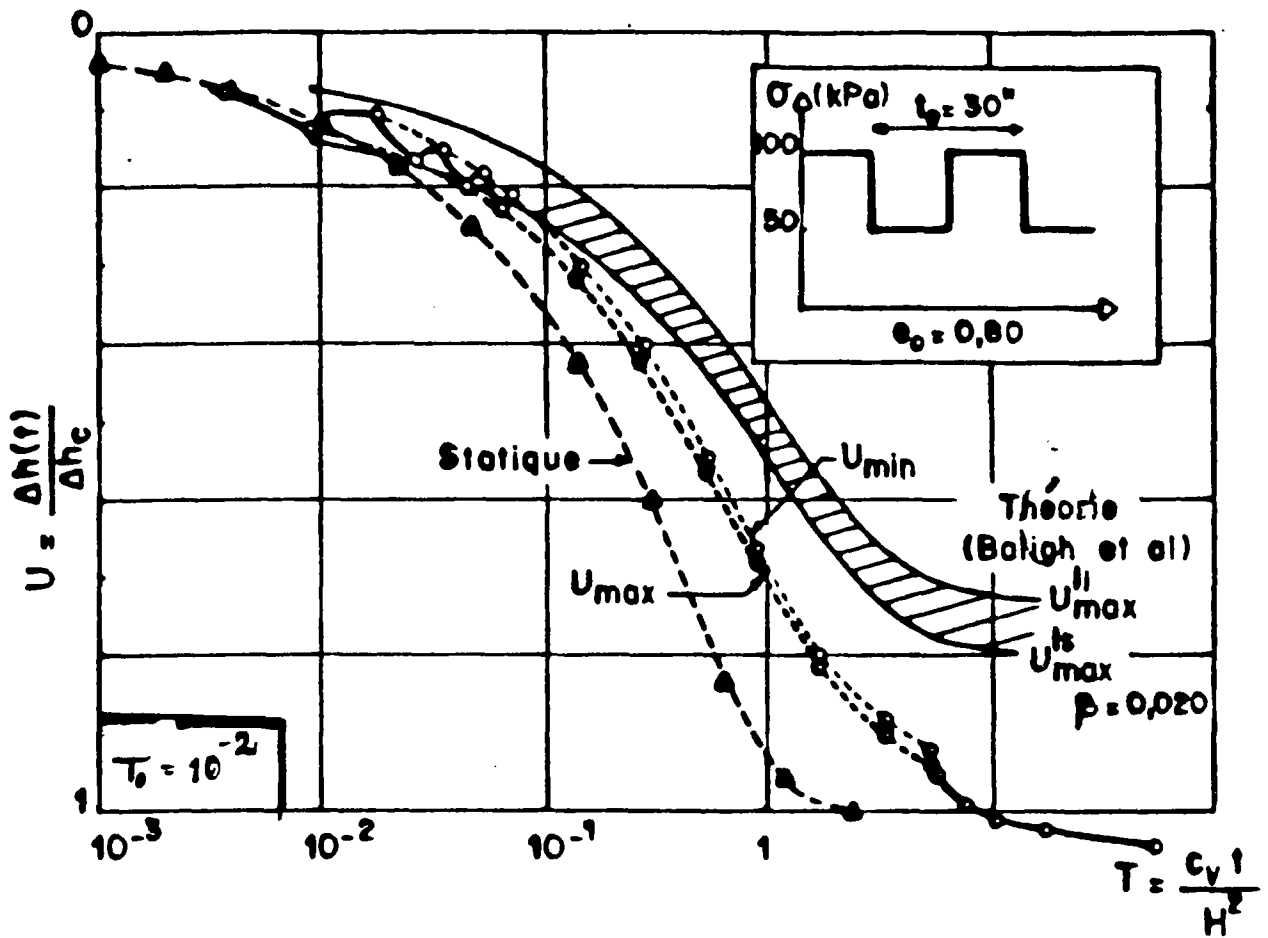


Fig. 18 - Courbes de consolidation sous charges statique et cyclique à l'oedomètre.
Comparaison Théorie-Expérience

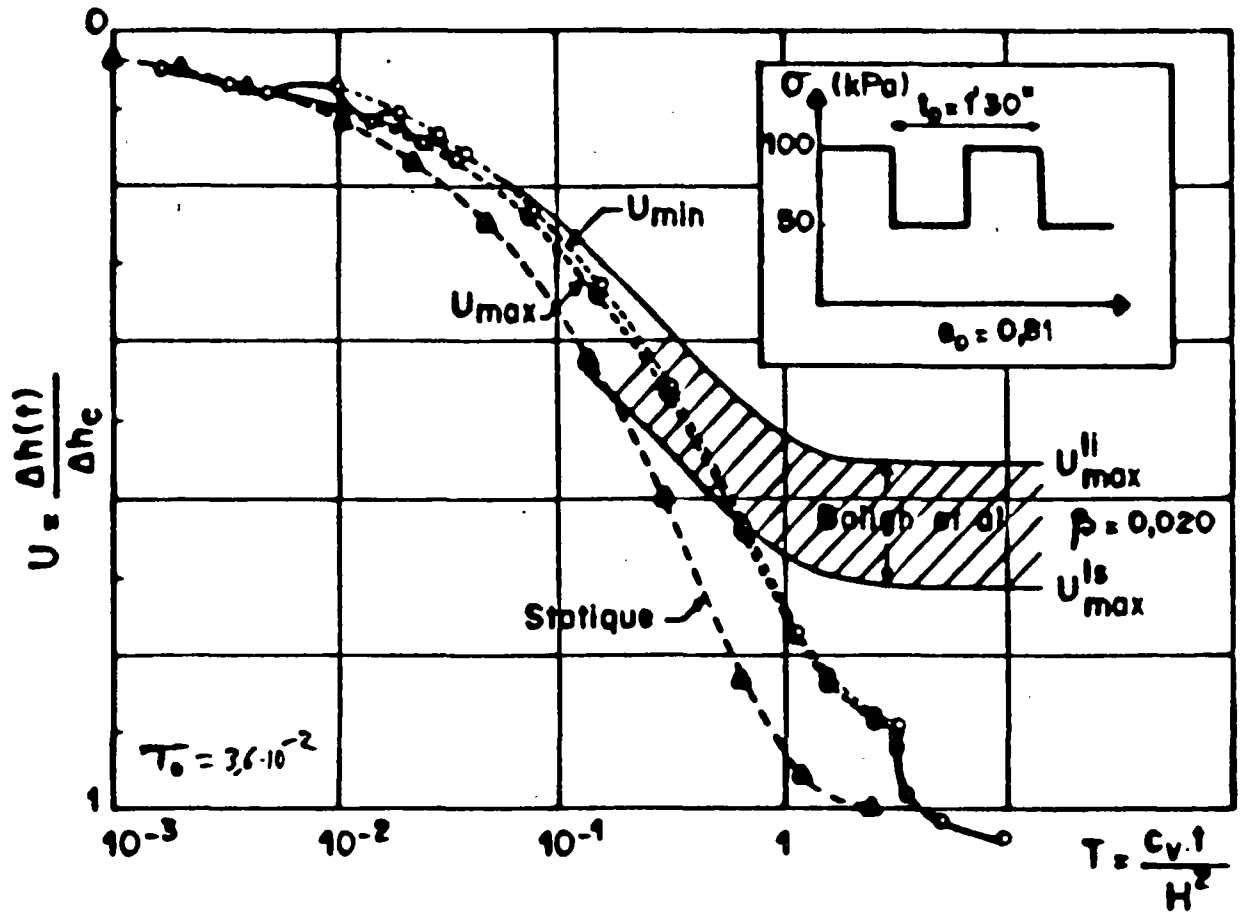


Fig. 19 - Courbes de consolidation sous charges
statique et cyclique à la cellule Rowe.
Comparaison Théorie-Expérience

$$T = T(50 \%) \cdot t/t_{50}$$

où : t_{50} est la valeur estimée pour le temps de consolidation sous charge statique à partir des valeurs de t_{50} mesurées lors des paliers précédents et suivants.

On remarque que l'allure générale de ces courbes est très proche de celle prévue par la solution de BALIGH et LEVADOUX en considérant les valeurs expérimentales des paramètres α et β . Le tassement oscille à l'intérieur d'un fuseau qui s'est révélé très étroit défini par deux courbes enveloppes. L'allure de ces courbes montre que, d'une façon générale, la charge cyclique a été maintenue suffisamment longtemps pour que le phénomène de consolidation primaire soit arrivé à son terme et que les tassements restant à intervenir ne correspondent qu'au phénomène de consolidation secondaire, autrement dit on atteint un état d'équilibre à pression interstitielle moyenne constante. Ce point est confirmé par les mesures des surpressions interstitielles à la cellule de Rowe. A l'arrêt des cycles on maintient la contrainte maximale (100 kPa) constante. On observe alors une reprise du tassement de consolidation primaire due à une dissipation des surpressions interstitielles. Ces résultats sont en accord avec les résultats théoriques indiquant qu'à l'état d'équilibre sous charge cyclique, la couche du sol n'est pas entièrement consolidée ($U_{\max}^{\infty} < 1$).

- Etude paramétrique

La variable principale de cette étude est la période des cycles t_0 exprimée en facteur temps pour le sol à l'état normalement

consolidé, soit : $T_o = C_v \cdot t_o / H^2$. Les essais sous charges cycliques avec des périodes relativement longues ($T_o > 10^{-2}$) ont été effectués à l'oedomètre classique. Pour effectuer des cycles de courte durée on a utilisé la cellule de Rowe où un système électronique, mis au point par le C.E.R.M.E.S., a permis d'automatiser l'exécution du chargement cyclique. On présente ci-après les résultats expérimentaux concernant l'effet des cycles sur le degré de consolidation à l'état d'équilibre sous la charge cyclique, sur le tassement final, sur la vitesse de consolidation et sur la dissipation des surpressions interstitielles.

- Degré de consolidation à l'état d'équilibre sous charge cyclique

La théorie de BALIGH et LEVADOUX montre que les degrés de consolidation U_{\max}^{∞} et U_{\min}^{∞} atteints à l'état d'équilibre sous charge cyclique sont fonction de la période des cycles exprimée en facteur temps pour le sol surconsolidé T_o/β .

La Figure 20 montre les valeurs expérimentales de ces degrés de consolidation en fonction de la période T_o . Les valeurs expérimentales sont comparées aux courbes théoriques calculées en utilisant les valeurs de α et β déterminées à partir d'essais sous charges statiques $\beta = 0,020$ et $\alpha = 0,025$. Cette comparaison montre que, comme le prévoit la théorie, la valeur de U_{\max}^{∞} croît avec la période. Cependant, les valeurs théoriques de U_{\max}^{∞} obtenues en utilisant la valeur expérimentale du paramètre β sont nettement inférieures à celles observées expérimentalement.

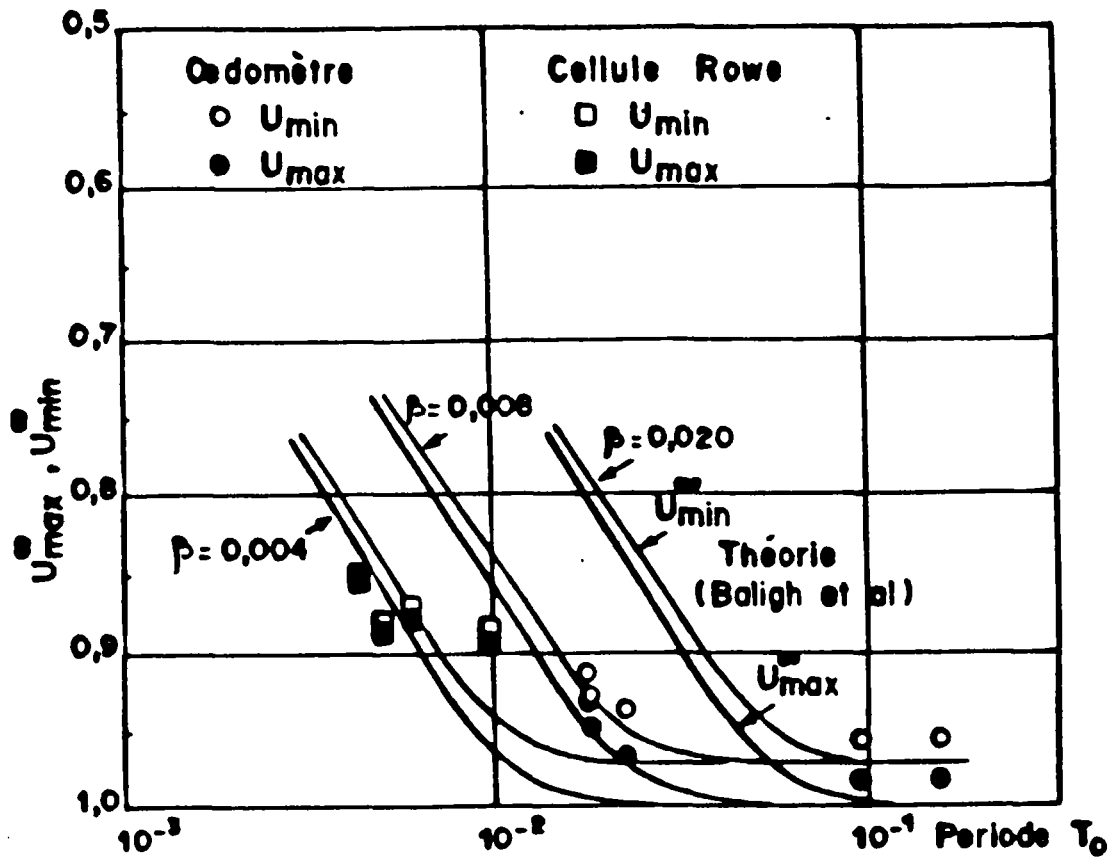


Fig 20 : Degrés de consolidation
maximum et minimum à l'état
d'équilibre.

Il est possible de déterminer pour chaque essai la valeur de α à partir de l'équation (10). Les valeurs de α ainsi déterminées à partir de l'ensemble des essais cycliques sont regroupées sur la figure 21. On remarque que, si les valeurs déduites des essais à l'oedomètre classique correspondent à la valeur déterminée à partir des essais sous charges statiques (Figure 17), celle-ci est nettement supérieure aux valeurs obtenues dans les essais à la cellule de Rowe. Cela traduit dans le cas de la cellule de Rowe un regonflement plus faible que ne le prévoit la théorie ; cet écart peut être attribué à l'effet des frottements parasites.

- tassement final - Δh_c

La figure 22 montre l'effet des cycles sur le tassement total Δh_c obtenu après arrêt des cycles en maintenant la charge maximale constante. On remarque que le rapport $\Delta h_c / \Delta h_s$ (Δh_s étant le tassement final correspondant à un essai sous charge statique) croît légèrement avec la période des cycles T_0 , mais l'effet sur l'amplitude des tassements reste inférieur à 10 %.

- vitesse de consolidation

Sur les figures 18 et 19, on compare les courbes de consolidation sous charge cyclique avec celles obtenues sous la contrainte statique maximale. On remarque que, comme le prévoit la théorie, les cycles ont pour effet de ralentir la consolidation. Pour caractériser cet effet des cycles, on a déterminé sur les courbes de consolidation cyclique le temps t_{50c} nécessaire pour atteindre un degré de consolidation de 50 % défini par rapport au tassement total Δh_c . Les valeurs du rapport

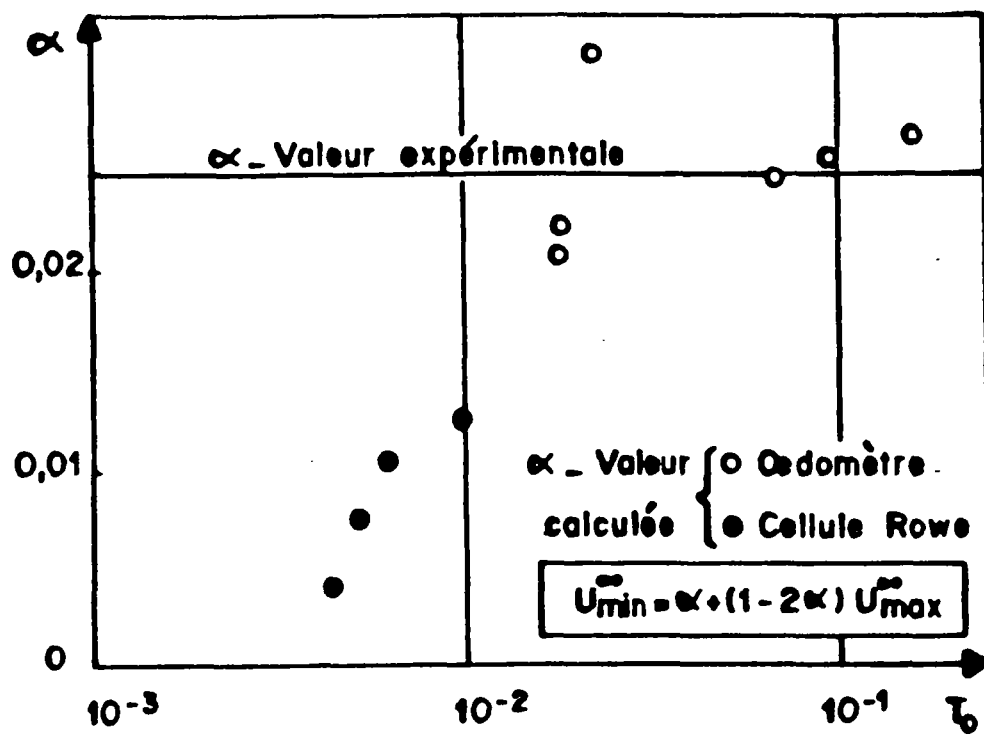


Fig 21 : Comparaison des valeurs du paramètre α en fonction de la période.

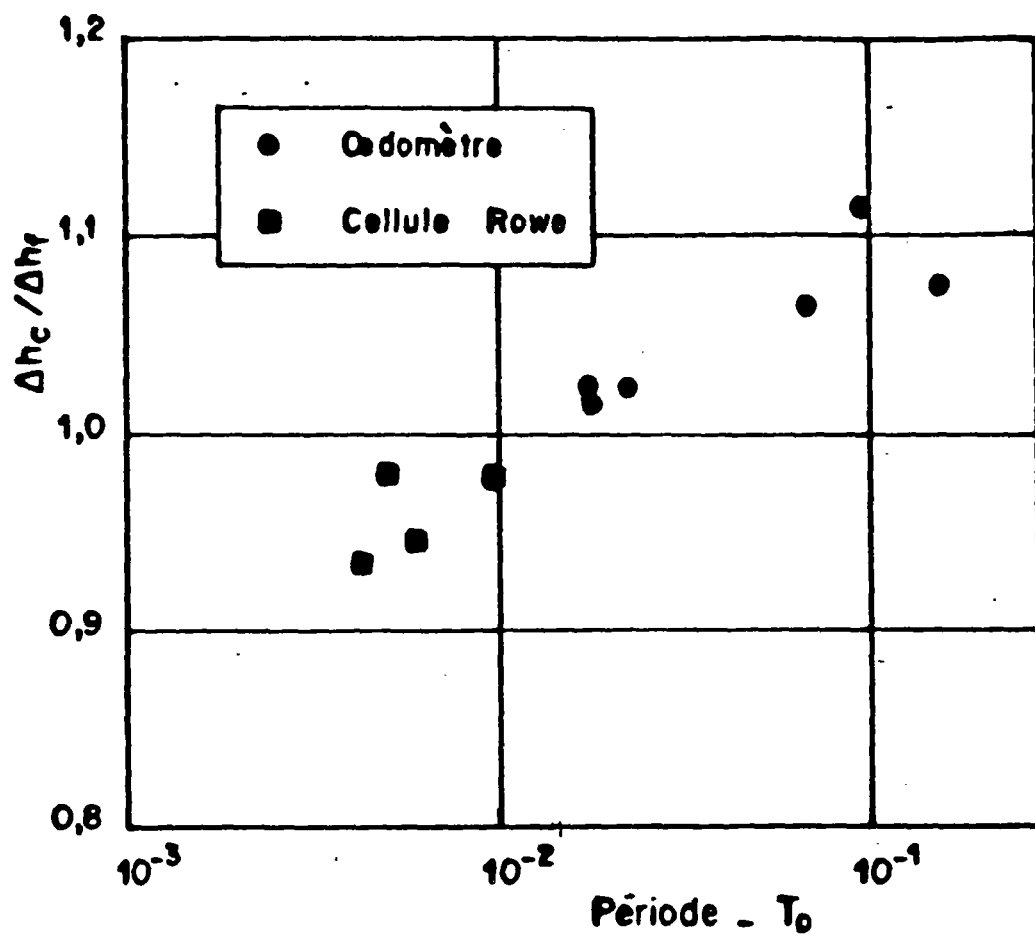


Fig 22 : Effet de la période des cycles
sur le tassement total après
l'arrêt des cycles.

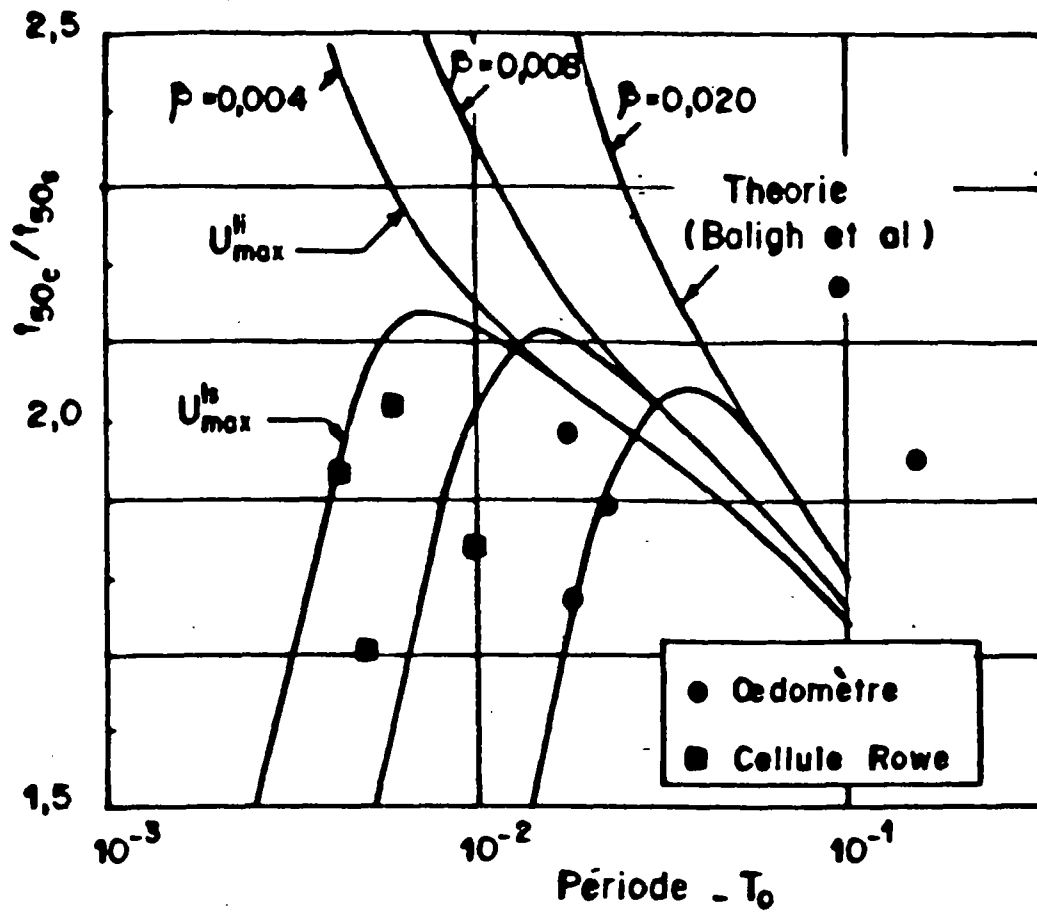
t_{50c}/t_{50s} (où t_{50s} correspond à un essai sous charge statique) sont regroupées sur la Figure 23 en fonction de la période des cycles T_0 . On remarque que, pour l'ensemble des essais à l'oedomètre et à la cellule de Rowe, la valeur de ce rapport est aux environs de 2. On observe ainsi pratiquement un doublement des temps de consolidation sous cycles par rapport à la consolidation sous charge statique.

La comparaison entre les courbes théoriques de consolidation sous charge cyclique et les courbes expérimentales présentées sur la figure 18 montre que la théorie de BALIGH et LEVADOUX conduit à sous-estimer considérablement la vitesse de consolidation et le degré de consolidation à l'état d'équilibre. Il est à noter que, pour la période des cycles considérée ($T_0 = 10^{-2}$), l'écart entre les bornes inférieure et supérieure, calculées en utilisant la valeur expérimentale de β ($\beta = 0,020$) devient important.

Sur la figure 23, on compare les valeurs expérimentales du rapport t_{50c}/t_{50s} avec les valeurs théoriques calculées pour différentes valeurs du paramètre β . L'écart entre les bornes inférieure (U_{max}^{li}) et supérieure (U_{max}^{ls}) devient important pour les périodes courtes et rend alors toute comparaison difficilement interprétable.

- Pression interstitielle sous charge cyclique

La figure 24 montre pour un essai de consolidation sous charge cyclique la variation de la contrainte effective à la base de l'échantillon déduite des mesures de pressions interstitielles à la cellule de Rowe. On peut distinguer 3 phases :



Fig_23 : Effet de la période des cycles sur la vitesse de consolidation.

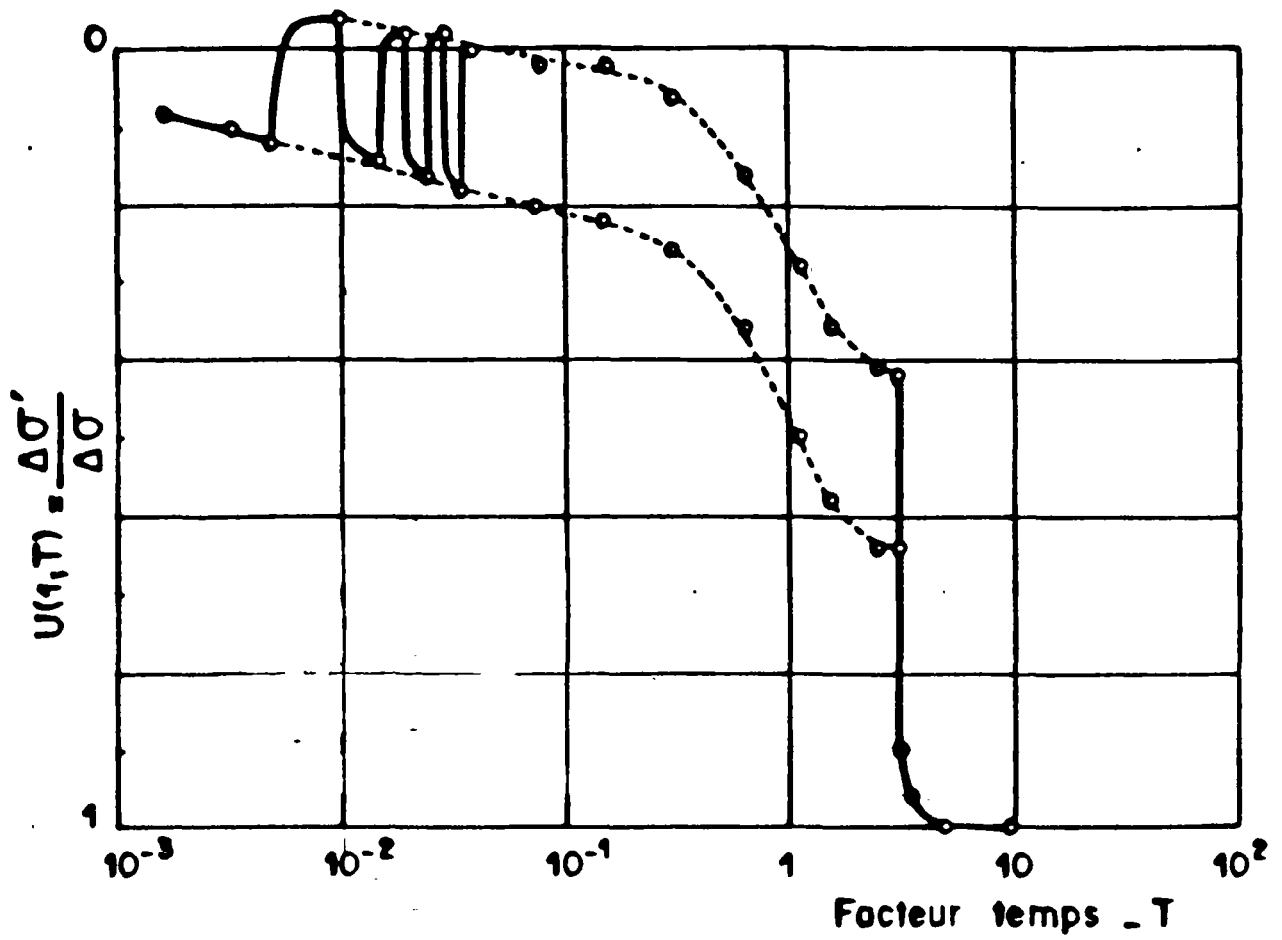


Fig. 24 - Variation de la contrainte effective mesurée
lors d'une consolidation sous charge cyclique

- une phase transitoire qui aboutit sur un état d'équilibre,
- un état d'équilibre caractérisé par des variations de la pression identiques d'un cycle à l'autre,
- une courbe de dissipation après arrêt des cycles lorsque la charge maximale appliquée (100 kPa) est maintenue constante.

Pendant la phase transitoire, la contrainte effective mesurée à la base de l'échantillon croît lorsque le sol est chargé et décroît lorsqu'il est déchargé. Elle oscille donc à l'intérieur d'un fuseau défini par deux courbes enveloppes tendant chacune vers une valeur limite lorsqu'on atteint l'état d'équilibre. L'écart entre les deux reste pratiquement constant tout au long de la consolidation.

Sur la figure 25, on compare la variation expérimentale de la contrainte effective à la base de l'éprouvette au cours d'un cycle à l'état d'équilibre avec celle déduite de la théorie de BALIGH et LEVADOUX.

D'après la théorie, lorsqu'on a atteint un état d'équilibre, la totalité de la couche de sol a un comportement surconsolidé et la répartition des contraintes et des pressions interstitielles est alors identique à celle obtenue à partir de l'équation (6) en considérant un sol à comportement réversible avec une période de cycle T_0/β .

La comparaison entre la théorie et l'expérience fait apparaître certaines différences entre les variations calculées et celles mesurées de la contrainte effective. Cependant, les valeurs théoriques des contraintes effectives maximale et minimale atteintes au cours des

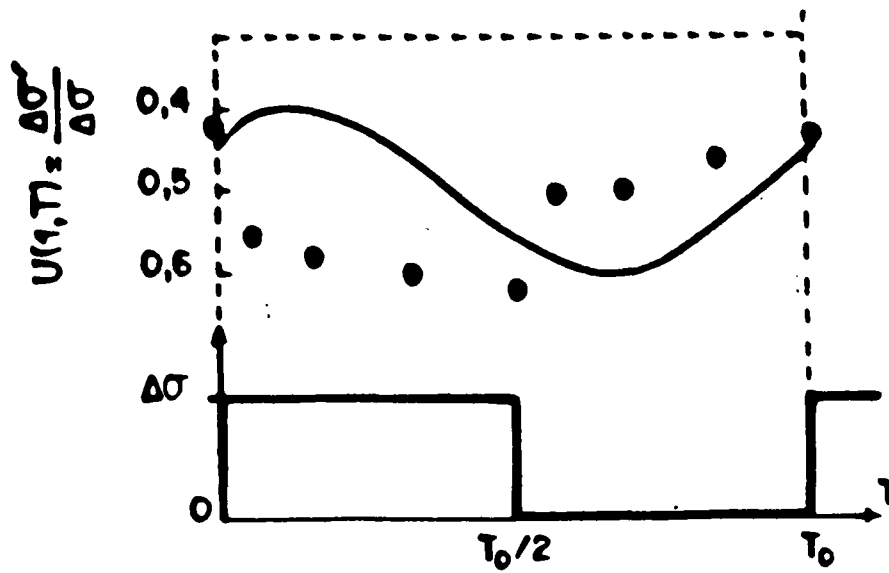


Fig. 25a - Variation de la contrainte effective à la base à l'état d'équilibre

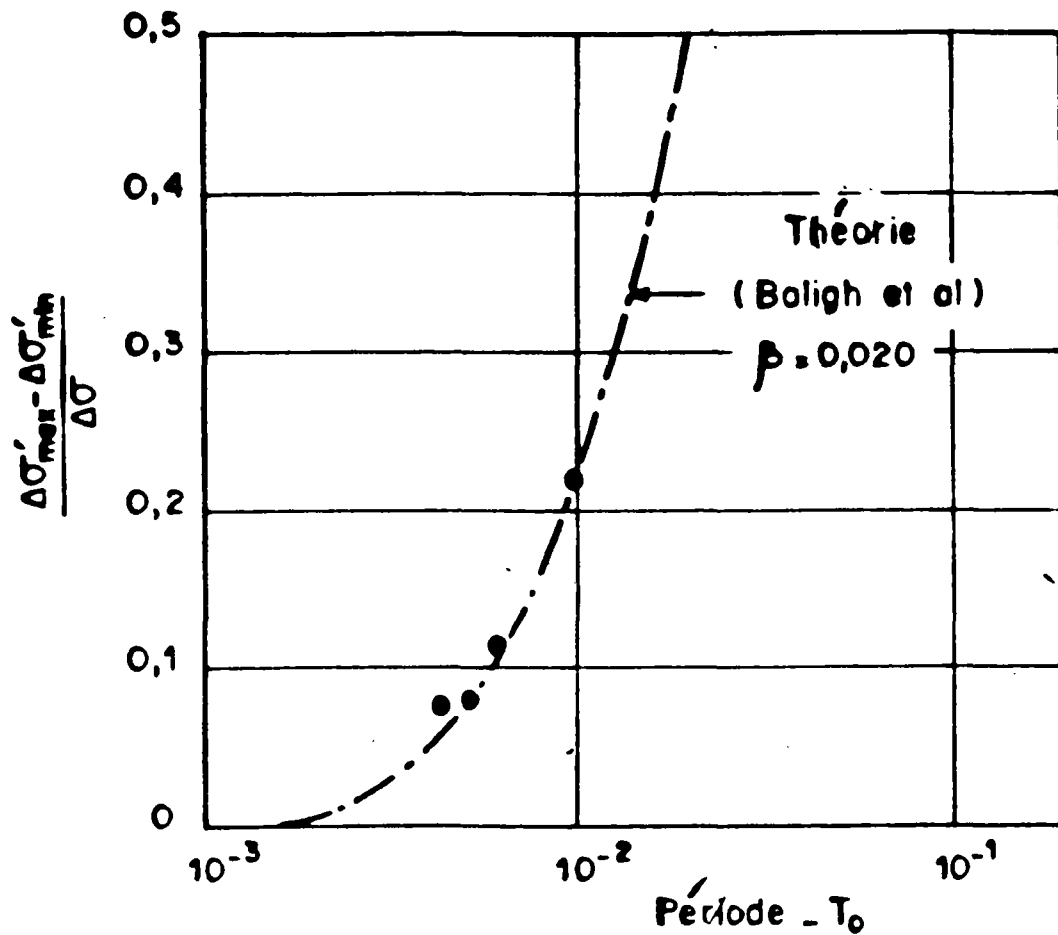


Fig. 25b - Amplitude de la variation de la contrainte effective à la base à l'état d'équilibre

phases de chargement et de déchargement correspondent aux valeurs mesurées. On peut en particulier noter que, comme le suppose la théorie (équation 8), on a pratiquement : $\Delta\sigma'_{\max} + \Delta\sigma'_{\min} = \Delta\sigma$. Par ailleurs, d'après la théorie, l'amplitude de la variation de la pression interstitielle n'est fonction que de la période des cycles T_0/β . La Figure 25b montre que les valeurs expérimentales de cette amplitude correspondent aux prévisions théoriques obtenues en prenant pour β sa valeur expérimentale ($\beta = 0,020$ - Figure 17).

Enfin, il est intéressant de noter que la comparaison entre la théorie et l'expérience fait apparaître un bon accord entre les valeurs mesurées et calculées des pressions interstitielles à l'état d'équilibre, alors que la théorie conduit à sous-estimer le tassement à l'état d'équilibre et la vitesse de consolidation. Ces différences peuvent être attribuées, du moins partiellement, à l'effet sur le tassement de l'irréversibilité du comportement du sol à l'état surconsolidé sous charges cycliques.

En effet, cette irréversibilité a été mise en évidence par un essai à l'oedomètre classique ou un chargement statique ($\sigma'_p = 200$ kPa ; $\Delta\sigma = 200$ kPa) a été suivi d'une succession de déchargements et de rechargements (entre 100 et 400 kPa) dont la période (durée de chargement ~ 100 min., durée de déchargement ~ 4 min.) était suffisante pour une dissipation complète des surpressions interstitielles. La Figure 26a montre la courbe de consolidation correspondante. La Figure 26b montre les courbes de consolidation obtenues lors des différentes phases de chargement, le sol étant entièrement surconsolidé. On remarque l'apparition de tassements irréversibles liés probablement au phénomène de fluage du sol (consolidation secondaire). En effet, lors d'un rechargement la consolidation primaire est pratiquement terminée avant d'atteindre le tassement obtenu lors de la phase précédente. Comme le montre

la Figure 26a l'accumulation de ces tassements irréversibles du sol à l'état surconsolidé, s'effectue à une vitesse supérieure à celle de la consolidation secondaire du sol normalement consolidé.

Pour le chemin de contrainte unidimensionnel suivi lors d'un essai oedométrique, ce comportement irréversible à l'état surconsolidé ne semble pas avoir un effet sensible sur les pressions interstitielles, en particulier à l'état d'équilibre ; il a, par contre, une influence significative sur les tassements totaux. La modélisation adoptée par BALIGH et LEVADOUX ne permet pas de tenir compte de l'irréversibilité du comportement du sol à l'état surconsolidé et conduit donc à sous-estimer les tassements.

CONCLUSIONS

Cette étude expérimentale a permis de mettre en évidence un certain nombre de phénomènes intervenant dans la consolidation unidimensionnelle sous charges cycliques. On remarque en particulier que les cycles ont pour effet de réduire la vitesse de consolidation. Lors d'une consolidation sous un chargement cyclique le sol atteint un état d'équilibre, à pression interstitielle moyenne constante, sans que les surpressions interstitielles provoquées par le chargement appliqué soient entièrement dissipées. Ainsi, à l'état d'équilibre sous la charge cyclique appliquée, le sol n'est pas entièrement consolidé. En maintenant, à l'arrêt des cycles, la contrainte maximale appliquée constante, on provoque une reprise du tassement de consolidation primaire due à une dissipation de la surpression interstitielle qui réside dans l'éprouvette à l'état d'équilibre sous la charge cyclique.

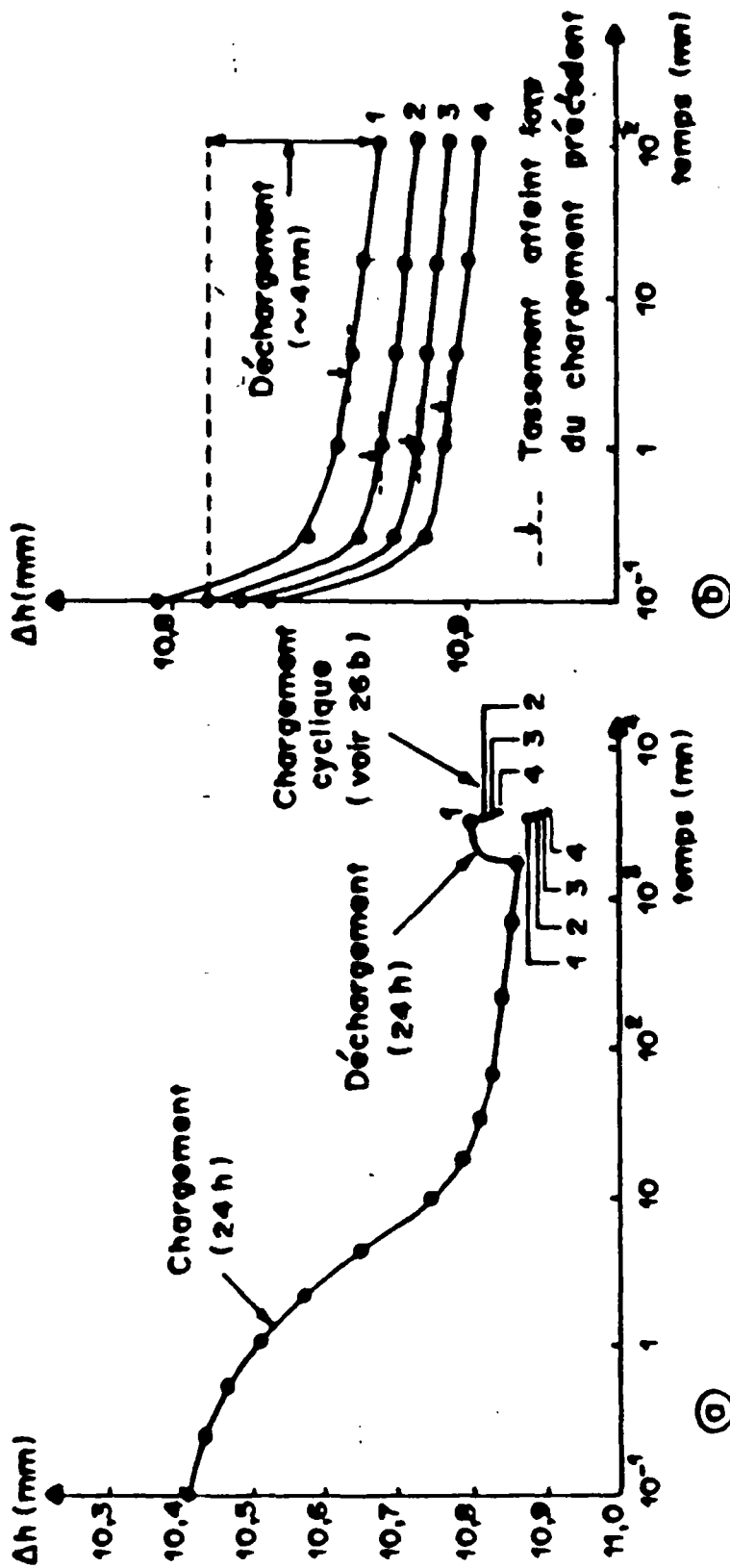


Fig. 26 - Résultats d'un essai cyclique de longue période
à l'oedomètre

La comparaison des résultats expérimentaux avec la solution théorique de BALIGH et LEVADOUX montre que si cette solution permet une interprétation qualitative des phénomènes observés, elle conduit à sous-estimer considérablement la vitesse de consolidation et le degré de consolidation à l'état d'équilibre sous la charge cyclique. En effet, cette solution est fondée sur les hypothèses restrictives de la théorie de TERZAGHI et ne permettent pas de rendre compte fidèlement du comportement irréversible du sol lors des cycles de chargement et de déchargement. Par ailleurs, cette solution n'est pas adaptée à l'étude de la consolidation sous cycles de courtes périodes.

III - ETUDE EXPERIMENTALE DE LA CONSOLIDATION SOUS CHARGE CYCLIQUE SUR UNE KAOLINITE

3.1. - OBJECTIF

L'objectif essentiel de ce programme de recherche est de déterminer les caractéristiques d'un sol très plastique (la kaolinite) à partir d'essais sous charges statiques et d'étudier son comportement sous chargement cyclique. Pour atteindre cet objectif on a poursuivi la méthodologie de la recherche décrite précédemment (voir 2.1.).

3.2. - MATERIEL D'ESSAI

Les essais de consolidation unidimensionnelle ont été effectués à l'oedomètre classique. Quelques essais ont été effectués en utilisant une cellule perméamétrique. Cette cellule permet de déterminer la perméabilité du sol à chaque palier de chargement en réalisant un essai à charge variable par un écoulement d'eau à travers un échantillon de sol contenu dans une cellule oedométrique. Cet écoulement est

canalisé par un tube fin transparent ce qui permet de repérer et de mesurer la chute de niveau de l'eau dans le tube. La mesure de la hauteur initiale de l'eau h_1 et de la hauteur finale h_2 à l'instant t permet de déterminer la perméabilité k par la formule suivante :

$$k = 2,3 \frac{a}{s} \cdot \frac{l}{t} \lg \frac{h_1}{h_2} \dots \dots \dots (20)$$

avec l : hauteur de l'échantillon ;

s : section de l'échantillon ;

a : section du tube.

Les problèmes liés à la mesure de k sont dus au fait que la vitesse d'écoulement de l'eau à travers l'éprouvette est fonction du gradient hydraulique régissant l'écoulement. Les essais montrent que la valeur de k dépend donc sensiblement de la hauteur initiale h_1 . Les fuites d'eau constituent une des grandes difficultés de la cellule perméamétrique. La vitesse d'écoulement étant faible, le temps de chute t doit être suffisamment long pour obtenir une bonne précision de mesures mais pas trop long pour conserver une vitesse moyenne d'écoulement.

3.3 - PROGRAMME D'ESSAIS

Les types d'essais effectués sont :

- sédimentométrie ;
- limites d'Atterberg ;
- mesure du poids volumique γ_s des grains.

- oedomètre : chargement statique, détermination des caractéristiques du sol ;
- oedomètre : chargement statique, détermination des caractéristiques du sol ;
- oedomètre : cellule perméamétrique, détermination du coefficient de perméabilité ;
- oedomètre : chargement cyclique.

Le programme d'essais à l'oedomètre avec chargement cyclique est le suivant :

VARIABLES						
PRECONSOLIDATION : σ'_p	50 kPa				100 kPa	
PERIODE	30"			1'	30"	1'
NOMBRE DE CYCLES	40	80 86	115 120	115	80	80
NOMBRE D'ESSAIS	2	3	2	2	2	2

3.4 - CARACTERISTIQUES DU SOL

3.4.1. - Limites d'Atterberg

Le sol utilisé est la kaolinite. Ses limites d'Atterberg sont:

$$w_L = 60 \quad ; \quad w_p = 31,4 \quad ; \quad I_p = 28,6$$

(w_L = limite de liquidité, w_p = limite de plasticité, I_p = indice de plasticité)

Le diagramme de plasticité (Fig. 27a) montre qu'il s'agit bien d'une argile très plastique (At) contrairement au limon dont les caractéristiques ($w_L = 35$, $I_p = 14$) le placent parmi les argiles peu plastiques. La granulométrie indique que 86 % des grains ont un diamètre de moins 2 μm . Les valeurs des principales caractéristiques de consolidation de la kaolinite à l'état remanié sont :

$$C_v \text{ de } 10^{-3} \text{ à } 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s} \text{ ou de } 10^{-7} \text{ à } 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$k_v \text{ de } 10^{-7} \text{ à } 10^{-6} \text{ cm/s} \text{ ou de } 10^{-9} \text{ à } 10^{-8} \text{ m/s}$$

$$C_c \text{ indice de compression voisin de } 0,49.$$

3.4.2. - Compressibilité du sol

La figure 28 montre l'évolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte effective dans un repère semi-logarithmique. La droite représentant l'évolution de l'indice des vides lorsque le sol est normalement consolidé a pour pente l'indice de compression C_c dont la valeur est $C_c = 0,49$. Lorsque le sol est surconsolidé l'indice de gonflement C_g dépend du sens de chargement.

La figure 29 montre le comportement de la kaolinite lors d'un déchargement et d'un rechargement. Ces résultats expérimentaux mettent en évidence un comportement irréversible de la kaolinite à l'état surconsolidé. Le cycle de déchargement (gonflement) et de rechargement (recompression) conduit à un tassement supplémentaire sous la contrainte de préconsolidation σ'_p . Afin de caractériser le comportement du sol lors d'un gonflement suivi d'une recompression, on assimile dans les calculs suivants les courbes $\Delta h(\sigma')$ de déchargement et de rechargement à des segments de droites (\overline{BA} et \overline{AC} sur la figure 29). Ces segments ont respectivement pour pentes l'indice de gonflement C_g et l'indice de recompression C_{rc} (Fig. 28). Pour déterminer l'évolution de ces caractéristiques

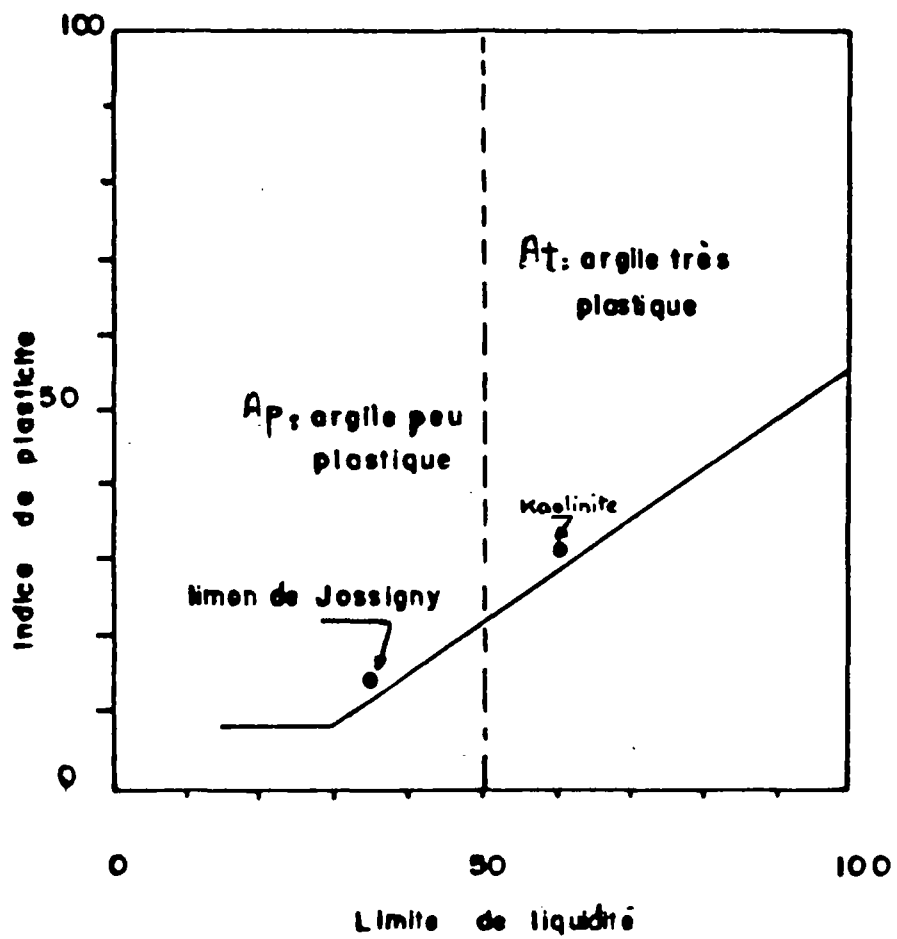


Fig 27a: Classification des sols utilisés.

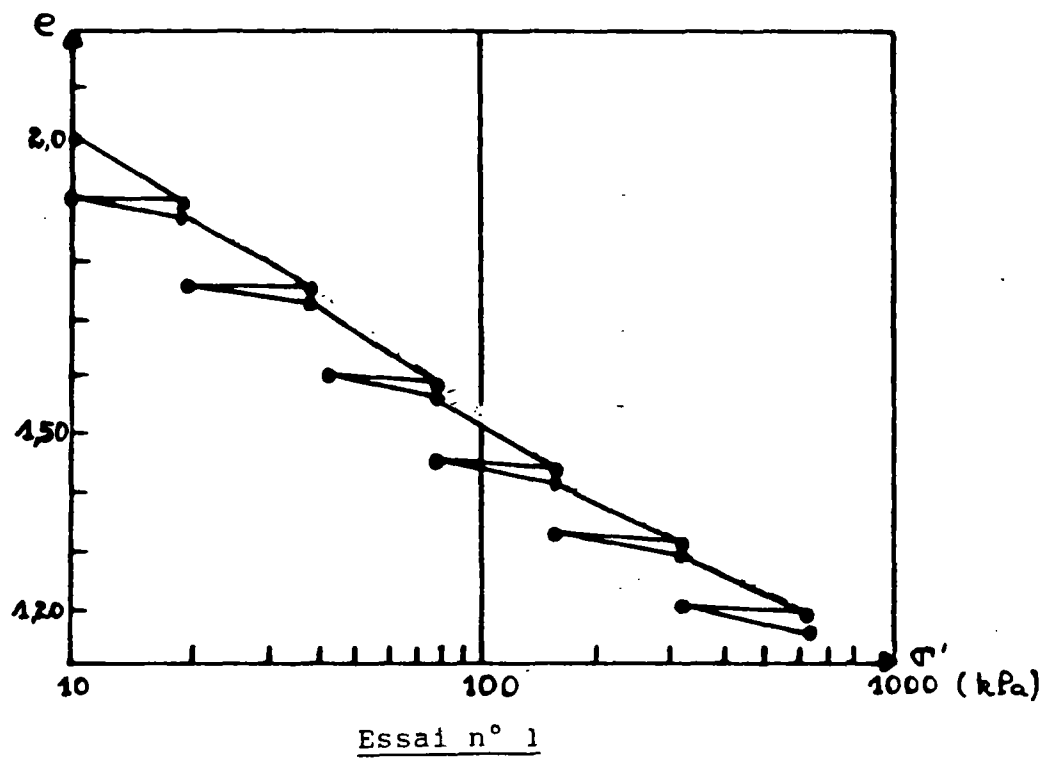


Fig 28 : Evolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte effective.

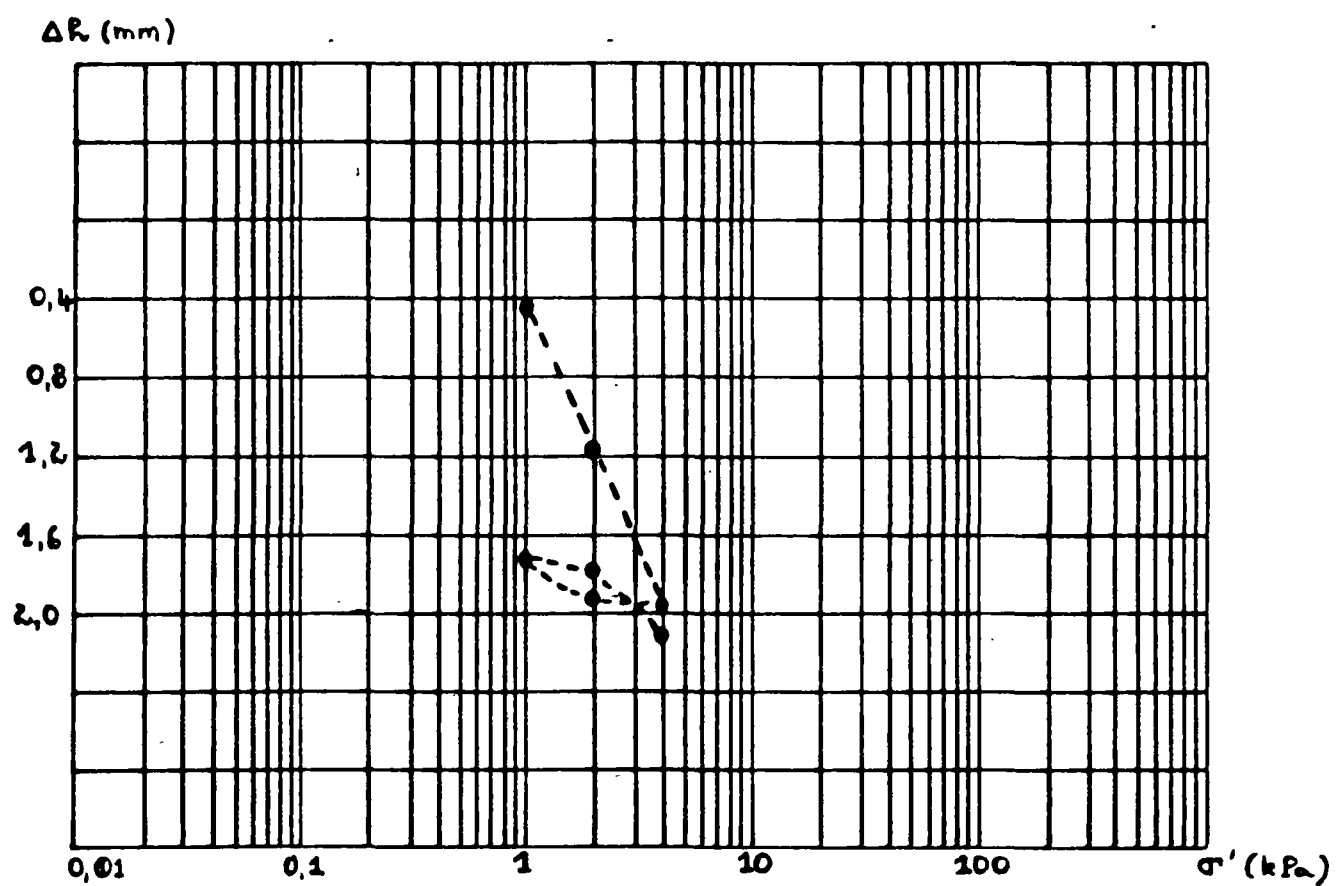


Fig 29 : Evolution du tassement lors d'un déchargement et lors d'un rechargement.

en fonction de la contrainte de préconsolidation σ'_p on a effectué des essais de déchargement à un rapport de surconsolidation, $OCR = 2$, en relevant le tassement au début et à la fin de l'essai. Le déchargement a été suivi d'un rechargement sous la contrainte de préconsolidation σ'_p . Les tassements mesurés à la fin du déchargement et du rechargement (Figure 28) ont permis de déterminer l'évolution du coefficient C_g et C_{rc} en fonction de σ'_p . La valeur de l'indice C_g lorsque le sol regonfle est inférieure à la valeur de l'indice C_{rc} lorsqu'il est rechargé. Le rapport $\frac{C_g}{C_{rc}}$ est souvent supérieur à 50 %. Il s'en suit donc que la kaolinite a un comportement irréversible dans le domaine surconsolidé.

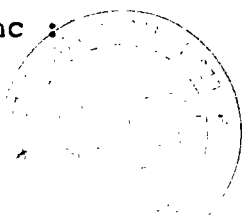
On observe que le coefficient C_c est constant alors que les valeurs de C_g et de C_{rc} sont fonction de la contrainte de préconsolidation σ'_p (Fig. 30).

L'indice des vides e varie en fonction de la contrainte de préconsolidation σ'_p et de la contrainte effective σ' . Cette variation a pour expression :

$$e = e_0 + C_c \lg \sigma'_p - C_g \lg \frac{\sigma'}{\sigma'_p} \dots\dots\dots (21)$$

où : e_0 est l'indice des vides initial

Le coefficient de compressibilité a_v du sol est défini comme le rapport de l'incrément de l'indice des vides sur l'incrément de la contrainte effective σ' , soit $a_v = de/d\sigma'$. On appelle a_{vg} le coefficient de gonflement du sol et a_{vrc} le coefficient de recompression du sol, on a donc :



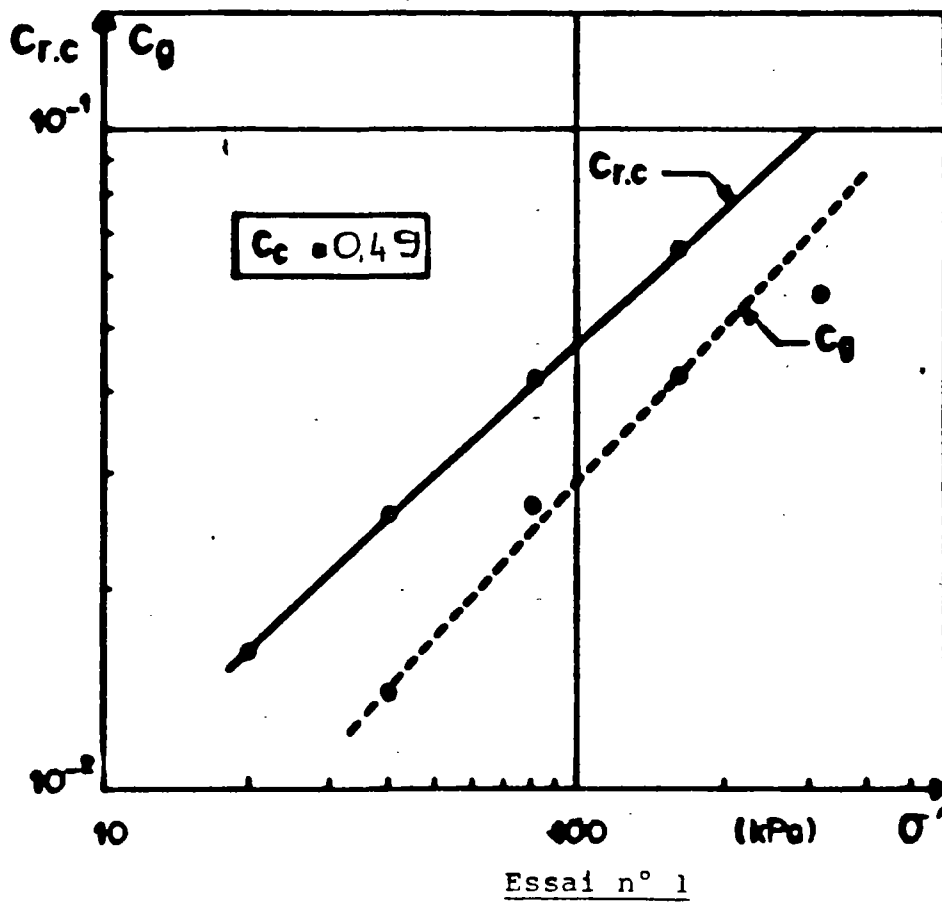


Fig 30 : Evolution de l'indice de gonflement C_g et de l'indice de recompression C_{rc} en fonction de la contrainte effective.

- lors de la consolidation : $a_v = \left(\frac{de}{d\sigma'} \right)_{NC} = \frac{C_c}{2,3 \cdot \sigma'}$

- lors du déchargement : $a_{vg} = \left(\frac{de}{d\sigma'} \right)_g = \frac{C_g(\sigma'_p)}{2,3 \cdot \sigma'}$

- lors du rechargement : $a_{vrc} = \left(\frac{de}{d\sigma'} \right)_{rc} = \frac{C_{rc}(\sigma'_p)}{2,3 \cdot \sigma'}$

Les valeurs de ces coefficients dépendent de la contrainte effective. De plus les coefficients a_{vg} et a_{vrc} varient avec la contrainte de préconsolidation σ'_p . La figure 31 montre la variation des coefficients a_v ; a_{vg} et a_{vrc} avec la contrainte de préconsolidation σ'_p .

3.4.3. - Perméabilité

La Figure 32 présente l'évolution de la perméabilité k en fonction de la contrainte effective σ' en phase normalement consolidée et en phase surconsolidée. Pendant la phase normalement consolidée, la perméabilité k varie en fonction de la contrainte effective, la courbe représentative de cette variation dans un repère logarithmique peut être assimilée à une droite. Pendant la phase surconsolidée, tant que le rapport de surconsolidation $OCR \leq 2$, la perméabilité du sol ne varie pratiquement pas et sa valeur reste proche de celle obtenue sous la contrainte de préconsolidation σ'_p . La variation de la perméabilité au cours d'un déchargement et d'un rechargement ne dépasse pas 5 % de la valeur de la perméabilité mesurée sous la contrainte de préconsolidation σ'_p . Pour ce sol la perméabilité est donc essentiellement fonction de la contrainte de préconsolidation.

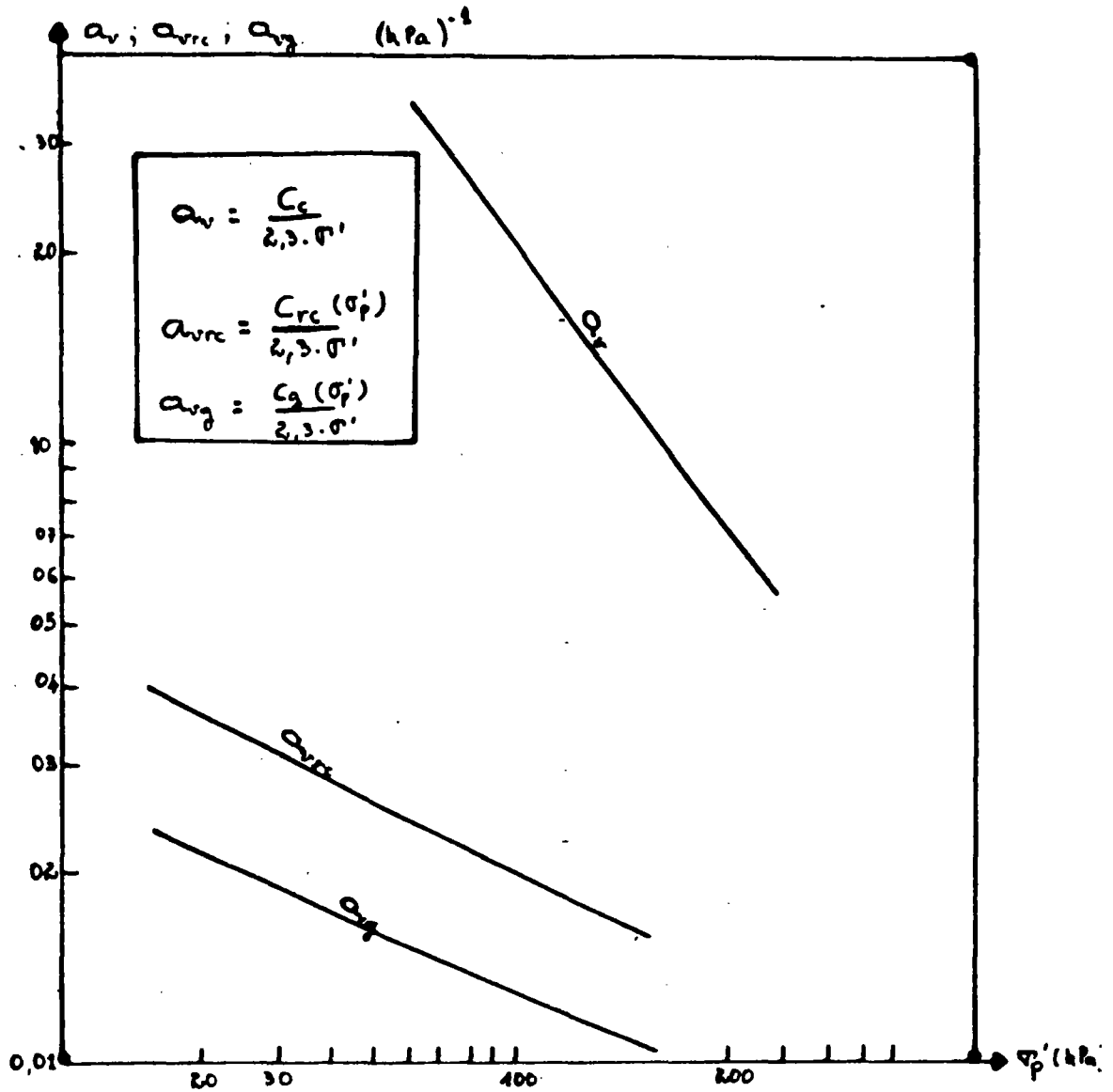


Fig 31 : Kaolinite : coefficient de compressibilité a_{vrc} , de gonflement a_{vg} et de recompression a_v en fonction de la contrainte de préconsolidation.

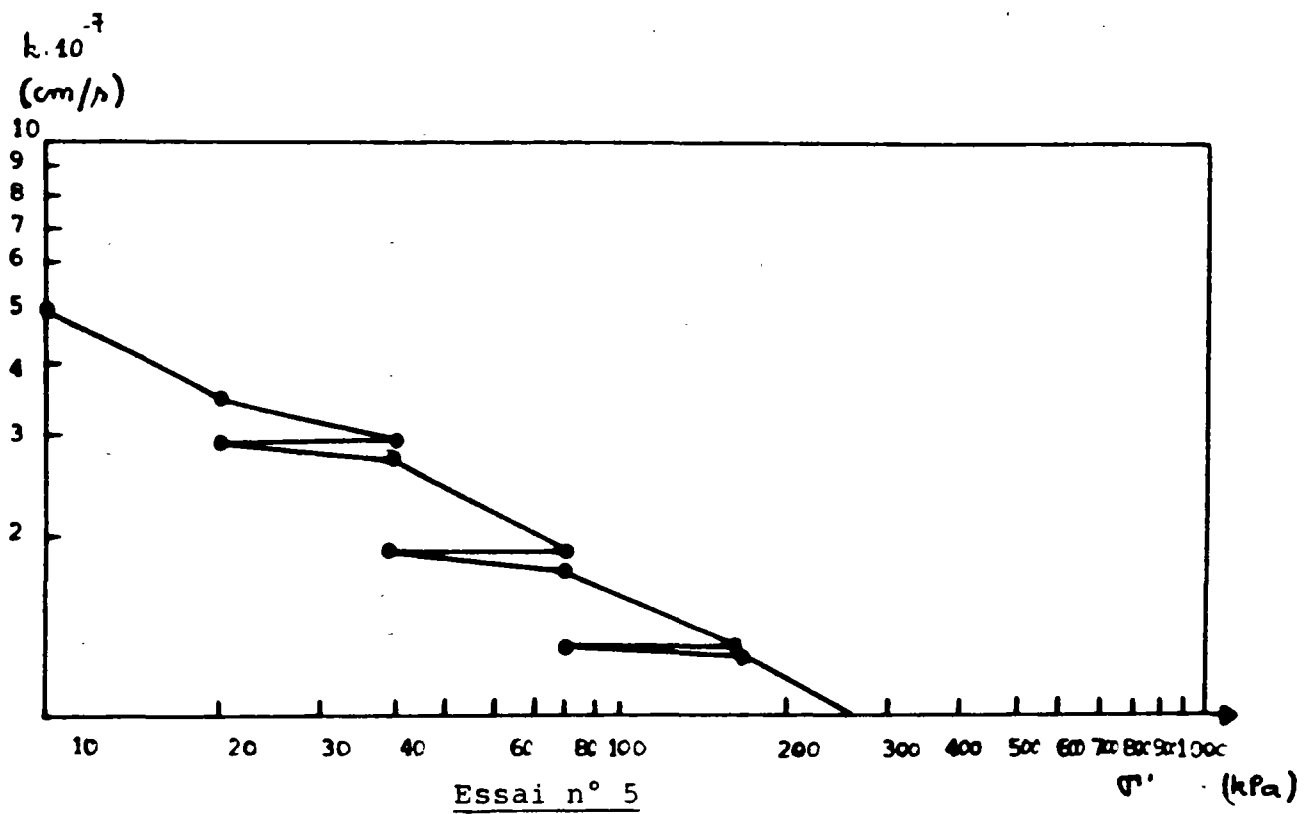


Fig 32 : Kaolinite : évolution de la perméabilité en fonction de la contrainte effective.

3.4.4. - Coefficient et vitesse de consolidation

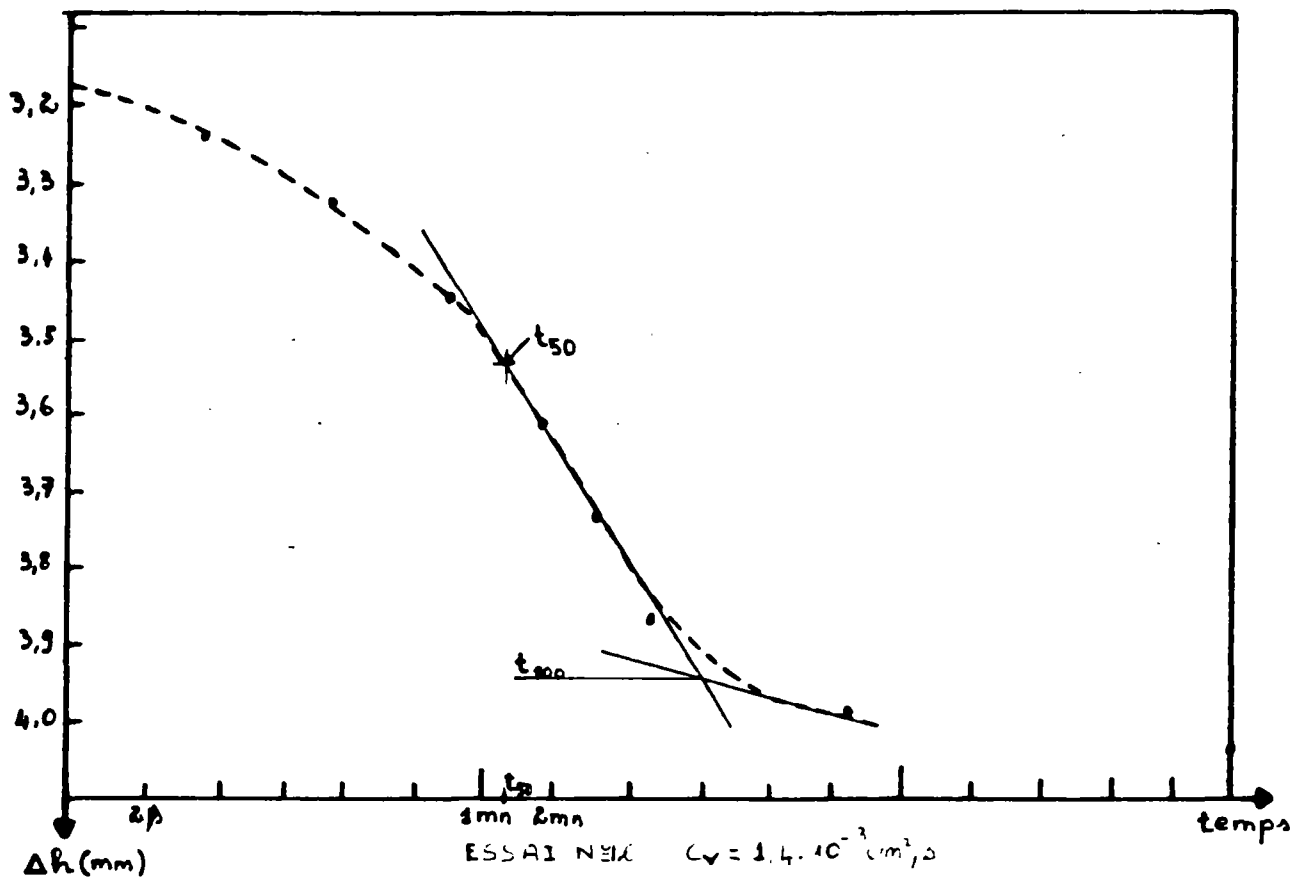
On présente ici les caractéristiques des courbes classiques de consolidation sous charge statique. Lorsque le sol est normalement consolidé ces courbes ont une allure classique (Fig. 33).

Pour comparer les courbes de consolidation expérimentales avec la courbe théorique donnée par TERZAGHI $[U = f(T)]$ on a calculé le coefficient de consolidation c_v en utilisant les valeurs du coefficient de perméabilité k et du coefficient de la perméabilité a_v mesurés pour le palier de contrainte considéré, soit :

$$c_v = \frac{k(1 + e_0)}{a_v \gamma_w} \dots\dots\dots (22a)$$

Cette comparaison, illustrée sur la figure 34, montre que la théorie de TERZAGHI conduit à sous-estimer la vitesse de consolidation.

Lorsque le sol est surconsolidé l'allure générale des courbes de gonflement (Fig. 35) et de recompression (Fig. 36) peut être assimilée à deux demi-droites de pentes distinctes ayant un point d'intersection à $t = 1$ min. Ces deux demi-droites semblent mettre en évidence deux phases de comportement : une première phase d'un gonflement dans le cas d'un déchargement ou d'une recompression dans le cas d'un rechargement qui est analogue à la consolidation primaire du sol normalement consolidé, une deuxième phase d'un gonflement ou d'une recompression plus lente analogue à une compression secondaire du sol normalement consolidé. Cependant, en absence de mesures de surpressions interstitielles toute séparation entre ces deux phases nous semble arbitraire. En particulier, les deux phénomènes peuvent être confondus et l'écoulement d'eau peut



Fin 33 : Consolidation verticale sous charge constante :
évolution du tassement en fonction du temps.

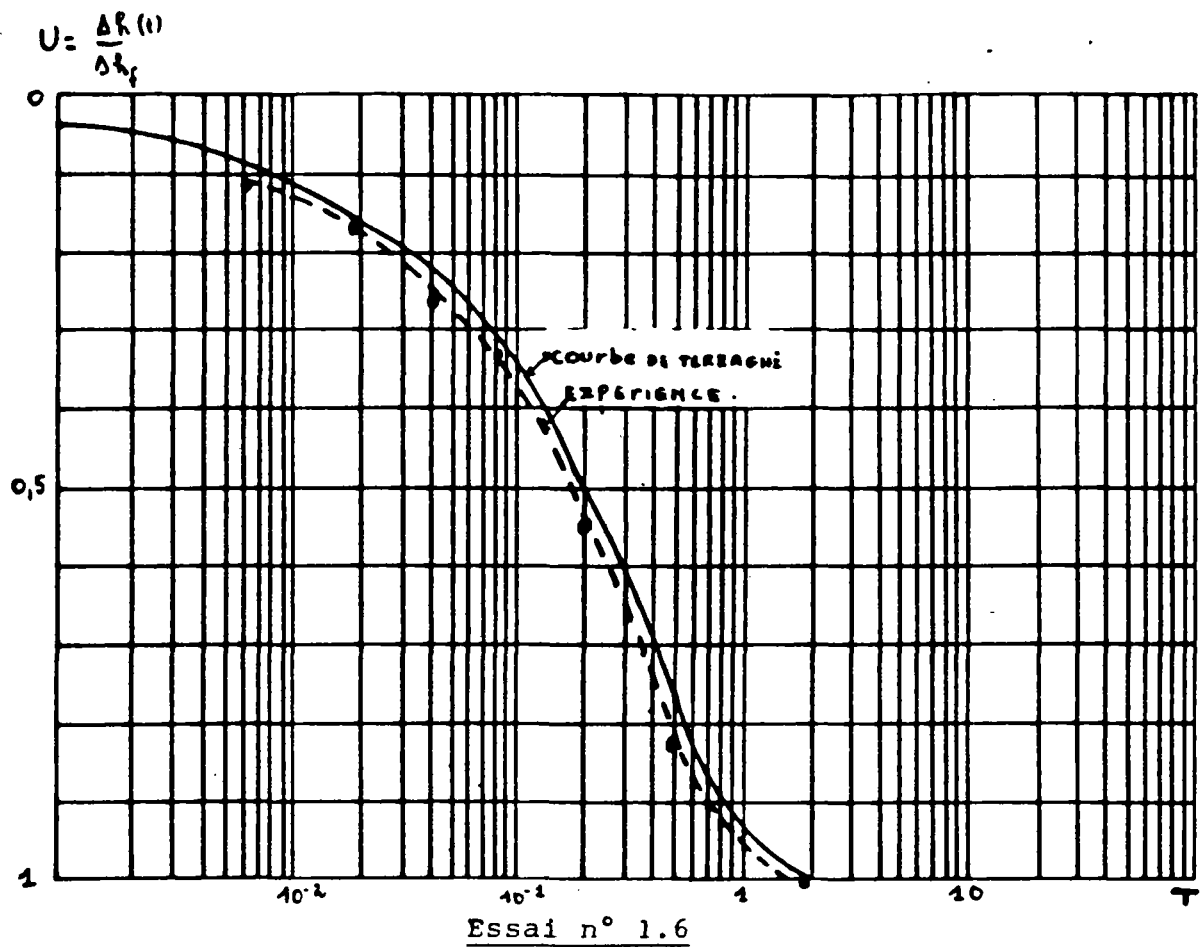


Fig 34 : Courbes théorique et expérimentale de consolidation

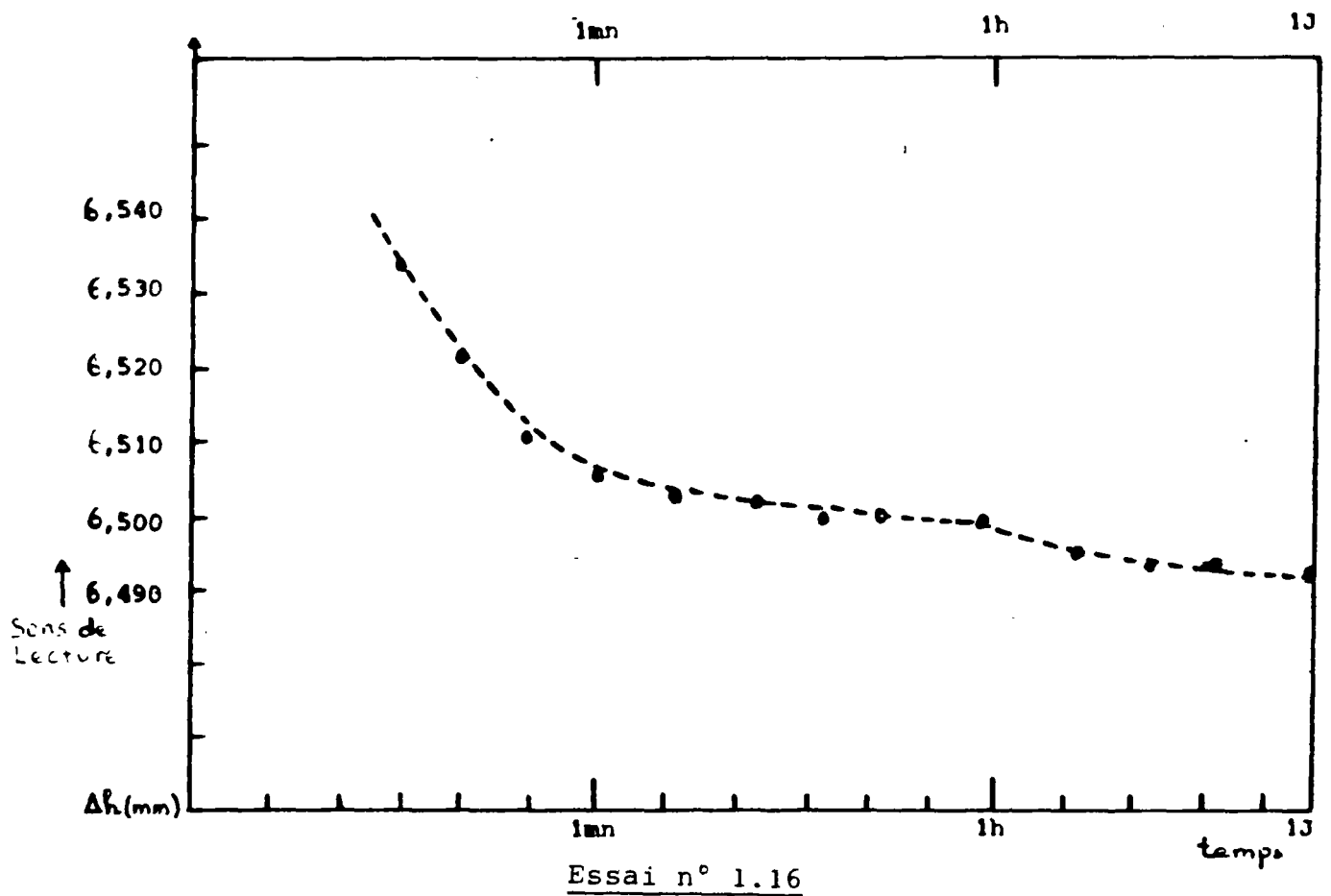
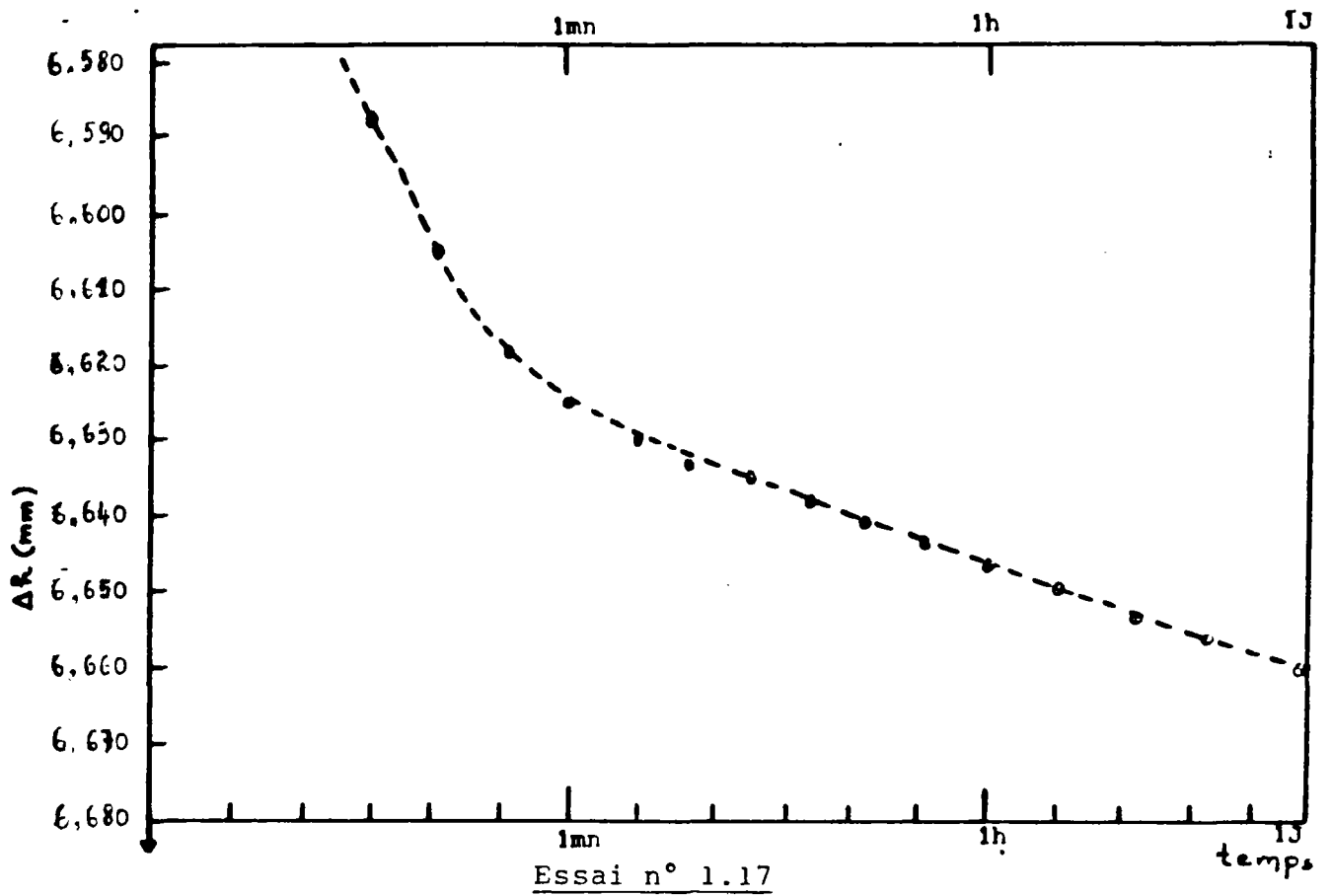


Fig 35 : Courbe de gonflement lors d'un déchargement de
de 320. kPa à 160 kPa



se produire simultanément avec le fluage du sol compte-tenu de la viscosité structurale de la kaolinite. On peut également noter que ces courbes de consolidation (gonflement ou recompression) présentent souvent une discontinuité de la pente dans la deuxième partie de la courbe (Fig.35).

L'allure des courbes de consolidation lors du déchargement et lors du rechargement ne permettent pas une détermination précise du coefficient de consolidation c_{vsc} du sol surconsolidé par les méthodes usuelles. La méthode la plus simple consiste donc à estimer le coefficient de consolidation c_{vsc} en utilisant les valeurs mesurées de la perméabilité k_{sc} et de la compressibilité a_{vsc} pour le même palier de contrainte, soit :

$$c_{vsc} = \frac{k_{sc}(1 + e_o)}{a_{vsc} \gamma_w} \dots\dots\dots (22b)$$

(où : γ_w : poids volumique de l'eau, e_o = indice des vides)

La figure 37 présente l'évolution en fonction de la contrainte effective du rapport t_{50}/H^2 lorsque le sol est normalement consolidé (t_{50} étant le temps au bout duquel le degré de consolidation est 50 %, H = hauteur de drainage de l'échantillon). On constate que ce rapport diminue lorsque la contrainte de préconsolidation σ'_p augmente. On appelle valeur calculée du rapport t_{50}/H^2 , celle obtenue à partir de la solution de Terzaghi, soit :

$$t_{50} = T(50\%) \cdot \frac{H^2}{c_v}$$

où la valeur de c_v est celle calculée à partir de l'équation 22a, fonction de la perméabilité et de la compressibilité du sol. On appelle valeur mesurée, celle obtenue par la méthode de Casagrande en comparant la courbe expérimentale avec la courbe de référence donnée par la solution de TERZAGHI.

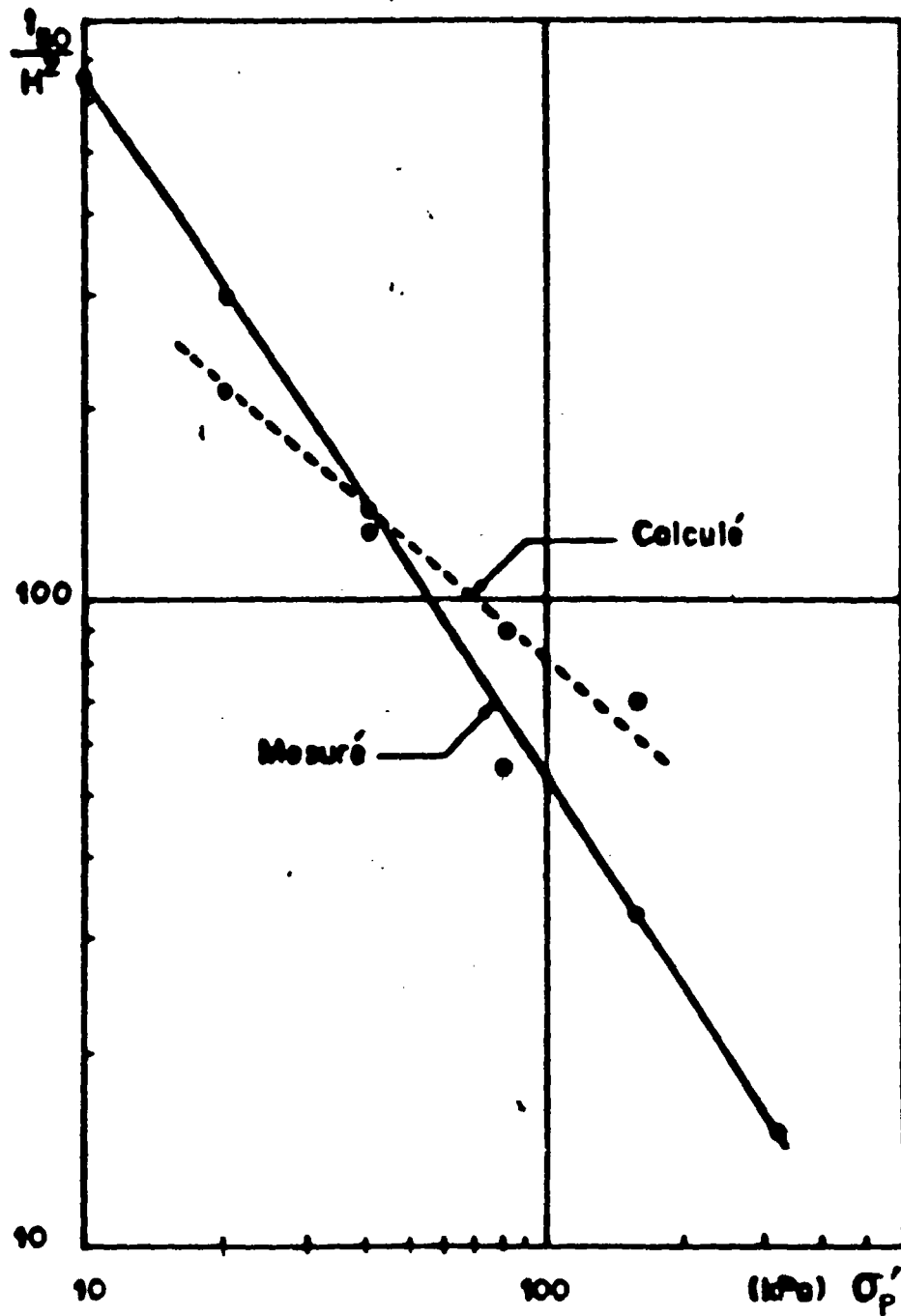


Fig. 37 : Kaolinite : évolution de la vitesse de consolidation en fonction de la contrainte de préconsolidation.

En comparant ces deux valeurs (Fig. 37), on constate que pour des pressions de consolidation supérieures à $\sigma'_p = 50$ kPa, la théorie conduit à surestimer le temps de consolidation.

La figure 38 présente l'évolution du coefficient de consolidation en fonction de la contrainte effective dans la phase normalement consolidée dans un repère logarithmique. La courbe représentative est une droite croissante avec la contrainte effective. La figure 39 présente l'évolution des coefficients de consolidation en fonction de la contrainte effective pour un sol à l'état surconsolidé lors d'un déchargement c_{vg} et lors d'un rechargement c_{vrc} . Ces coefficients sont déterminés à partir de l'équation (22). A l'inverse du cas normalement consolidé, on constate que la valeur du coefficient de consolidation dans le cas du sol surconsolidé décroît avec la contrainte effective. La raison en est que lorsque la contrainte effective augmente, la perméabilité baisse et le coefficient de compression (a_{vg} ou a_{vrc}) augmente entraînant ainsi une diminution de la valeur de c_v .

3.5. - LE COMPORTEMENT DE LA KAOLINITE LORS D'UNE CONSOLIDATION SOUS CHARGE CYCLIQUE

La figure 40 montre une courbe de consolidation sous charge cyclique, il s'agit d'un cycle carré (le temps de chargement est égal au temps de déchargement) de période égale à $t_0 = 30$ s. La contrainte de préconsolidation est $\sigma'_p = 100$ kPa et la surcharge statique appliquée est de $\Delta\sigma = 100$ kPa, la courbe est présentée sous la forme d'un degré de consolidation U en fonction d'un facteur temps T ; U et T étant définis par :

$$U = \frac{\Delta h(t)}{\Delta h_c} , \quad T = c_v \frac{t}{H^2}$$

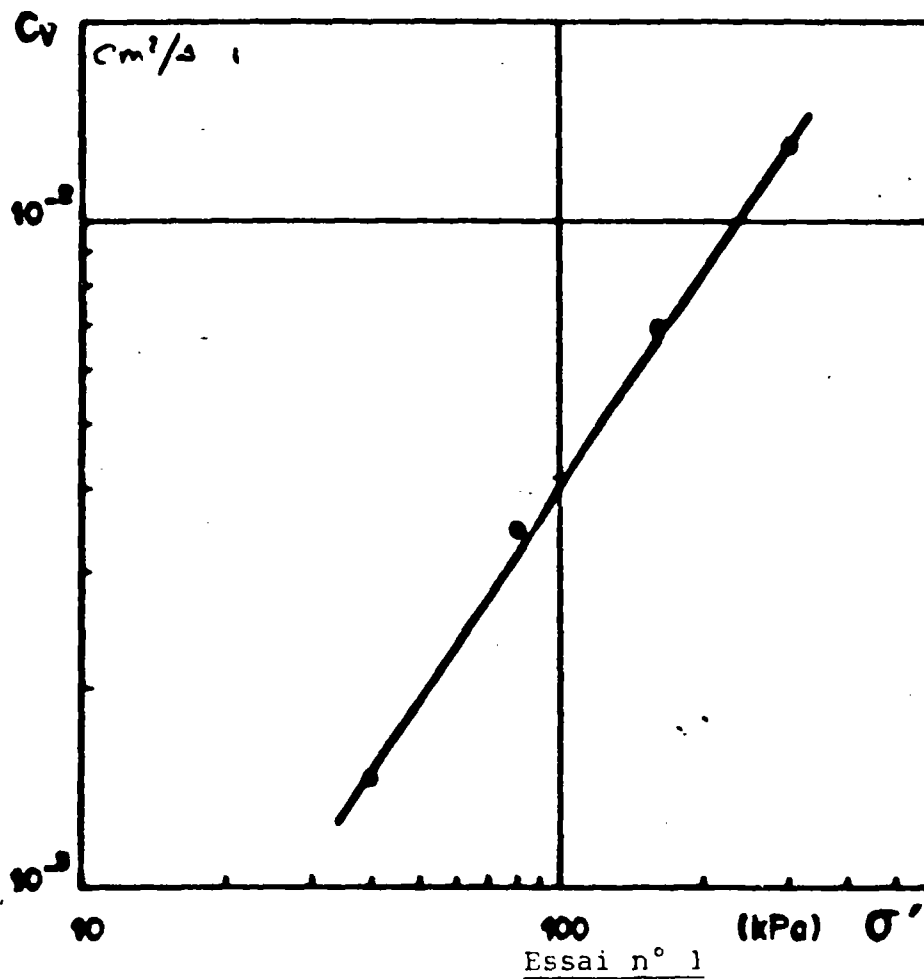


Fig 38 / Evolution du coefficient de consolidation en fonction de la contrainte de préconsolidation.

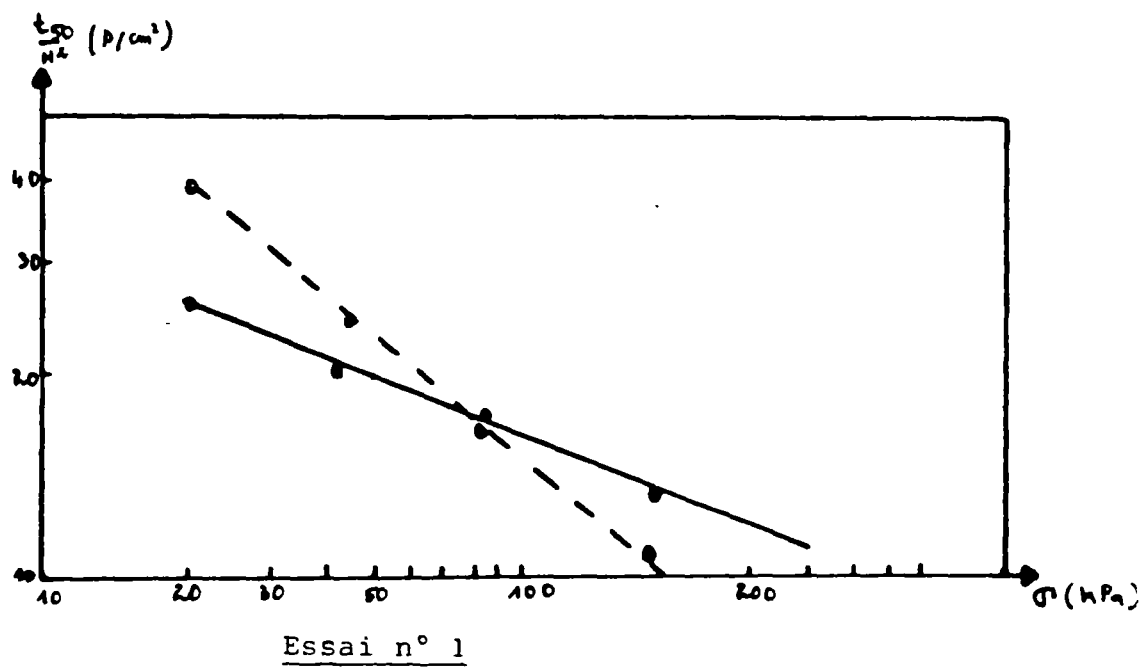
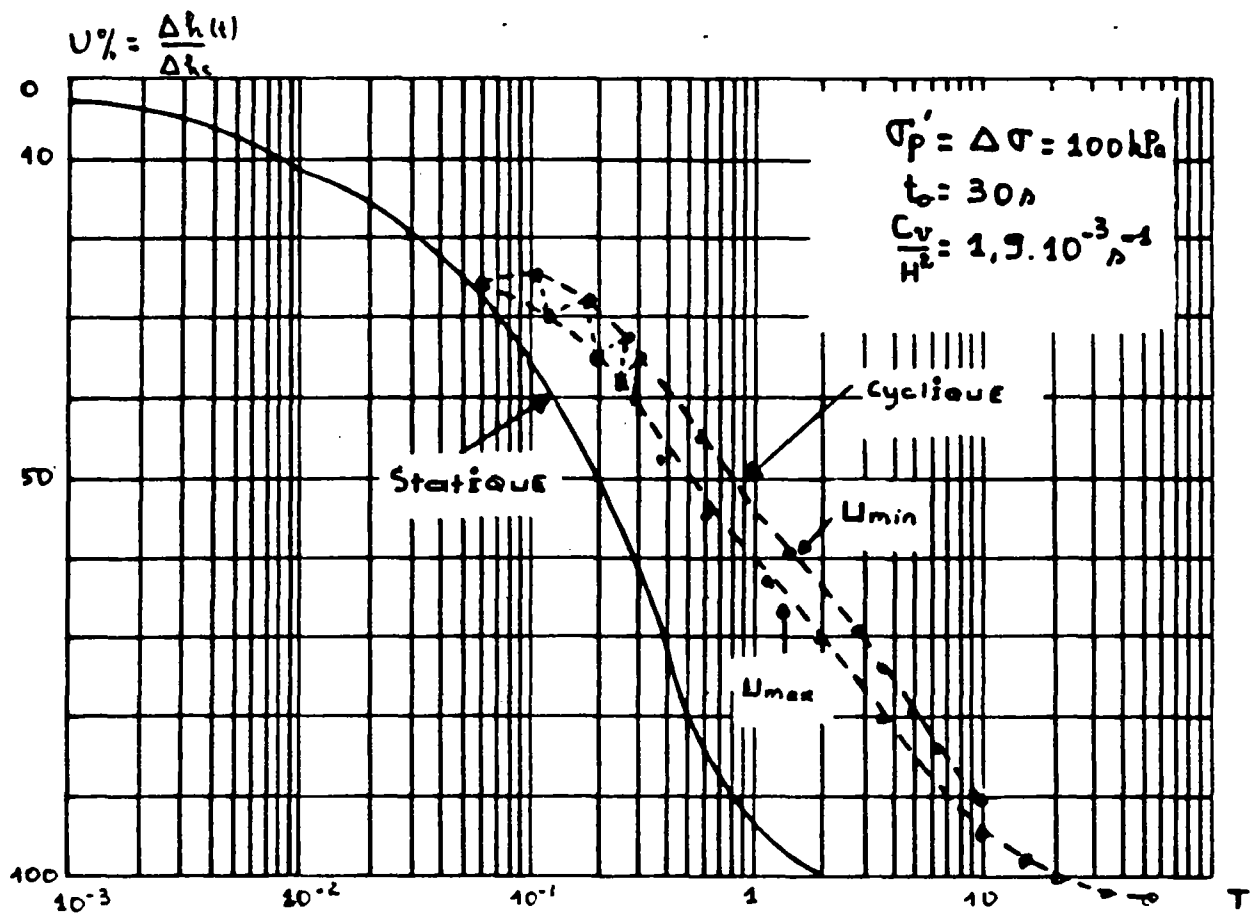


Fig 39 : Evolution de la vitesse de consolidation en fonction de la contrainte de préconsolidation lors d'un déchargement et lors d'un rechargement.



Essai n° 16

Fig 40 : Kaolinite - courbe de consolidation sous charge cyclique (cycle carré).

La valeur de Δh_c prise en compte est déterminée d'une façon similaire à celle utilisée pour une courbe de consolidation statique. On utilise la méthode de Casagrande en prenant comme droite de consolidation secondaire celle obtenue sous la charge maximale maintenue constante après l'arrêt des cycles.

On remarque que la courbe oscille entre deux courbes enveloppes représentant les degrés de consolidation minimal et maximal ayant la forme classique des courbes de consolidation sous charges statiques. En comparant l'allure de ces courbes avec celle des courbes de consolidation sous charges cycliques obtenues pour le limon on remarque que dans le cas du limon, ces courbes atteignent un état d'équilibre sous la charge cyclique appliquée à degré de consolidation inférieur à 100 % (Figure 18) alors que dans le cas de la kaolinite cet état d'équilibre n'est atteint que lorsque le degré de consolidation est de 100 %. L'étude théorique développée ci-après permettra d'expliquer ces différences fondamentales entre le comportement du limon et celui de la kaolinite sous charges cycliques.

3.5.1. - Tassement final après application des cycles - Δh_c

Pour un palier de contrainte donné et à contrainte de préconsolidation déterminée σ'_p , le tassement final est fonction de deux paramètres : la période T_0 et le nombre de cycles n .

La figure 41 montre les résultats de 4 essais de consolidation sous charges cycliques. Le premier essai a été effectué à $\sigma'_p = 100 \text{ kPa}$ et en appliquant 80 cycles d'une période $t_0 = 30''$ et d'une amplitude $\Delta\sigma = 100 \text{ kPa}$. Le deuxième a été effectué à la même pression de préconsolidation ($\sigma'_p = 100 \text{ kPa}$) en appliquant le même nombre des cycles ($n = 80$)

avec la même amplitude ($\Delta\sigma = 100$ kPa) mais en doublant la période ($t_0 = 60''$). On constate tout d'abord que contrairement à ce que l'on a observé pour le limon où les cycles n'ont pratiquement aucun effet sur le tassement final ($\Delta h_c / \Delta h_s \approx 1$) dans le cas de la kaolinite les cycles peuvent avoir un effet significatif sur le tassement final. Le tassement obtenu après un chargement cyclique et le rapport $\Delta h_c / \Delta h_s$ correspondant diminuent avec la période, toute chose étant égale par ailleurs.

Le troisième essai a été effectué à $\sigma'_p = 50$ kPa en appliquant 86 cycles d'une période $t_0 = 30''$ et d'une amplitude $\Delta\sigma = 50$ kPa. Il semble que le rapport $\Delta h_c / \Delta h_s$ augmente avec la contrainte de préconsolidation σ'_p . Le quatrième essai, effectué à $\sigma'_p = 50$ kPa en appliquant 115 cycles d'une période $t_0 = 60''$ et d'amplitude $\Delta\sigma = 50$ kPa, semble confirmer que le tassement final et le rapport $\Delta h_c / \Delta h_s$ correspondant augmentent avec le nombre des cycles.

3.5.2. - Vitesse de consolidation sous charges cycliques

La figure 42 présente l'effet de la période sur la vitesse de consolidation à partir des résultats de quatre essais décrits précédemment. On constate qu'à nombre de cycles égal (essais 1 et 2 ; $n = 80$) et à contrainte de préconsolidation égale ($\sigma'_p = 100$ kPa) le rapport

t_{50c} / t_{50s} (t_{50c} et t_{50s} sont respectivement les temps nécessaires pour atteindre un degré de consolidation de $U = 50\%$ sous charge cyclique et sous charge statique) diminue avec la période t_0 la vitesse de consolidation augmente donc en fonction de la période.

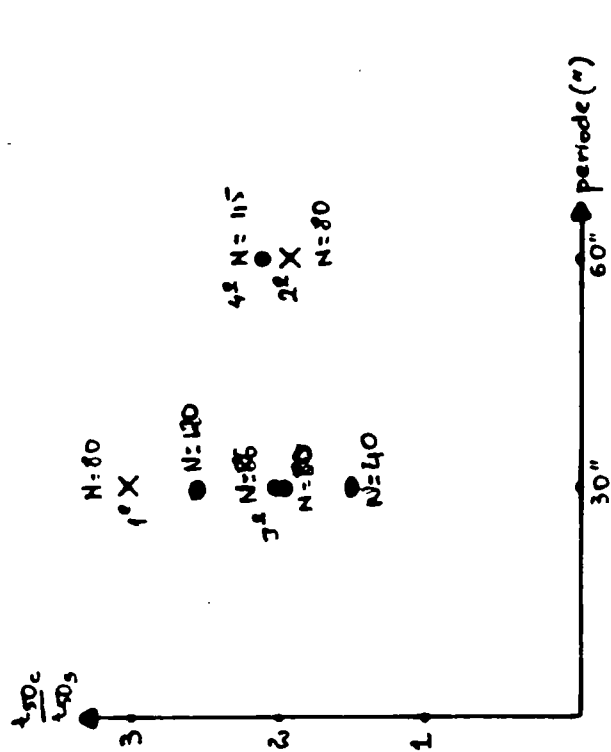


Fig 42 : Kaolinite - effet de la période sur la vitesse de consolidation.

la vitesse de consolidation.

- $\sigma'_p = 50 \text{ kPa}$
- x $\sigma'_p = 100 \text{ kPa}$

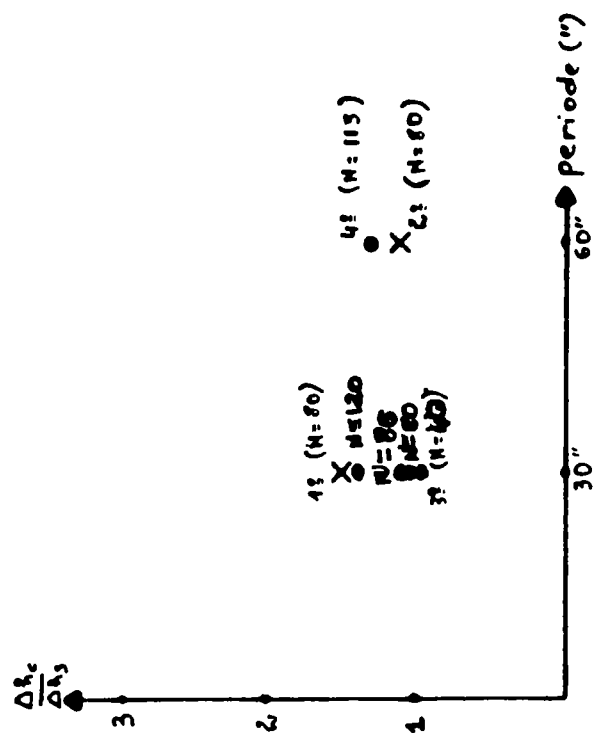


Fig 41 : Kaolinite - effet de la période sur le tassement final.

La comparaison des résultats obtenus pour le troisième et le deuxième essais semble montrer que l'effet des cycles sur la vitesse de consolidation et le rapport t_{50c}/t_{50s} correspondant augmente avec la contrainte de préconsolidation σ'_p . Le quatrième essai semble confirmer que le rapport t_{50c}/t_{50s} augmente avec le nombre de cycles. En effet, comme on vient de le constater (Fig. 41) le tassement final après chargement cyclique - Δh_c augmente avec le nombre des cycles, toute chose étant égale par ailleurs (t_o et σ'_p constants). Par conséquent, le temps nécessaire pour atteindre un degré de consolidation $U = \Delta h(t)/\Delta h_c = 50\%$ augmente avec le nombre des cycles.

Remarque : La valeur de t_{50c} est définie comme celle de t_{50s} en considérant la courbe enveloppe des tassements maximaux.

CONCLUSION DE L'ETUDE EXPERIMENTALE SUR LA KAOLINITE

Cette étude a mis en évidence la différence entre le comportement du limon peu plastique et de la kaolinite (argile très plastique) lors de la consolidation sous charge cyclique.

Dans le cas du limon, les courbes de consolidation sous charge cyclique font apparaître un état d'équilibre à degré de consolidation inférieur à 1. L'étude des surpressions interstitielles dans le cas du limon a permis de constater que cet état d'équilibre est atteint à pression interstitielle moyenne constante. A l'arrêt des cycles en maintenant la charge maximale constante, on provoque une reprise du tassement de consolidation primaire due à une dissipation des surpressions

interstitielles qui résident dans le sol à l'état d'équilibre sous la charge cyclique. L'existence d'un tel état d'équilibre à degré de consolidation inférieur à 1 est en accord avec la théorie de BALIGH et LEVADOUX

Dans le cas de la kaolinite, les courbes de consolidation sous charge cyclique ne font apparaître un état d'équilibre que lorsque le degré de consolidation est de 100 %. Il semble que cette différence de comportement puisse être partiellement expliquée par le comportement fortement irréversible de la kaolinite à l'état surconsolidé. En effet, dans le cas de la kaolinite cette irréversibilité est bien plus prononcée que dans le cas du limon. La théorie de BALIGH et LEVADOUX ne permet pas de tenir compte de l'effet de cette irréversibilité sur le tassement. La modélisation numérique développée ci-après nous permettra d'analyser les conséquences de ce phénomène sur la vitesse de consolidation et sur l'amplitude du tassement.

Les résultats expérimentaux montrent également que contrairement au cas du limon où les cycles n'ont pratiquement aucun effet sur le tassement final, dans le cas de la kaolinite le tassement final peut augmenter considérablement avec le nombre de cycles. La vitesse de consolidation et le tassement final pour un palier de charge donné et à contrainte de pré-consolidation σ'_p déterminée dépendent de deux paramètres : la période et le nombre de cycles. Lorsque la période augmente, à nombre de cycles constant, le rapport $\frac{\Delta h_c}{\Delta h_s}$ diminue ainsi que le rapport $\frac{t_{50c}}{t_{50s}}$ correspondant. Lorsque le nombre de cycles augmente, toute chose restant égale par ailleurs, le rapport $\frac{\Delta h_c}{\Delta h_s}$ ainsi que le rapport $\frac{t_{50c}}{t_{50s}}$ augmentent.

La partie théorique qui suit nous permettra d'analyser ces diverses observations.

IV. - ETUDE THEORIQUE

L'objet de cette étude est d'élaborer une modélisation permettant de prendre en compte les variations des caractéristiques du sol en fonction de la contrainte effective et l'irréversibilité du comportement de certains sols tels que la kaolinite dans la phase surconsolidée.

IV.1. - HYPOTHESES

Pour établir l'équation de la consolidation on fait les hypothèses suivantes :

- le sol est saturé ;
- les grains solides et l'eau interstitielle sont incompressibles ;
- le sol est homogène et élasto-plastique ;
- la relation entre la variation de la contrainte effective $\Delta\sigma'$ et celle de l'indice des vides Δe peut s'écrire sous une forme incrémentale telle que : $\Delta e = -a_v(\sigma') \cdot \Delta\sigma'$ (a_v étant le coefficient de compressibilité du sol).

En phase normalement consolidée, a_v ne dépend que de la contrainte effective σ' et a pour expression :

$$a_v(\sigma') = \frac{C_c}{2,3\sigma'} \quad (C_c \text{ indice de compressibilité})$$

En phase surconsolidé, le coefficient a_{vsc} dépend de la contrainte effective σ' et de la contrainte de préconsolidation σ'_p et a pour expression :

- lors du gonflement :

$$a_{vg}(\sigma' ; \sigma'_p) = \frac{C_g(\sigma'_p)}{2,3 \cdot \sigma'} \quad (C_g \text{ indice de gonflement})$$

- lors du rechargement :

$$a_{vrc}(\sigma' ; \sigma'_p) = \frac{C_{rc}(\sigma'_p)}{2,3 \cdot \sigma'} \quad (C_{rc} \text{ indice de recompression})$$

- la perméabilité du sol est fonction de la contrainte effective σ' et de la contrainte de préconsolidation σ'_p , elle a pour expression :

$$k(\sigma') = k_0 \left[\frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \right]^B \cdot \left[\frac{\sigma'_p}{\sigma'} \right]^C$$

où : k_0 est le coefficient de perméabilité mesuré à une contrainte de consolidation de référence - σ'_0

à l'état normalement consolidé : $\sigma' = \sigma'_p$.

La variation de la perméabilité avec la contrainte de consolidation σ'_p et la contrainte effective σ' est illustré schématiquement sur la Figure 43.

- le drainage est unidimensionnel et l'écoulement obéit à la loi de DARCY. En considérant une perméabilité variable en fonction de la contrainte effective σ' et de la contrainte de préconsolidation σ'_p , on peut écrire :

$$\vec{v} = k(\sigma' ; \sigma'_p) \vec{i}$$

avec : \vec{v} - vitesse relative de l'eau par rapport aux grains

\vec{i} - gradient hydraulique : $\vec{i} = - \overrightarrow{\text{grad } h}$ (h = charge hydraulique de l'eau)

IV.2. - EQUATION DE LA CONSOLIDATION UNIDIMENSIONNELLE

L'équation de consolidation est établie en partant de l'équation de continuité pour l'eau interstitielle et de l'équation de continuité pour les grains solides.

Soit un volume V de sol saturé délimité par une surface S et $\vec{v}_w(M,t)$, la vitesse nulle moyenne de l'eau interstitielle.

En égalant le flux d'eau entrant q_w et l'augmentation du volume d'eau par unité de temps $\frac{\partial v_w}{\partial t}$,

$$q_w = - \int_S n \vec{v} \vec{v} ds = - \int_V \text{div} (n \vec{v}_w) dv$$

$$\frac{\partial v_w}{\partial t} = \int_V \frac{\partial n}{\partial t} dv \text{ puisque } v_w = \int_V n dv$$

(\vec{v} : normale extérieure, n : la porosité)

on obtient :

$$\text{div} (n \vec{v}_w) + \frac{\partial n}{\partial t} = 0 \text{ (équation de continuité de l'eau) (23)}$$

L'équation de continuité des grains solides est :

$$\text{div} \left[(1 - n) \vec{v}_s \right] + \frac{\partial}{\partial t} (1 - n) = 0 \quad (24)$$

(v_s = vitesse des grains solides)

En partant des équations (23) et (24), en considérant la loi de DARCY : $\vec{v}_w - \vec{v}_s = - \frac{k}{\gamma_w} \text{grad } h$ avec : $h = \frac{u}{\gamma_w} + z$

on obtient ainsi :
$$\frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k}{(1+e)\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \right] = \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{e}{1+e} \right) \dots \dots \dots (25)$$

La relation de TERZAGHI ($\sigma = \sigma' + u$) et la loi de comportement du squelette solide conduisent à :

$$c_v^*(\sigma') \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 + c_v(\sigma') \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \dots \dots \dots (26)$$

avec $c_v^*(\sigma') = c_v(\sigma) \left[\frac{\partial k(\sigma') / \partial \sigma'}{k(\sigma')} - \frac{a_v(\sigma')}{1+e(\sigma')} \right]$

et $c_v(\sigma') = \frac{k(\sigma') \cdot (1+e(\sigma'))}{a_v(\sigma') \cdot \gamma_w}$

L'écriture en différences finies de l'équation 26 permet la résolution par un programme de calcul numérique. A chaque incrément de temps et d'espace nous pouvons donc suivre l'évolution de la surpression interstitielle, de la contrainte effective, de l'indice des vides, de la hauteur de l'échantillon, des caractéristiques de compressibilité et de la perméabilité du sol. On donne en annexe l'organigramme de ce programme de calcul.

IV.3. - ETUDE DE LA STABILITE DES CALCULS

4.3.1. - Quelques définitions

Le degré de consolidation U est défini par :

$$U = \frac{\Delta h(t)}{\Delta h_f}$$

avec $\Delta h(t)$ = tassement à un instant quelconque t

Δh_f = tassement final après dissipation totale de la surpression interstitielle

Dans le cas d'un chargement statique $\Delta h_f = \Delta h_R$, dans le cas d'un chargement cyclique, on considère le tassement final obtenu après arrêt des cycles en maintenant la charge maximale constante ($\Delta h_f = \Delta h_c$).

On appelle temps d'itération relatif, le rapport :

$$t_r = \frac{\Delta t}{t_o}$$

avec : Δt : incrément de temps d'itération

t_o : période des cycles.

Le nombre N des couches élémentaires du maillage considéré est égal à :

$$N = \frac{H_o}{Z}$$

où : H_o est le chemin de drainage

Z est la hauteur de la couche élémentaire (ou l'incrément de hauteur du maillage considéré)

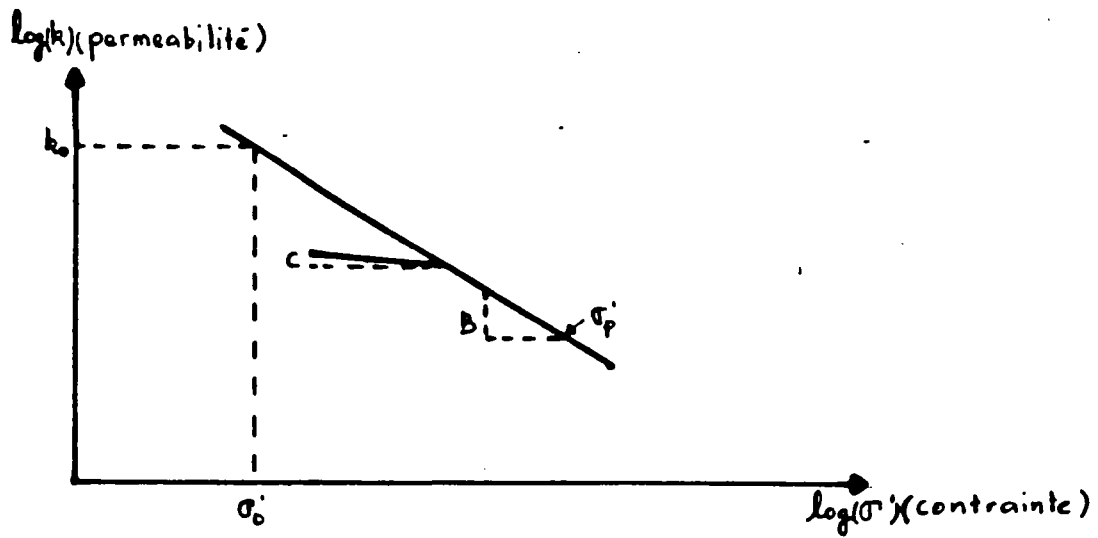
On note Z_H l'incrément de hauteur normalisée soit :

$$Z_H = \frac{Z}{H_o} = \frac{1}{N}$$

4.3.2. - Stabilité

La stabilité des résultats de calculs dépend de deux paramètres: l'incrément du temps Δt et l'incrément d'hauteur Z . L'écriture en différences finies montre que l'expression $c_v \cdot \frac{\Delta t}{Z^2}$ peut être considérée comme facteur de stabilité. Le coefficient \bar{c}_v^* intervient dans les calculs

PERMEABILITE



$$k = k_0 \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} \right)^B \cdot \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_p} \right)^c$$

σ'_p = contrainte de préconsolidation

Fig 43 : Variation de la perméabilité k en fonction de la contrainte effective. Schématisation.

comme facteur d'un terme additionnel $\left[-C_v(\sigma') \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right]$ à l'équation de TERZAGHI. Sa valeur est négative lorsque le sol est normalement consolidé et positive lorsque le sol est surconsolidé. Elle décroît avec la contrainte effective. Sa plus grande valeur lorsque la contrainte effective varie entre 50 et 100 kPa est de l'ordre de 10^{-2} de telle sorte que le produit $-C_v(\sigma') \cdot \left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right)^2$ est négligeable. On peut donc utiliser dans la pratique une équation analogue à celle de TERZAGHI en considérant des caractéristiques de sol variables.

La condition de stabilité est donc $C_v \frac{\Delta t}{Z^2} < R$ équivalent
à $C_v \cdot \frac{t_o}{H^2} \cdot \frac{t_r}{(Z_H)^2} < R$, soit $t_r < R \frac{(Z_H)^2 \cdot H^2}{C_v \cdot t_o} \dots \dots \dots (27)$

La Figure 44 montre la variation du degré de consolidation à l'instant $t = 225s$ en fonction de l'incrément de temps relatif t_r pour un essai à période $t_o = 30s$ et un nombre de tranches élémentaires égales à $N = 15$. On remarque qu'on atteint une stabilité pour $t_r < 3,6 \cdot 10^{-4}$ (soit pour $R < 0,5$). La Figure 45 montre la variation du degré de consolidation à l'instant $t = 225s$ en fonction de l'incrément de hauteur normalisé Z_H , pour la même période ($t_o = 30s$) et pour $t_r = 0,3 \cdot 10^{-4}$. On remarque qu'on atteint une stabilité pour $Z_H < 0,1$ soit pour $N > 10$. Cependant on observe qu'il existe une borne inférieure pour la stabilité et que Z_H doit être supérieur à $Z_H > 0,04$. Cette borne inférieure doit vérifier la condition de stabilité donnée par l'équation (27), soit :

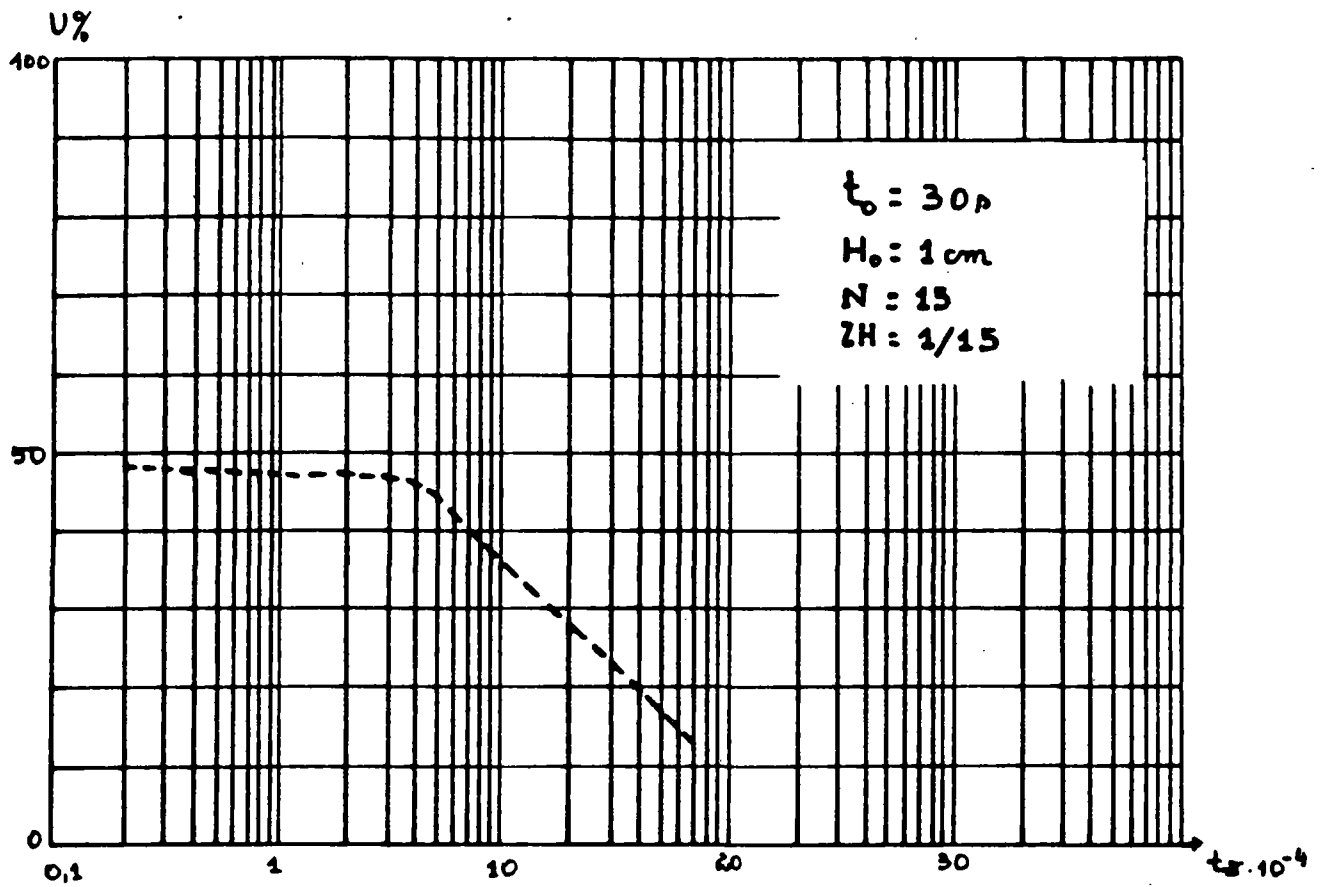


Fig 44 : Variation du degré de consolidation à l'instant

$t = 225s$ en fonction de l'incrément de temps relatif

$$tr = \frac{\Delta t}{T_c}$$

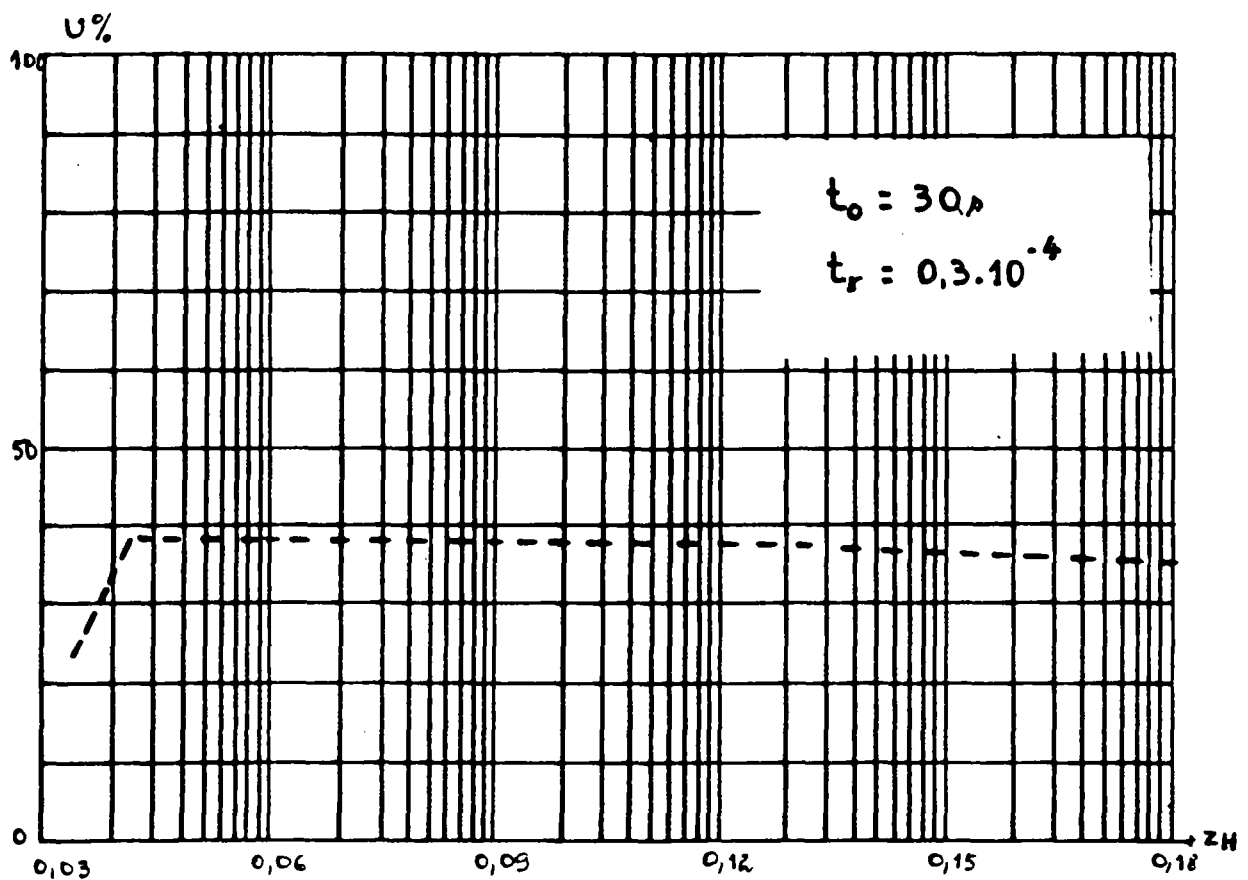


Fig 45 : Variation du degré de consolidation à l'instant

$t = 225s$ en fonction de l'incrément d'hauteur

normalisé $z_H = \frac{1}{N}$

$$z_H > \left[C_v \frac{t_o}{H^2} \cdot \frac{t_r}{R} \right]^{1/2} = 2.10^{-2}$$

Les calculs décrits ci-après ont été donc effectués avec $t_r = 0,3 \cdot 10^{-4}$ et $N = 15$.

4.4. - LES ISOCHRONES DE SURPRESSIONS INTERSTITIELLES

La Figure 46 montre les isochrones de la surpression interstitielle au cours d'un cycle à la fin d'une phase de décharge lors d'un essai sous un chargement cyclique rectangulaire (durée de déchargement: 15"; durée de chargement : 45") pour un degré de consolidation $U = 50 \%$. A la fin de la phase de chargement on atteint l'isochrone donnée pour $t = 285^-$, à l'instant du déchargement, on obtient l'isochrone donnée pour $t = 285^+$ par : $\Delta u(t = 285^+) = \Delta u(t = 285^-) - \Delta \sigma$. On constate que, pendant la première seconde du déchargement, au bas de l'échantillon, la valeur absolue de la surpression interstitielle croît, en entraînant une augmentation de la contrainte effective, alors que dans la partie supérieure de l'éprouvette la valeur absolue de la surpression interstitielle ainsi que la contrainte effective décroissent. L'échantillon est ainsi divisé en deux zones : une zone surconsolidée dans la partie supérieure et une zone normalement consolidée dans la partie inférieure. Par conséquent, au début de la décharge la partie inférieure continue de tasser tandis que la partie supérieure gonfle. Dans l'exemple considéré, ce partage en deux zones, gonflement et tassement, cesse après une seconde de décharge et tout le sol devient surconsolidé.

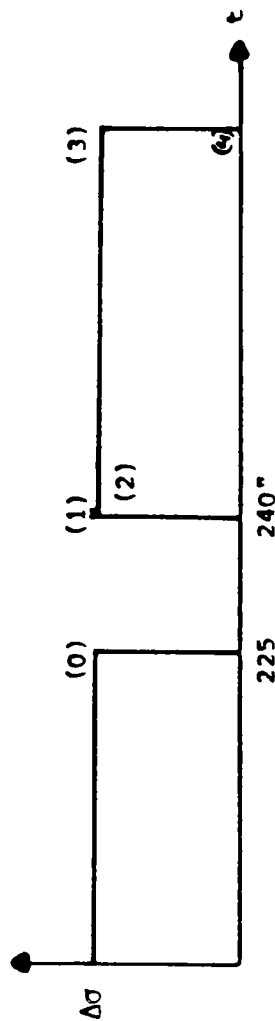
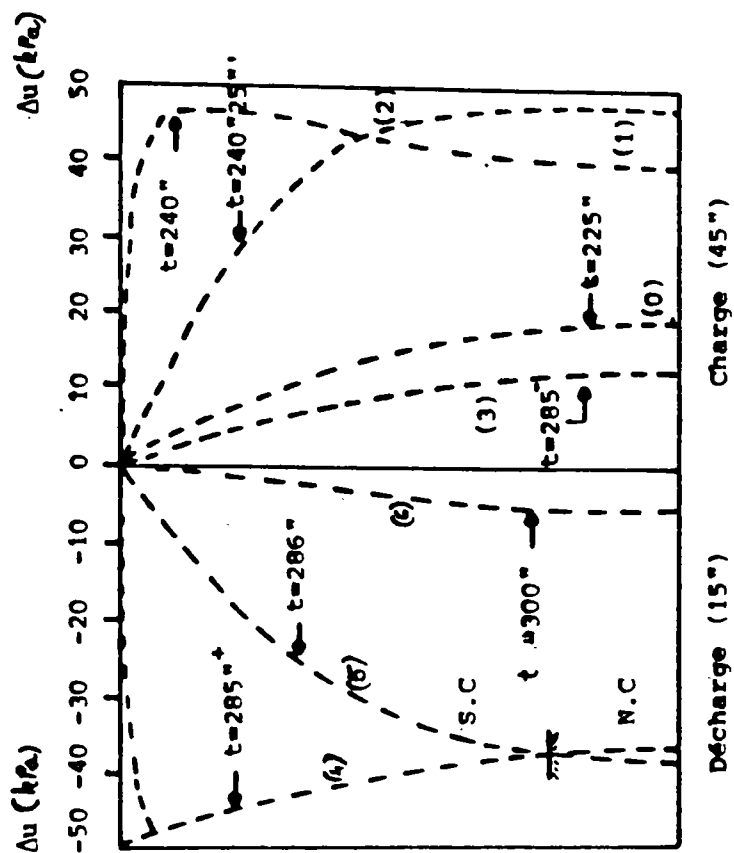


Fig 46 : Isochrones de surpression interstitielle au cours d'un cycle à $U = 50\%$ cycle rectangulaire.

Lors du chargement, après une phase de décharge, bien que pour le degré de consolidation considéré ($U = 50 \%$) l'échantillon soit au début entièrement surconsolidé, on distingue également deux zones : dans la zone supérieure, la surpression interstitielle diminue entraînant une augmentation de la contrainte effective et un tassement tandis que dans la zone inférieure, la surpression interstitielle augmente entraînant une diminution de la contrainte effective et donc un gonflement. Ce phénomène est éphémère et ne dure que $0,25''$. Ces résultats renforcent la critique portée sur les hypothèses considérées par BALIGH et LEVADOUX pour le calcul de la borne inférieure des tassements. En effet, selon ces hypothèses la surpression interstitielle au début de chaque phase de chargement est égale à la surpression initiale. Cette hypothèse n'est pas vérifiée et dans le cas de l'exemple considéré l'erreur maximum qui en résulte sur la valeur de Δu est de 12% . Cette erreur croît en fonction du nombre des cycles et peut atteindre 25% à l'état d'équilibre. Elle est partiellement compensée par le fait que la surpression interstitielle augmente dans la partie inférieure de l'échantillon avant de décroître. Les hypothèses de BALIGH ne sont valables que pour un petit nombre de cycles.

V. - COMPARAISON ENTRE LA THEORIE ET L'EXPERIENCE

V.1. - CAS DU LIMON DE JOSSIGNY (ARGILE PEU PLASTIQUE)

5.1.1. - Courbe de consolidation sous charge cyclique

La Figure 47 montre une comparaison entre la courbe de consolidation expérimentale et les courbes théoriques calculées en considérant d'une part, la théorie de BALIGH et LEVADOUX et d'autre part, la modélisation numérique développée ci-dessus. Il s'agit d'un essai de

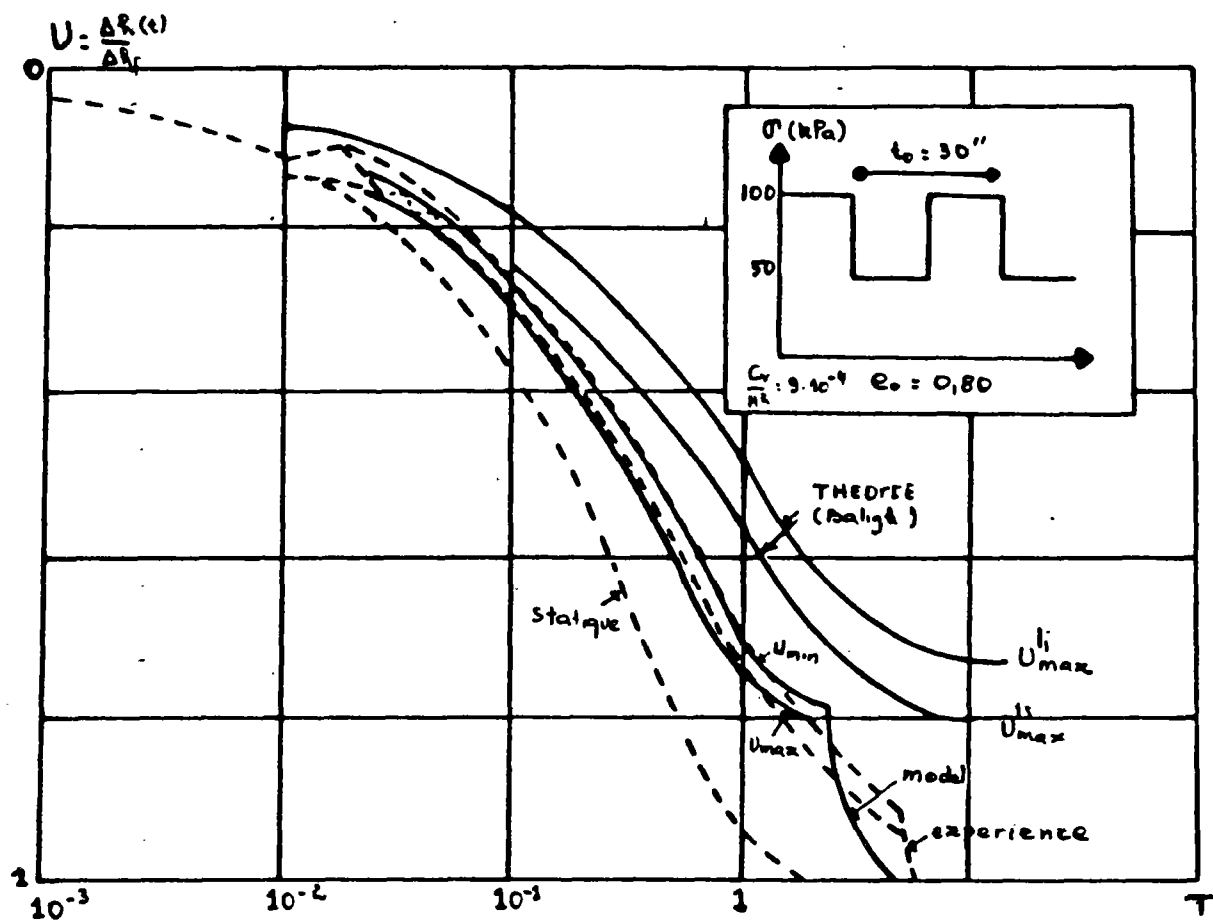


Fig 47 : Limon - comparaison entre les courbes théoriques (Baligh, model) et la courbe expérimentale.

consolidation à l'oedomètre classique sous un chargement cyclique carré à période $t_0 = 30''$ ayant une amplitude de charge de $\Delta\sigma = 50$ kPa, l'échantillon étant préconsolidé sous une contrainte de $\sigma' = 50$ kPa.

On remarque que la courbe théorique déduite de la modélisation développée est en bon accord avec les résultats expérimentaux alors que les hypothèses de BALIGH et LEVADOUX conduisent à sous-estimer considérablement la vitesse de consolidation. Comme il a été noté lors de l'étude expérimentale, le degré de consolidation oscille entre deux courbes limites correspondant à un degré de consolidation minimum - U_{\min} et à un degré de consolidation maximum - U_{\max} , atteints respectivement lors d'une phase de déchargement et d'une phase de chargement.

Les courbes théoriques ainsi que la courbe expérimentale tendent vers un état d'équilibre sous charge cyclique caractérisé par un degré de consolidation inférieur à 1. On constate que la valeur théorique de U_{\max} atteinte à l'état d'équilibre, calculée à partir de la modélisation numérique est proche de celle calculée à partir de la théorie de BALIGH et LEVADOUX ($U_{\max} = 80 \%$). En effet, les calculs effectués en utilisant le programme en différences finies montrent que comme il est supposé par la théorie de BALIGH et LEVADOUX, à l'état d'équilibre le sol est entièrement surconsolidé et son comportement ne dépend alors que de la période des cycles, supposé réversible. Comme il est montré sur la Figure 48 le degré de consolidation à l'état d'équilibre croît avec la période des cycles. Cette évolution est en accord avec les résultats expérimentaux (voir Fig. 16).

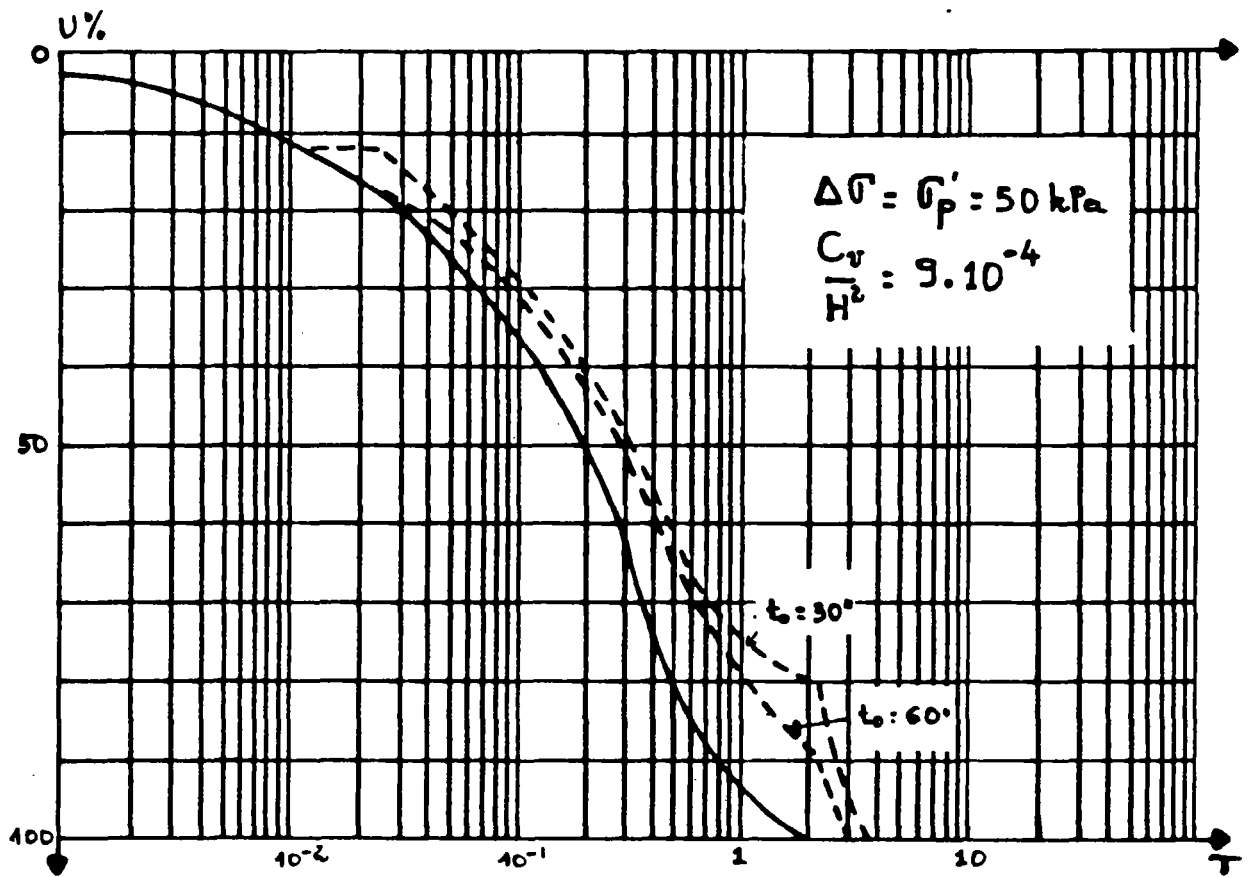


Fig 48 : Effet de la période t_0 sur la courbe de consolidation.

On remarque que le degré de consolidation théorique à l'état d'équilibre sous la charge cyclique est inférieur au degré de consolidation expérimental. Comme il a été noté lors de l'étude expérimentale, cette différence est essentiellement due à l'irréversibilité du comportement du sol à l'état surconsolidé. L'effet de cette irréversibilité sera abordé lors de l'interprétation des résultats expérimentaux obtenus pour la kaolinite.

La Figure 49 montre l'évolution de la contrainte effective au cours de la consolidation sous charge cyclique à la demi-hauteur d'un échantillon à l'oedomètre. On remarque qu'à l'état d'équilibre sous charge cyclique, la surpression interstitielle à la base de l'échantillon n'est pas nulle ; elle oscille entre deux valeurs constante dont l'écart ne dépend que de la période des cycles. Pour cet état d'équilibre sous la charge cyclique on obtient à partir de la modélisation numérique des répartitions des contraintes effectives et des tassements qui sont proches de celles calculées à partir de la théorie de BALIGH et LEVADOUX.

A l'arrêt des cycles, lorsqu'on maintient la charge maximale constante, il se produit une dissipation des pressions interstitielles qui résident dans l'échantillon à l'état d'équilibre sous la charge cyclique, provoquant un tassement de consolidation primaire.

5.1.2. - Dissipation des surpressions interstitielles au cours de la consolidation sous charges cycliques

La Figure 50 présente une comparaison entre les variations

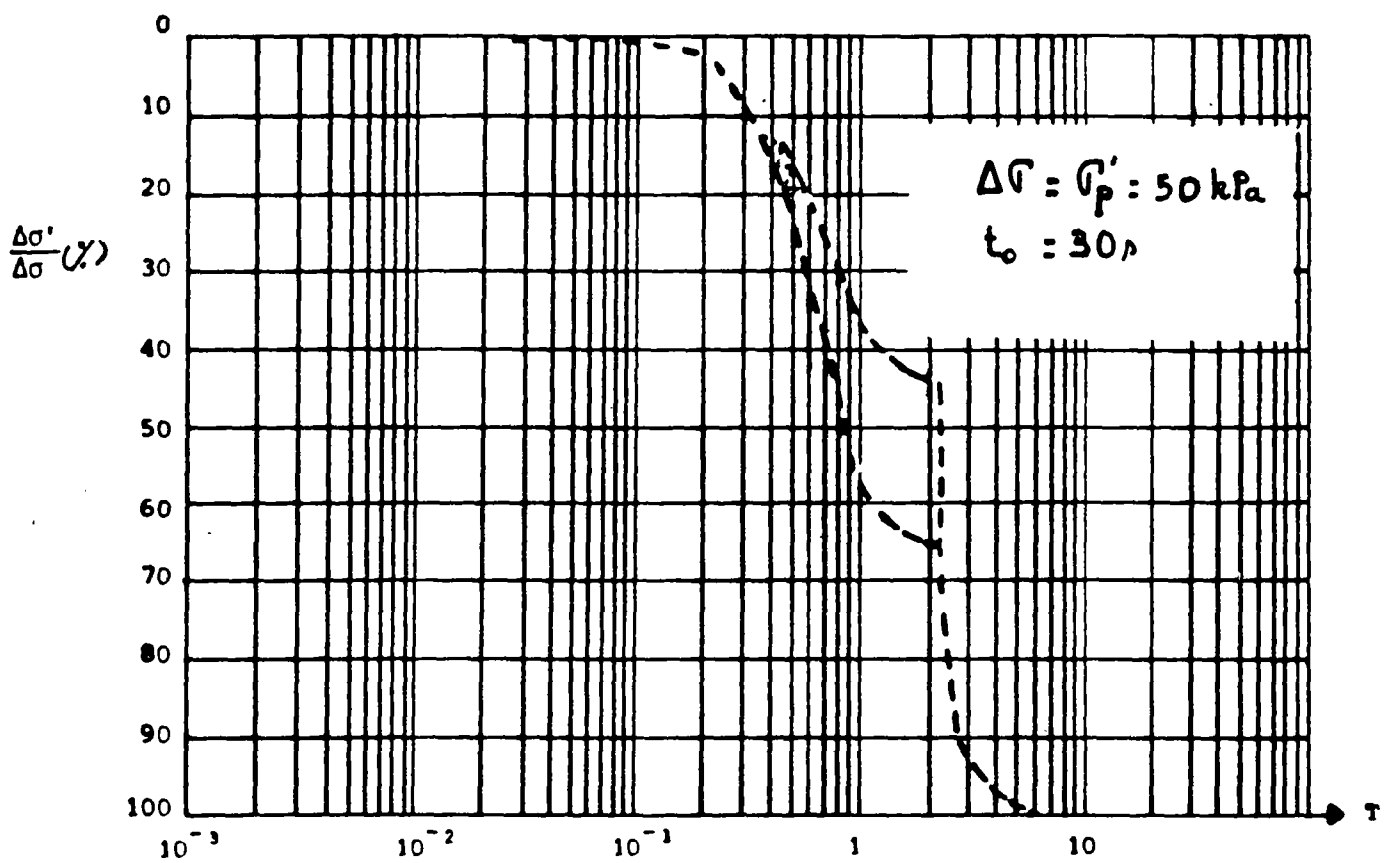


Fig 49 : Evolution de la contrainte effective sous charge cyclique
à la demi-hauteur d'un échantillon à l'oedomètre.

Etude théorique.

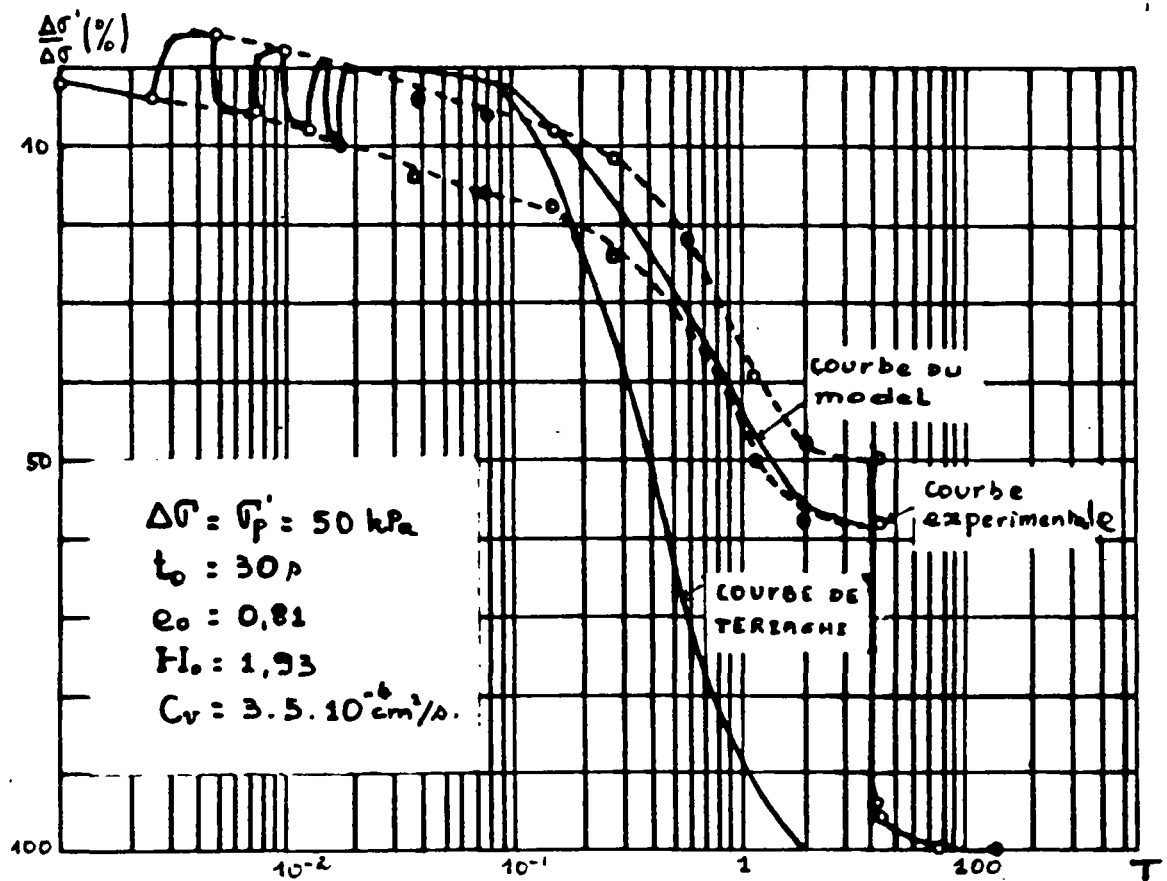


Fig 50 : Evolution de la contrainte effective sous charge cyclique. Comparaison : courbe expérimentale - courbe théorique.

théorique et expérimentale de la contrainte effective au cours d'un essai de consolidation sous charge cyclique. Cet essai a été effectué à la cellule de Rowe avec une période de cycle de 30", la contrainte de préconsolidation et l'amplitude de la charge étant de 50 kPa.

On constate qu'au début de l'essai, il existe un écart entre la courbe théorique et les résultats expérimentaux, cet écart est probablement dû aux conditions de mise en place de l'échantillon à la cellule de Rowe comme le montrent également les résultats des essais de consolidation sous charges statiques effectués sur le limon (Fig. 13). Lorsque le nombre de cycles croît, les courbes théoriques et expérimentales relatives à la variation de la contrainte effective maximale sont pratiquement confondues.

Cependant, l'expérience montre que la décharge entraîne une diminution de la contrainte effective tandis que d'après les résultats théoriques, la décharge n'entraîne pas une telle diminution et provoque même une légère tendance d'augmentation de la contrainte effective. Ce dernier résultat dépend sensiblement de la hauteur de drainage de l'échantillon. Ainsi, comme il est montré sur la Figure 49, pour le même sol et pour le même chargement cyclique ($t_0 = 30''$, $\sigma'_p = \Delta\sigma = 50 \text{ kPa}$) on obtient, pour un échantillon à l'oedomètre ($H = 0,75 \text{ cm}$) des résultats très différents de ceux obtenus pour l'échantillon à la cellule de Rowe ($H = 1,93 \text{ cm}$).

À l'oedomètre la décharge entraîne en effet une diminution de la contrainte effective, l'écart entre la contrainte effective minimale lors d'une décharge et la contrainte effective maximale atteinte lors d'une phase de chargement augmente au cours de la consolidation.

Tassement final

La Figure 51 montre les résultats théoriques et expérimentaux concernant l'effet des cycles sur le tassement total Δh_c obtenu après arrêt des cycles en maintenant la charge maximale constante. On remarque que la valeur théorique du rapport $\Delta h_c / \Delta h_s$ (Δh_s étant le tassement final correspondant à un essai sous charge statique) est de l'ordre de 1. Cette valeur correspond aux résultats expérimentaux.

Vitesse de consolidation

L'étude théorique ainsi que les résultats expérimentaux (Fig. 23) montrent que les cycles ont pour effet de ralentir la consolidation. Cet effet des cycles décroît avec la période et lorsque la période augmente, la vitesse de consolidation sous charge cyclique se rapproche de la vitesse de consolidation sous charge statique. Dans le cas des essais effectués à l'oedomètre avec une période de $t_0 = 30''$, la valeur théorique du rapport $\frac{t_{50c}}{t_{50s}}$ est de l'ordre de 1,7 ; ce qui correspond aux résultats expérimentaux.

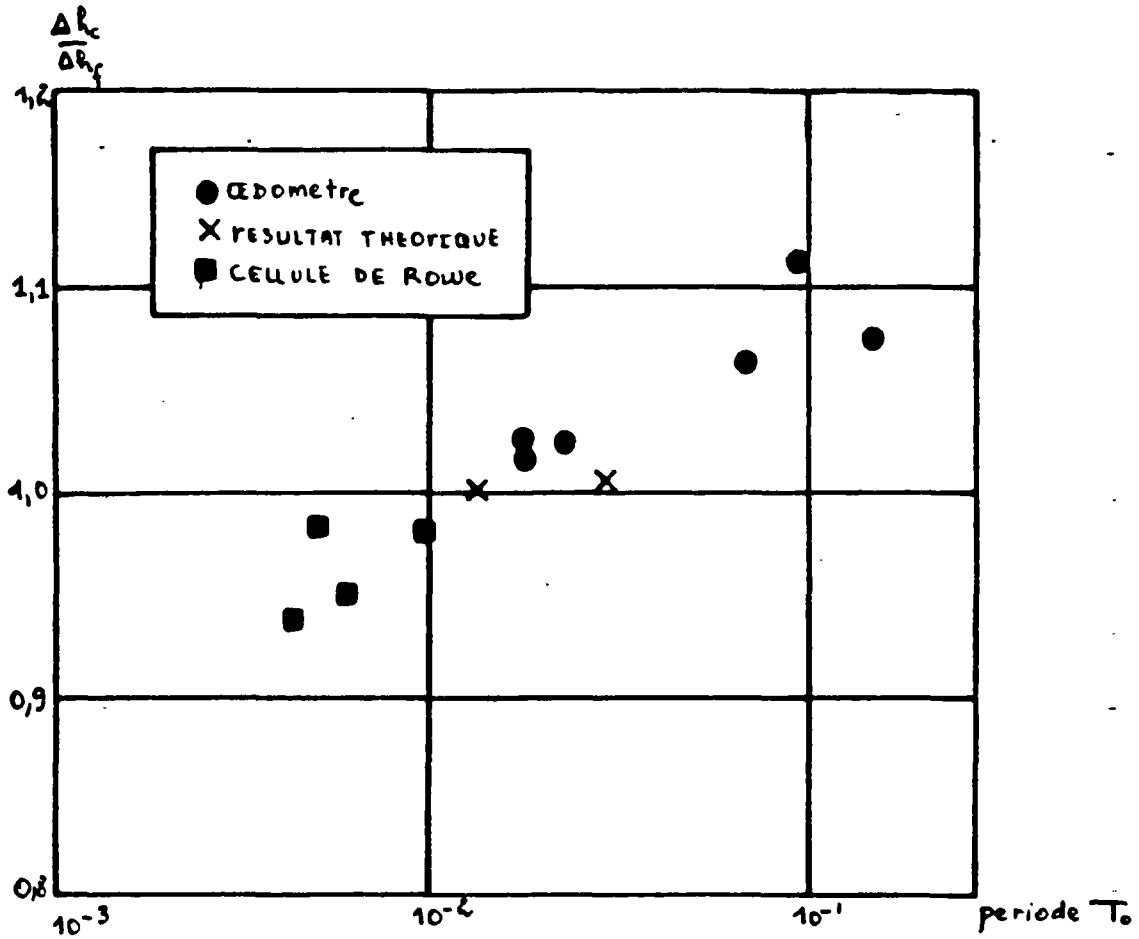


Fig 51 : Limon - Effet de la période des cycles sur le tassement final. Comparaison : résultats théoriques et résultats expérimentaux.

pour le tassement $U(\Delta h(t)/\Delta h_c)$ en fonction du facteur temps $T = C_v \cdot t/H_0^2$. On remarque que le degré de consolidation défini par l'incrément de contrainte effective varie entre deux valeurs limites $U_{\max}(\Delta \sigma'/\Delta \sigma)$ et $U_{\min}(\Delta \sigma'/\Delta \sigma)$ et tend vers un état d'équilibre à contrainte effective moyenne constante égale à $\Delta \sigma' = 0,5 \Delta \sigma$. A cet état d'équilibre, il existe une surpression interstitielle résiduelle non nulle dans l'échantillon qui se dissipe à l'arrêt des cycles lorsqu'on maintient la charge maximale constante.

Comme il a été noté plus haut, le comportement irréversible du sol lors de la phase surconsolidée conduit à une accumulation des tassements lors des cycles de décharge (gonflement) et de recharge (recompression). A l'état d'équilibre le sol est entièrement surconsolidé. Les cycles ont alors pour effet une augmentation continue du tassement et du degré de consolidation correspondant ($U = \frac{\Delta h(t)}{\Delta h_c}$), par conséquent la courbe de consolidation sous charge cyclique définie à partir des valeurs du tassement n'atteint pas un état d'équilibre. Pour ce cas les calculs ont été effectués en maintenant le chargement cyclique jusqu'à atteindre un état d'équilibre à contrainte effective moyenne constante. Puis à l'arrêt des cycles, on a maintenu la charge maximale constante jusqu'à dissipation complète des surpressions interstitielles pour obtenir le tassement final Δh_c .

On remarque sur la Figure 52 que la courbe (1) de consolidation sous charge cyclique ainsi calculée conduit à sous-estimer considérablement la vitesse de consolidation. Cette différence est partiellement due à l'hypothèse émise sur le comportement du sol pour schématiser son irréversibilité lors de la phase surconsolidée.

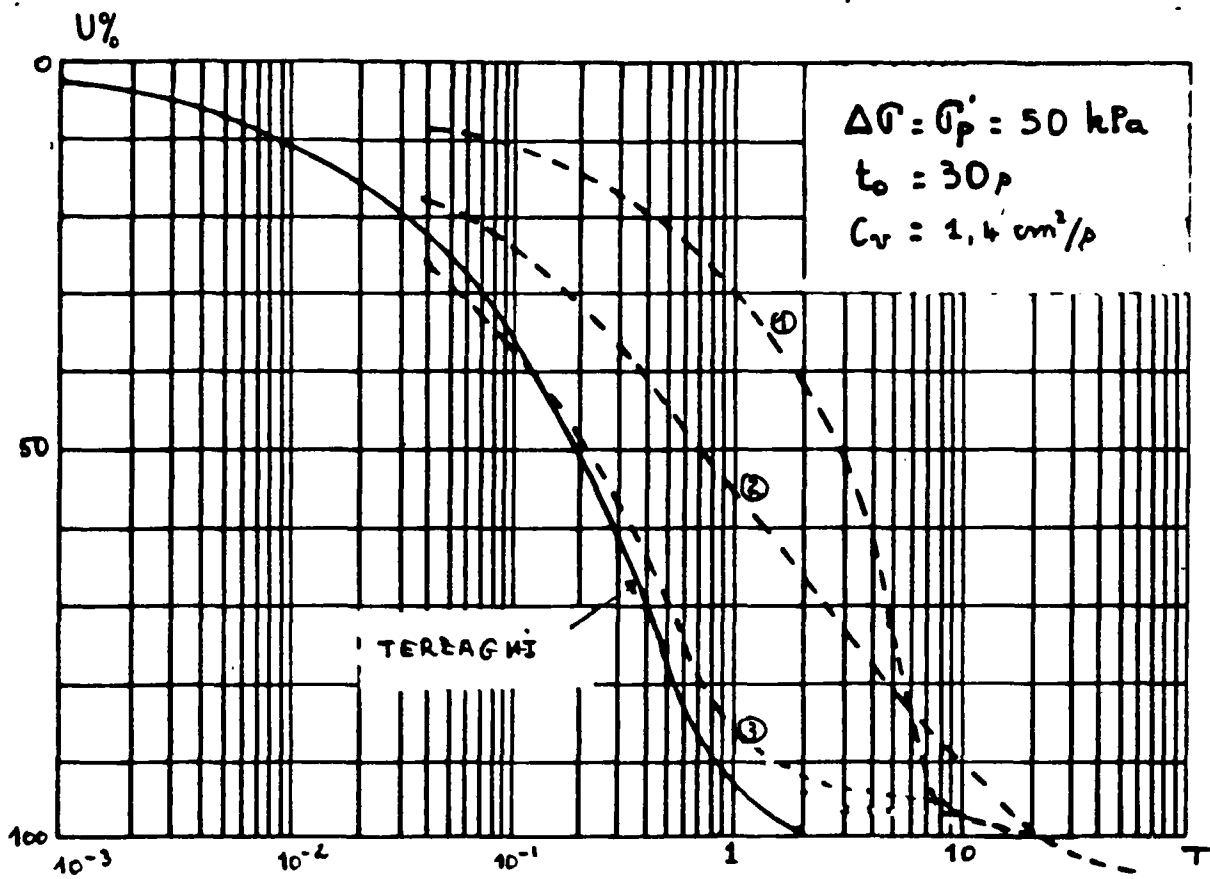


Fig 52 : Kaolinite - comparaison entre la courbe expérimentale (2) et les courbes théoriques : cas réversible(3) ; cas irréversible (1).

V.2. - CAS DE LA KAOLINITE (argile très plastique)

5.2.1. - Courbe de consolidation sous charges cycliques et dissipation des surpressions interstitielles

La Figure 52 montre une comparaison entre les courbes théoriques et expérimentales de consolidation de la kaolinite sous charges cycliques. Ces courbes présentent la variation du degré de consolidation définie par $U = \frac{\Delta h(t)}{\Delta h_c}$ en fonction du facteur temps T pour un essai sous charge cyclique à période $t_0 = 30''$ avec une amplitude de charge $\Delta\sigma = 50 \text{ kPa}$ la contrainte de préconsolidation étant $\sigma'_p = 50 \text{ kPa}$. Comme il a été noté lors de l'étude expérimentale, contrairement au comportement du limon sous charge cyclique, la courbe de consolidation de la kaolinite n'atteint un état d'équilibre sous la charge cyclique que lorsque le degré de consolidation est de 100 %.

Pour analyser le comportement de la kaolinite sous la charge cyclique, on a effectué les calculs en utilisant le programme en différences finies et en considérant deux hypothèses sur le comportement du sol dans la phase surconsolidée :

- comportement réversible (courbe - 3) caractérisé par $C_{rc} = C_g$ (l'indice de gonflement étant égal à l'indice de recompression; la valeur prise en compte est celle de l'indice de gonflement C_g)..

- comportement irréversible (courbe - 1) caractérisé par les coefficients $C_{rc}(\sigma'_p)$ et $C_g(\sigma'_p)$ déterminés expérimentalement. Cette hypothèse devait en particulier permettre d'évaluer l'effet

de l'irréversibilité du sol surconsolidé sur la courbe de consolidation.

On constate que les calculs effectués en considérant un comportement réversible conduisent à surestimer considérablement la vitesse de consolidation. La courbe de consolidation est située en dessous de la courbe expérimentale et tend vers un état d'équilibre sous charge cyclique à degré de consolidation constante de $U = 96 \%$. Ces résultats correspondent qualitativement à ceux obtenus pour le limon. Lorsque le sol atteint l'état d'équilibre on simule l'arrêt des cycles en maintenant la charge maximale constante jusqu'à une dissipation complète des surpressions interstitielles qui résident dans l'échantillon à l'état d'équilibre sous la charge cyclique. On obtient ainsi la valeur du tassement total Δh_c permettant de tracer la courbe de consolidation $\Delta h(t)/\Delta h_c = f(T)$.

Les calculs effectués en considérant l'irréversibilité du sol lors de la phase surconsolidée conduisent à une courbe de consolidation qui ne fait pas apparaître un état d'équilibre à degré de consolidation inférieur à 1. Pour comprendre le comportement, on a étudié la dissipation de la surpression interstitielle à la mi-hauteur de l'échantillon lors de cet essai à partir d'une simulation numérique en utilisant le programme en différences finies.

Sur la Figure 53, on présente la variation du degré de consolidation local à la mi-hauteur de l'échantillon caractérisé par l'incrément de la contrainte effective à ce niveau $U(\Delta \sigma'/\Delta \sigma)$ et celle du degré de consolidation défini à partir des valeurs calculées.

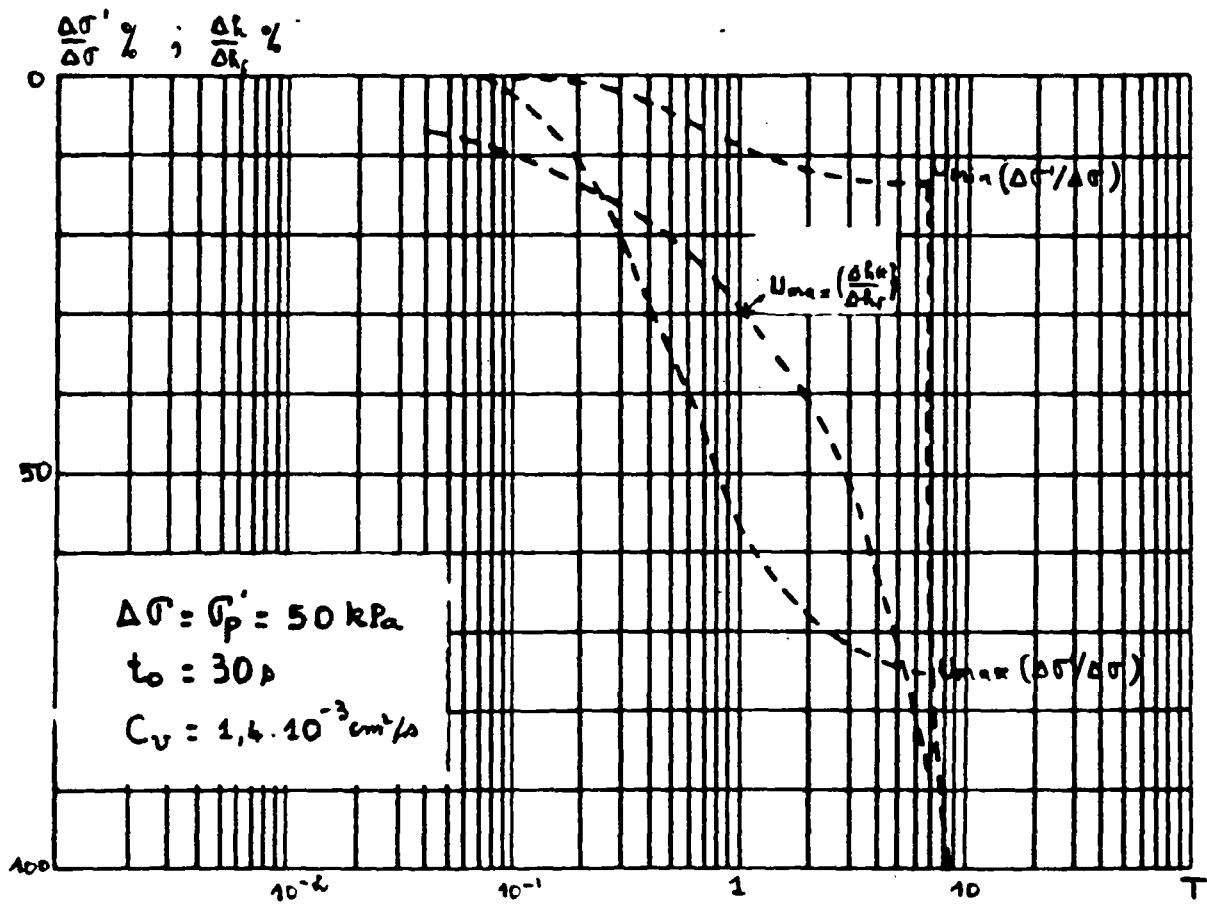


Fig 53 : Kaolinite - variation des degrés de consolidation en tasse-
ment et en contrainte effective en fonction du
facteur temps. Etude théorique.

Cette hypothèse d'une relation linéaire ($e - \log \sigma'$) conduit à surestimer l'effet de l'irréversibilité lors du rechargement. L'erreur qui en résulte croît avec le nombre des cycles et entraîne une surestimation de la valeur de Δh_c et par voie de conséquence une sous-estimation du degré de consolidation $U = \frac{\Delta h(t)}{\Delta h_c}$. La courbe théorique est située donc au-dessus des résultats expérimentaux. Il s'en suit que la concordance entre théorie et expérience ne peut être obtenue qu'en traduisant mieux le comportement irréversible de la kaolinite lors de la phase surconsolidée.

5.2.2. - Effet de la période sur la courbe de consolidation

Les Figures 54 et 55 montrent une étude théorique de l'effet de la période des cycles sur la vitesse de dissipation des surpressions interstitielles et sur la courbe de consolidation ($U(\Delta h(t)/\Delta h_c = f(T))$) sous charges cycliques. On considère respectivement deux essais, ayant la même amplitude de charge $\Delta \sigma = 50$ kPa, la même contrainte de préconsolidation $\sigma'_p = 50$ kPa et une période de cycle variable ($t_0 = 30''$ et $t_0 = 60''$). Lors de ces deux essais, le chargement cyclique est maintenu jusqu'à atteindre un état d'équilibre à contrainte effective moyenne constante puis on arrête les cycles et on maintient la charge maximale constante jusqu'à une dissipation complète de la surpression interstitielle.

On observe sur la Figure 54, que pour ces deux essais, l'état d'équilibre à contrainte effective moyenne constante est atteint pratiquement pour le même facteur temps $T = C_v t/H^2$. Ces résultats semblent indiquer que le temps nécessaire pour que le sol soit entièrement surconsolidé est pratiquement indépendant de la période. A l'état d'équilibre, comme il

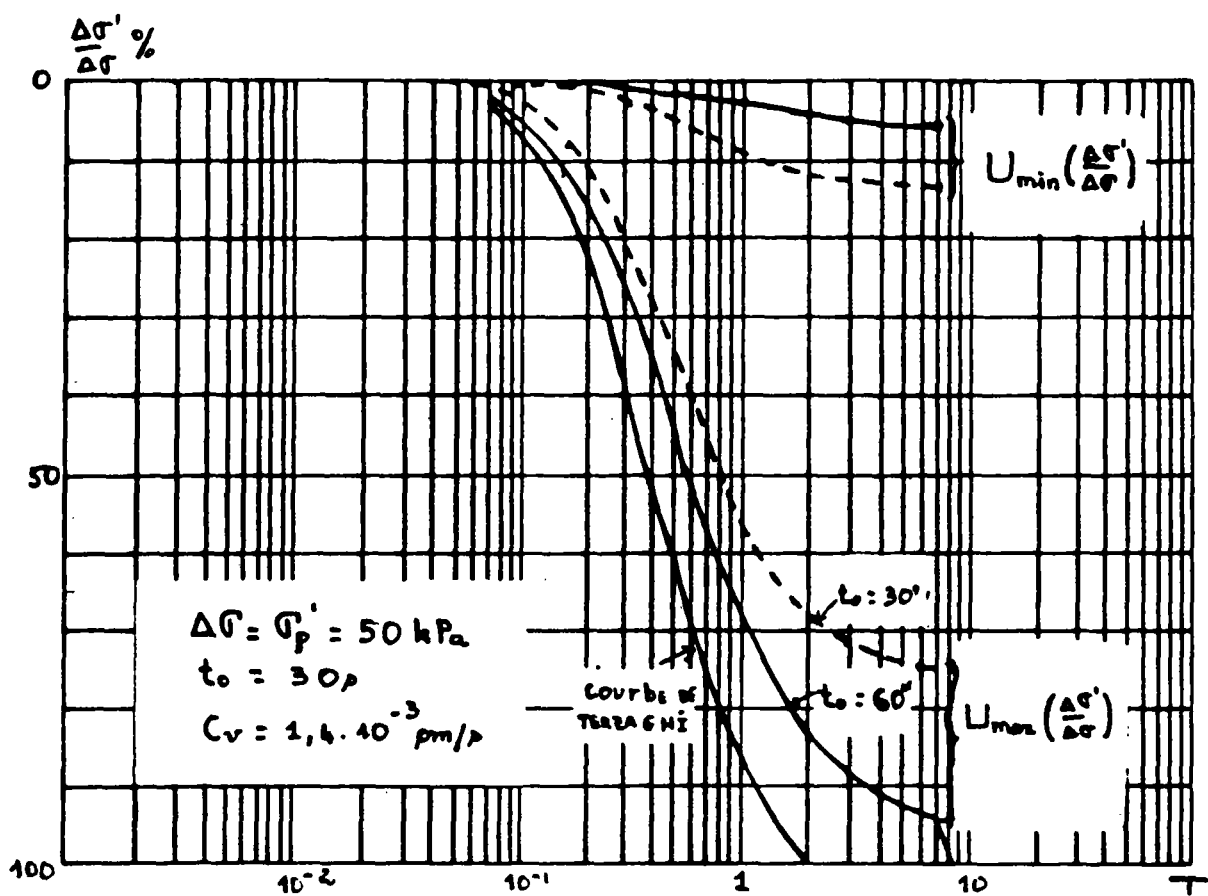


Fig 54 : Kaolinite - Effet de la période des cycles sur la vitesse de dissipation des surpressions interstitielles.

Etude théorique.

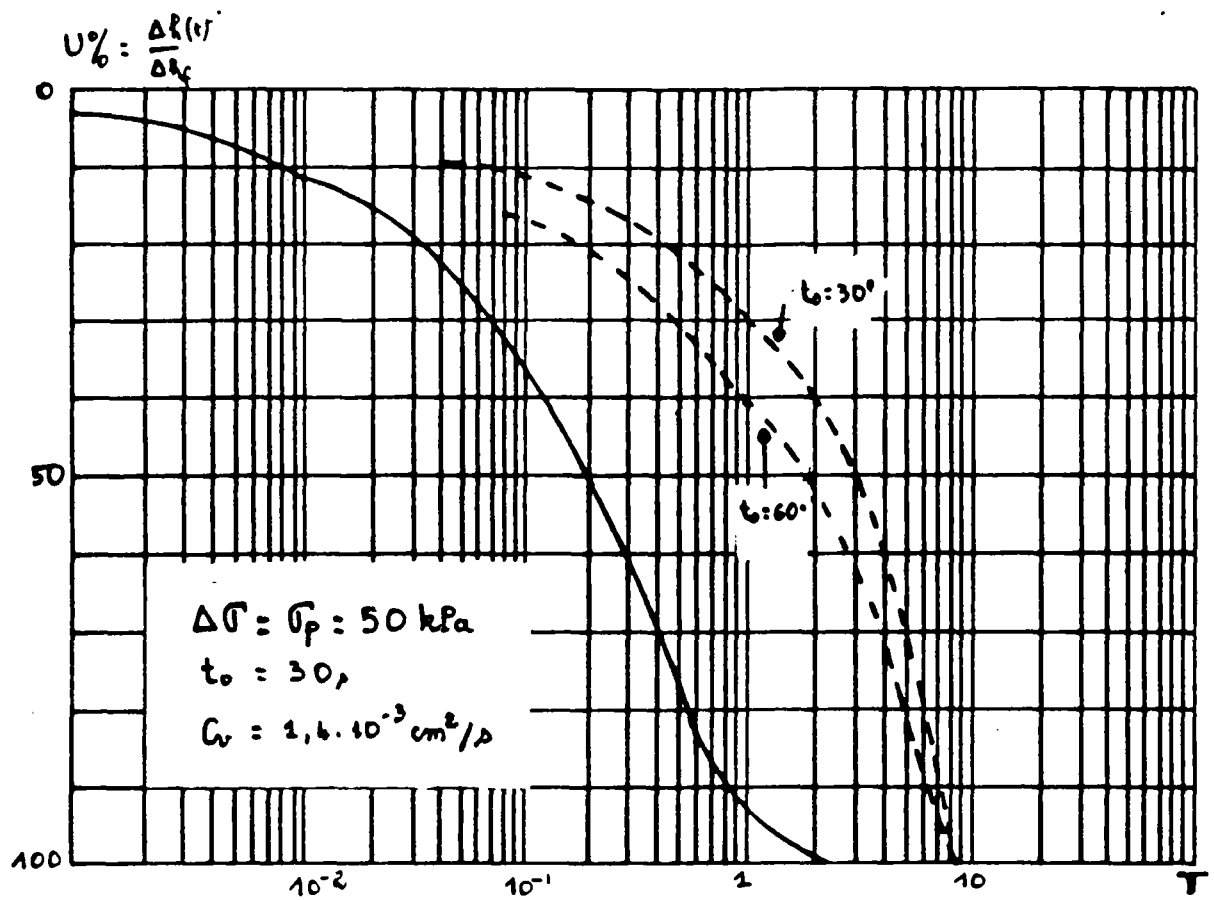


Fig 55 : Kaolinite - Effet de la période des cycles sur la courbe de consolidation. Etude théorique.

été montré pour le limon, la variation de la contrainte effective ne dépend que de la période. On remarque en particulier que pour la kaolinite, l'écart entre les degrés de consolidation maximal $U_{\min}(\Delta\sigma'/\Delta\sigma)$ et minimal $U_{\max}(\Delta\sigma'/\Delta\sigma)$ est bien plus important que celui obtenu pour le limon et croît avec la période. Les valeurs de $U_{\min}(\Delta\sigma'/\Delta\sigma)$ sont très faibles car le coefficient de consolidation élevé de la kaolinite à l'état surconsolidé entraîne pendant la phase de déchargement une dissipation rapide de la surpression interstitielle négative et par voie de conséquence une diminution correspondante de la valeur de la contrainte effective ($\Delta\sigma' = -\Delta u$ lors d'une phase de déchargement). La vitesse de dissipation de la surpression interstitielle croît avec la période et la courbe de consolidation sous charge cyclique se rapproche alors de la courbe de référence de TERZAGHI.

5.2.3. - Tassement final et vitesse de consolidation

Comme l'a montré l'étude expérimentale, dans le cas de la kaolinite, par suite du comportement irréversible du sol à l'état surconsolidé, le tassement final croît avec le nombre de cycles. L'étude théorique ci-dessus a montré que ce tassement continue de croître lorsque le sol atteint un état d'équilibre sous la charge cyclique à contrainte effective moyenne constante. Pour déterminer l'effet des cycles sur le tassement final, il s'avère donc nécessaire de définir un mode opératoire permettant de comparer lors d'une étude paramétrique les résultats des divers essais. En s'appuyant sur les résultats théoriques décrits précédemment, on a adopté la procédure d'essai suivante : on maintient la charge cyclique jusqu'à atteindre un état d'équilibre à surpression :

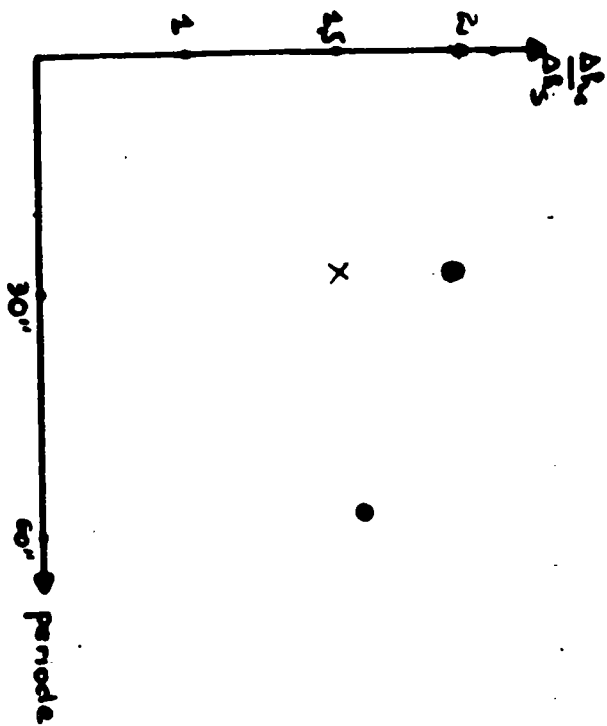


Fig 56 : Kaolinite - Effet de la période des cycles sur le tassement final - comparaison théorie-expérience

expérience :

• - résultats théoriques

X : résultat expérimental

$\Delta h : \sigma'_p = 50 \text{ kPa}$

Temps de consolidation sous cycles : 2430s

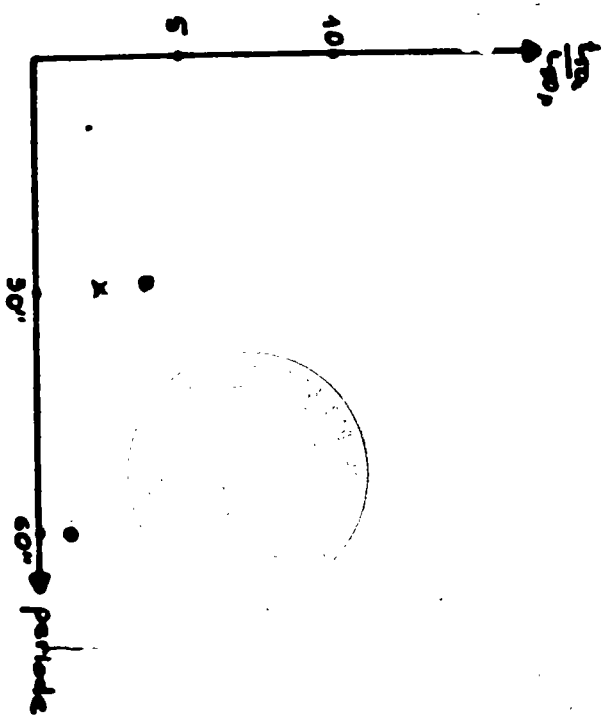


Fig 57 : Kaolinite - Effet de la période des cycles sur la vitesse de consolidation. Comparaison théorie - expérience :

théorie - expérience :

• - résultats théoriques

X : résultat expérimental

$\Delta h : \sigma'_p = 50 \text{ kPa}$

Temps de consolidation sous cycles : 2430s

interstitielle moyenne pratiquement constante, puis on arrête les cycles et on maintient la charge maximale constante jusqu'à une dissipation complète de la surpression interstitielle qui réside dans l'échantillon à l'état d'équilibre sous la charge cyclique. Le tassement final ainsi obtenu est noté Δh_c . La figure 56 montre qu'en adoptant cette procédure d'essai on obtient un rapport $\frac{\Delta h_c}{\Delta h_s}$ qui décroît avec la période des cycles. En effet, comme le temps nécessaire pour atteindre l'état d'équilibre sous charge cyclique est pratiquement indépendant de la période (voir Fig. 54), une augmentation de la période entraîne une diminution correspondante du nombre de cycles et le tassement final Δh_c est alors plus faible. La valeur théorique $\Delta h_c / \Delta h_s$ est supérieure à la valeur expérimentale car l'hypothèse prise en compte pour schématiser le comportement irréversible du sol dans la phase surconsolidée conduit à surestimer le tassement résultant d'un rechargement.

La figure 57 montre qu'en adoptant la procédure d'essai décrite précédemment, le rapport théorique $\frac{t_{50c}}{t_{50s}}$ décroît avec la période de cycles. La théorie conduit à surestimer considérablement le temps de consolidation t_{50c} sous charges cycliques (voir également figure 51).

CONCLUSION

Cette étude nous a révélé une différence de comportement entre le limon et la kaolinite. Le comportement irréversible de la kaolinite dans le domaine surconsolidé a deux conséquences qui diffèrent des résultats obtenus pour le limon :

- l'augmentation du nombre de cycle entraîne une augmentation du tassement final ;

- la courbe de consolidation en tassement ne présente pas un état d'équilibre sous charges cycliques.

L'étude théorique montre en outre que, dans le cas de la kaolinite, il y a accumulation de tassement sous charge cyclique sans dissipation significative de la surpression interstitielle.

VI - EXPERIENCES AVEC MESURES DE SURPRESSION INTERSTITIELLE

Les expériences sur la kaolinite à l'oedomètre donnent uniquement les variations du tassement au cours de la consolidation sous chargement cyclique. Nous avons vu que, dans ce cas, la courbe de tassement n'atteint pas un état d'équilibre sous chargement cyclique ; ce qui est en accord avec la théorie.

Par contre, les résultats théoriques révèlent que l'évolution de la surpression interstitielle lors de chargements cycliques présente un état d'équilibre à surpression interstitielle moyenne constante non nulle. Les expériences avec mesures de surpression interstitielle ont pour objectif de vérifier ces résultats.

VI.1. - Les appareils de mesure

Les appareils utilisés pour les expériences sont uniquement la cellule de Rowe décrite au paragraphe II et l'appareil triaxial classique. Pour avoir des cycles, l'appareil triaxial a été aussi relié à deux électrovannes commandées par un système électrique pour réguler les cycles de charge et de décharge.

VI.2. - Programme d'essais

VARIABLES	ESSAIS A LA CELLULE DE ROWE			ESSAIS AU TRIAXIAL		
PERIODE	60 s		30 s	60 s		4 mn
NOMBRE DE CYCLES	100	40	80	40	100	100
$\frac{\Delta t}{H^2}$	10	10	5	1	1	4,2
NOMBRE D'ESSAIS	1	1	1	1	1	1

VI.3 - Préparation de l'échantillon (voir annexe : document sur les essais)

Pour la mesure des surpressions interstitielles, nous cherchons à obtenir un échantillon saturé.

Pour réaliser cet objectif, nous avons utilisé la cloche à vide. En effet, après avoir effectué le mélange de l'eau et de la kaolinite, nous prélevons une mince couche du mélange que nous étalons dans un bol à fond plat et de petite hauteur. Nous répandons sur la couche ainsi prélevée une faible quantité d'eau et l'ensemble est placé sous la cloche à vide. La pression négative induite par la cloche à vide, libère l'air contenu dans l'échantillon et est remplacé par l'eau répandue au préalable sur la couche de sol. Nous obtenons ainsi un sol saturé. En répétant plusieurs fois l'opération avec d'autres couches nous obtenons, de proche en proche, la quantité de sol saturé nécessaire pour réaliser l'expérience.

VI.4 - Procédure d'essai (voir annexe : document sur les essais)

La procédure d'essai à la cellule de Rowe est celle décrite au paragraphe II.

Les expériences au triaxial ont été faites sur des éprouvettes de 76 mm de hauteur pour un diamètre de 37 mm.

Nous saturons l'éprouvette sous une différence de pression de 10 kPa. Après avoir atteint la saturation, nous consolidons l'échantillon sous une différence de pression de $\sigma_3 = 50$ kPa.

Les cycles sont effectués par des chargements et des déchargements de 50 kPa. Le chargement est effectué en appliquant une pression extérieure de 50 kPa. La variation de la surpression interstitielle se mesure en utilisant le capteur au bas de l'éprouvette et le drainage s'effectue par le haut.

Les résultats sont recueillis graphiquement par un enregistreur relié au capteur de pression. Nous mesurons la variation de volume à l'aide de tubes gradués.

Tous les essais, tant au triaxial qu'à la cellule de Rowe, ont été effectués sous une préconsolidation de 50 kPa.

VI.5. - Résultats expérimentaux

VI.5.1. - Essais à la cellule de Rowe

a) Evolution au cours des cycles et à l'état d'équilibre

Les valeurs de c_v utilisées pour les courbes ci-après sont celles obtenues à l'oedomètre.

La figure 58 montre l'évolution en fonction du facteur temps du degré de consolidation obtenu à partir de la dissipation de la surpression interstitielle (courbe 1) et du tassement (courbe 2) au cours d'un chargement cyclique de période égale à 60 secondes : nous observons un état d'équilibre de la surpression interstitielle au cours des cycles. L'équilibre est atteint pour un degré de consolidation de 56 % de contrainte effective.

Nous observons, à l'arrêt des cycles, une dissipation accélérée de la surpression interstitielle tandis que l'évolution du tassement conserve une allure continue. Ce phénomène peut être expliqué à partir des résultats théoriques, comme on montre ci-après.

L'essai représenté sur la figure 60 a été effectué dans les mêmes conditions que l'essai précédent, avec une période égale à 30 secondes. Nous constatons, avant l'application des cycles, une dissipation initiale de la surpression interstitielle égale à 20 % de la surpression maximale et un écart entre $U\left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma}\right)_{\max}$ et $U\left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma}\right)_{\min}$ plus faible que celui obtenu lors d'un essai à période égale à 60 secondes. L'augmentation de cet écart avec la période correspond aux résultats théoriques présentés dans le chapitre 5.2.2. L'état d'équilibre des

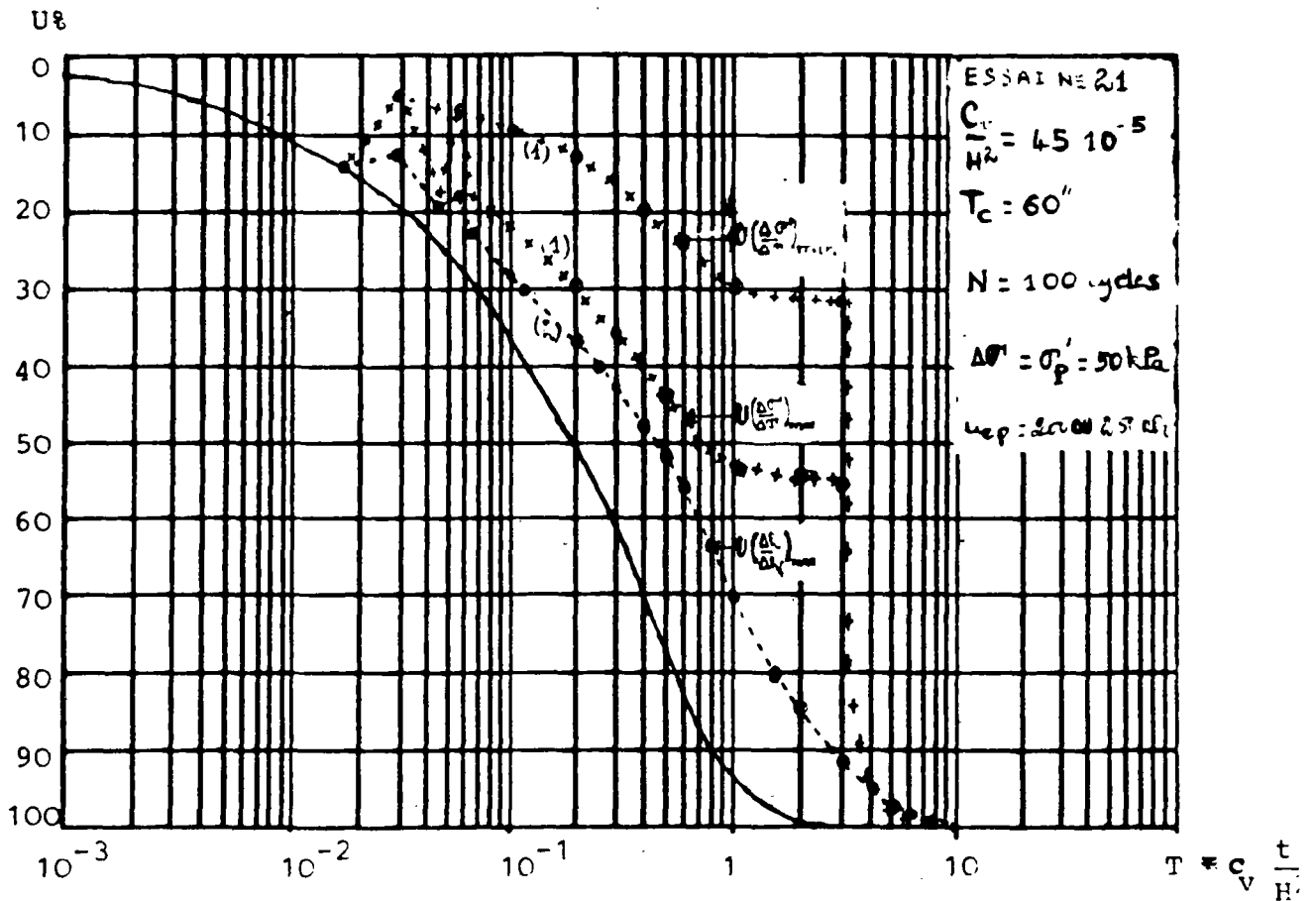


FIG. 58 : Kaolinite, étude expérimentale à la cellule de Rowe : évolution du degré de consolidation en tassement et en contrainte effective en fonction du facteur temps.

--- : degré de consolidation en contrainte effective
 +++ : degré de consolidation en tassement

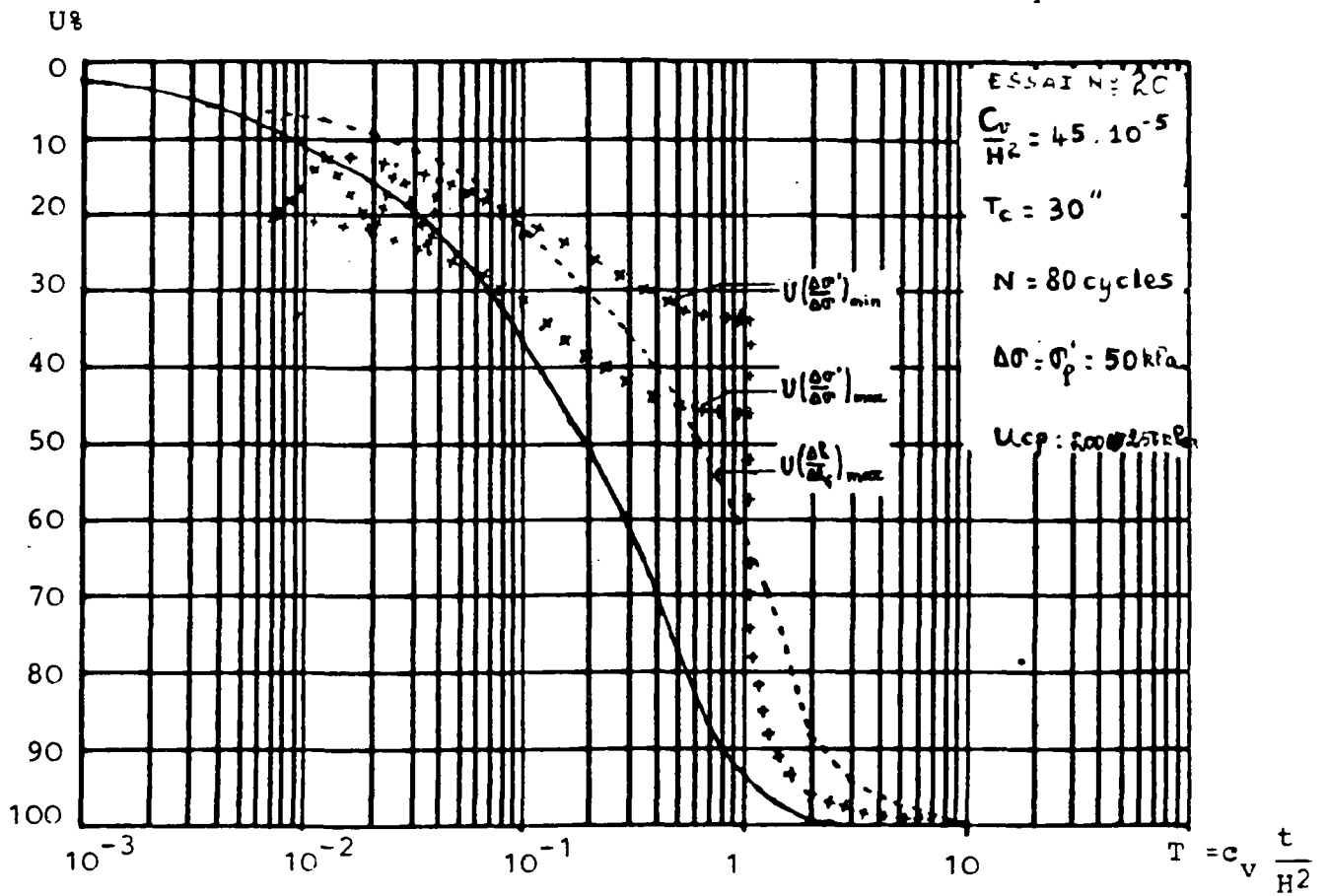


FIG. 59 : Kaolinite, étude expérimentale à la cellule de Rowe: évolution du degré de consolidation en tassement et en contrainte effective en fonction du facteur temps.

- +++ : degré de consolidation en contrainte effective
- : degré de consolidation en tassement

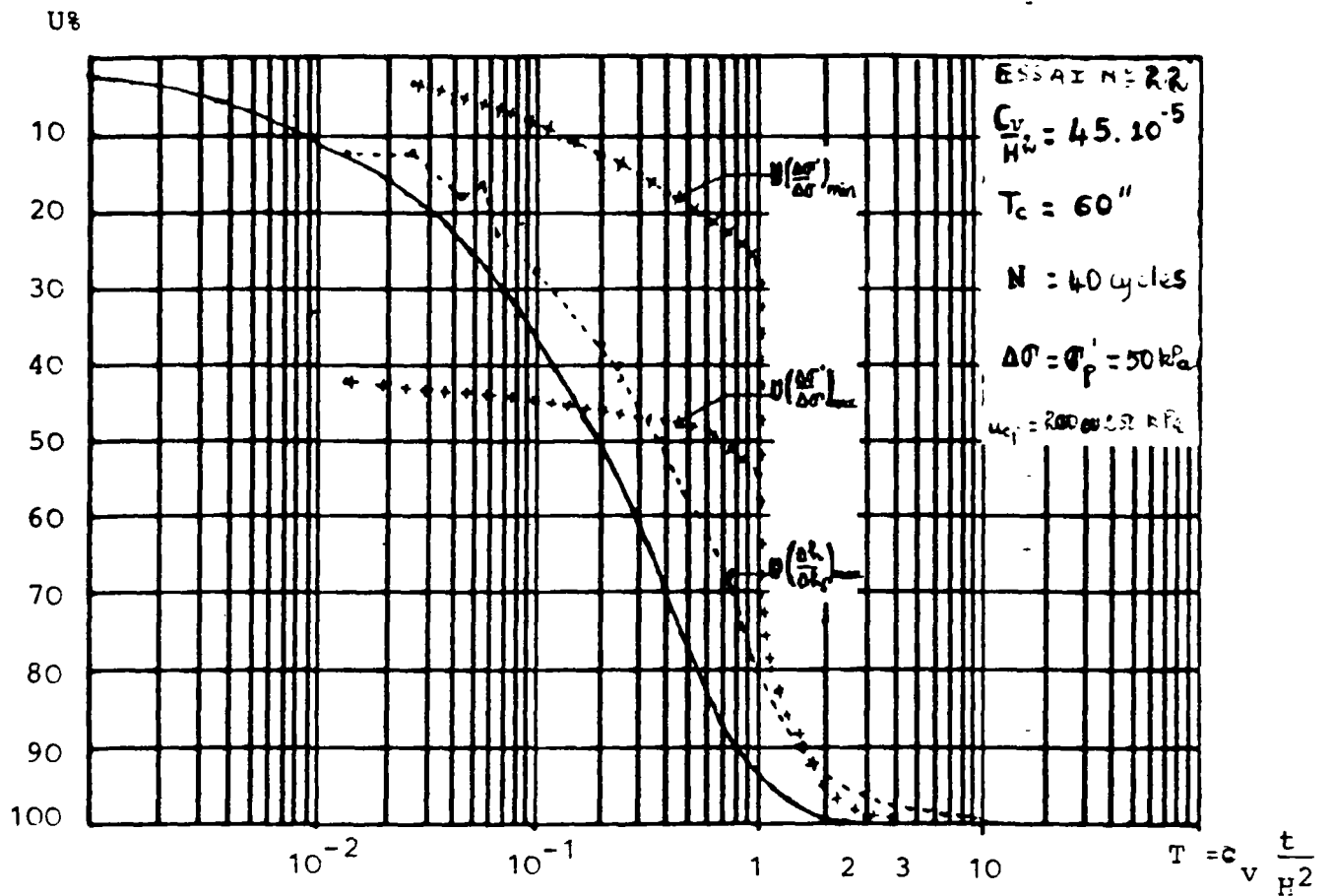


FIG. 60 : Kaolinite ; étude expérimentale à la cellule de Pore :
 évolution du degré de consolidation en tassement et en
 contrainte effective en fonction du facteur temps.

surpressions interstitielles est atteint à $U \left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma} \right)$ égal à 46 %.

Il apparaît donc que la diminution de la période a pour effet de diminuer le degré de consolidation maximal atteint à l'état d'équilibre.

Nous constatons pour certaines expériences, comme celle de la figure 60, une forte variation de la surpression interstitielle maximale au début des cycles après 30 secondes de chargement. Le degré de consolidation atteint 40 % et nous constatons une faible évolution par la suite.

Cette dispersion est probablement liée aux conditions expérimentales et à la procédure de préparation de l'échantillon ou de l'essai.

Le cas où la surpression interstitielle subit une grande variation au début de l'essai avant application du cycle de décharge a été analysé par MAGNAN et DANG (1977). L'explication donnée est que l'eau contient normalement de faibles quantités de gaz qui se présentent quelquefois sous la forme de bulles, mais plus souvent à l'état de dissolution dans l'eau qui devient compressible. Il en résulte que, pendant le chargement, seule une partie de la charge $\Delta\sigma$ crée la surpression interstitielle à l'intérieur de l'échantillon, de telle sorte que 10 à 30 % de cette charge se transforme directement en contrainte effective et provoque un tassement initial.

Il s'en suit qu'à l'instant $t = 0$, la surpression interstitielle Δu est égale à environ 70 à 90 % de la charge $\Delta \sigma$ appliquée.

L'écart important entre $U\left(\frac{\Delta \sigma'}{\Delta \sigma}\right)_{\max}$ et $U\left(\frac{\Delta \sigma'}{\Delta \sigma}\right)_{\min}$ est dû au fait que le coefficient de consolidation pendant la phase de décharge est supérieur à celui du sol à l'état normalement consolidé. Il en résulte en décharge une dissipation plus rapide de la surpression interstitielle.

A l'arrêt des cycles, on maintient constante la contrainte maximale on observe une dissipation rapide de la surpression interstitielle jusqu'à une valeur nulle tandis que la variation du tassement reste continue.

Dans cet essai nous n'observons pas d'équilibre des surpressions interstitielles à cause d'un nombre insuffisant de cycles.

b) Comparaison des tassements finaux

La figure 61a présente l'évolution en fonction de la période du rapport tassement final Δh_f sur la hauteur h de l'échantillon après arrêt des cycles sous $\Delta \sigma = 50$ kPa à l'oedomètre et à la cellule de Rowe.

Il apparaît que le rapport $\left(\frac{\Delta h}{h}\right)$ obtenu à la cellule de Rowe est plus grand qu'à l'oedomètre.

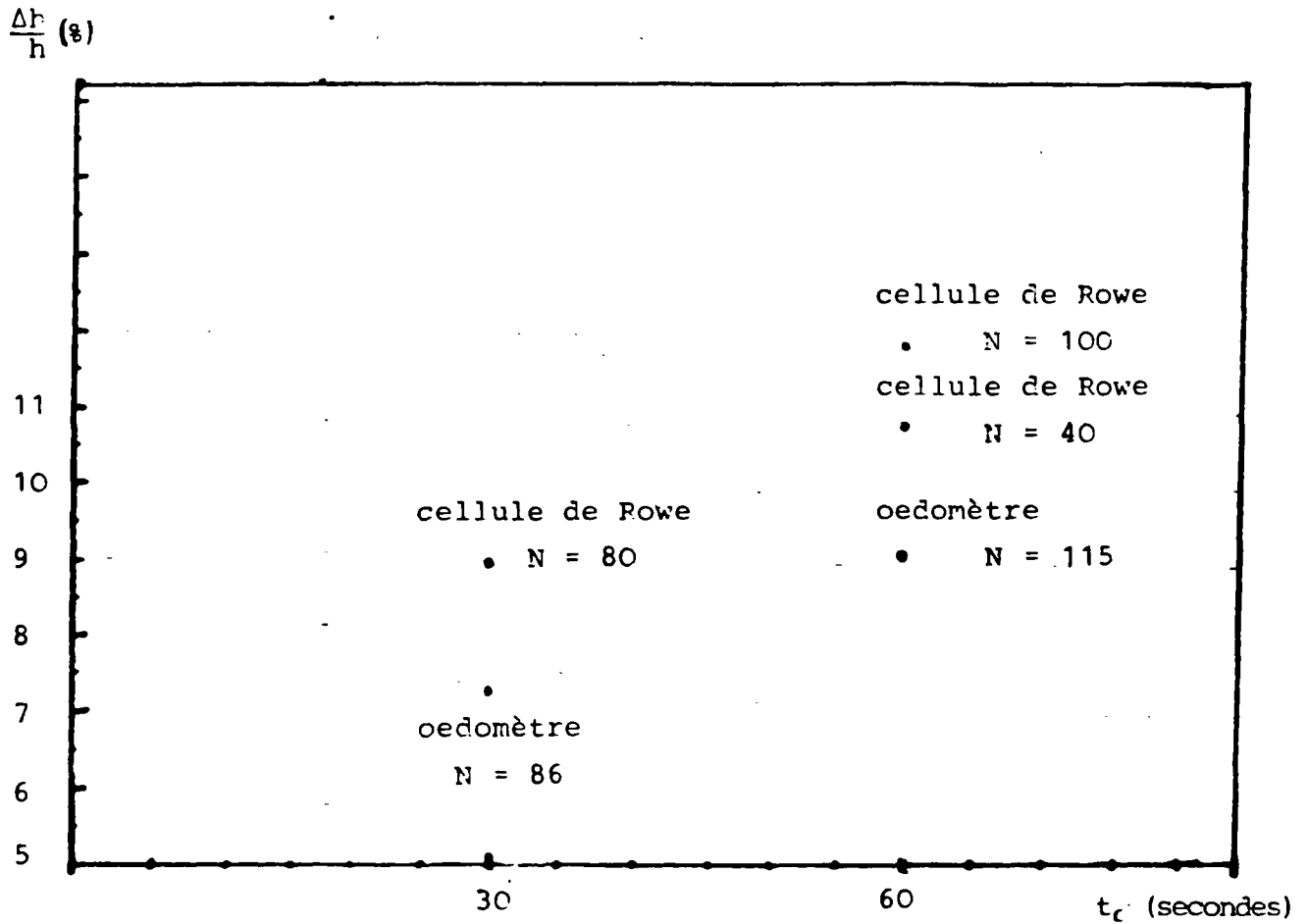


FIG. 61a : Etude expérimentale : évolution du tassement final relatif $\frac{\Delta h_f}{h}$ en fonction de la période. Comparaison: cellule de Rowe, cellule oedométrique.

Cette différence importante est probablement due aux frottements parasites à la cellule de Rowe lors des phases de décharge qui réduisent le gonflement donc le temps nécessaire pendant la recharge pour retrouver la valeur maximale de Δh obtenue pendant la phase antérieure de chargement.

La figure 61b montre cet effet lorsqu'on compare les valeurs des tassements finaux après chargement cyclique Δh_f et après chargement statique Δh_s . Le rapport $\Delta h_f/\Delta h_s$ obtenu à la cellule de Rowe est supérieur d'environ 100 % à celui obtenu à l'oedomètre. Les résultats obtenus à la cellule de Rowe montrent qu'à nombre de cycles égal le rapport $\Delta h_f/h$ augmente avec la période. Ce résultat semble contredire les résultats obtenus à l'oedomètre (Fig. 41). Cette différence est probablement due à l'effet du frottement parasite à la cellule de Rowe sur le gonflement lors des phases de décharge, qui a pour conséquences une augmentation du tassement lors des cycles de charge et de décharge.

c) Comparaison des vitesses de consolidation

Les figures 62a et 62b présentent respectivement l'évolution de la vitesse de consolidation $\left(\frac{t_{50}}{H^2}\right)$ et du rapport $\left(\frac{t_{50} \text{ (cyclique)}}{t_{50} \text{ (statique)}}\right)$ en fonction de la période.

Les valeurs de $\left(\frac{t_{50}}{H^2}\right)$ et $\left(\frac{t_{50c}}{t_{50s}}\right)$ obtenues à l'oedomètre sont

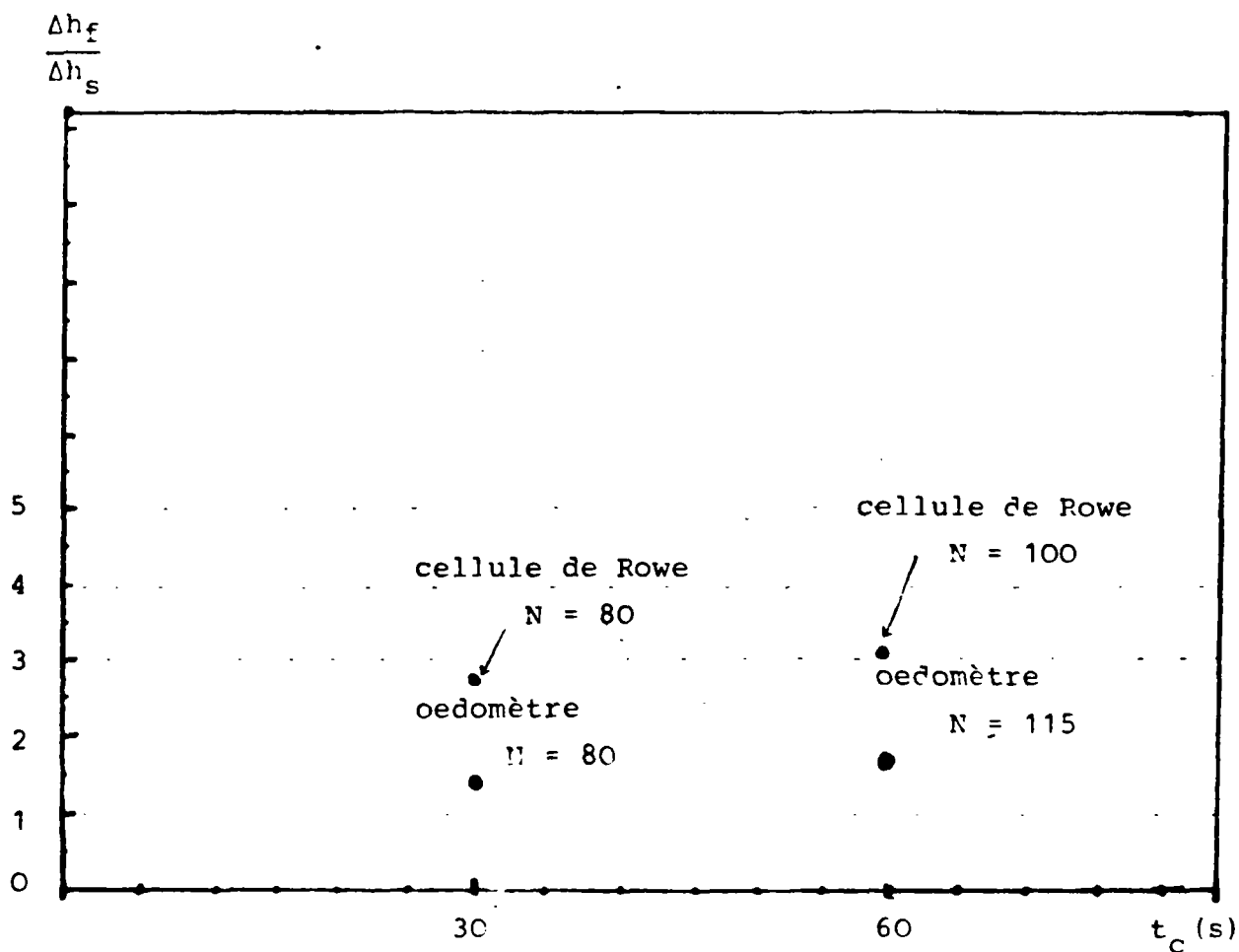


FIG. 61b : Evolution du tassement final après chargement cyclique par rapport au tassement final après charge statique en fonction de la période.

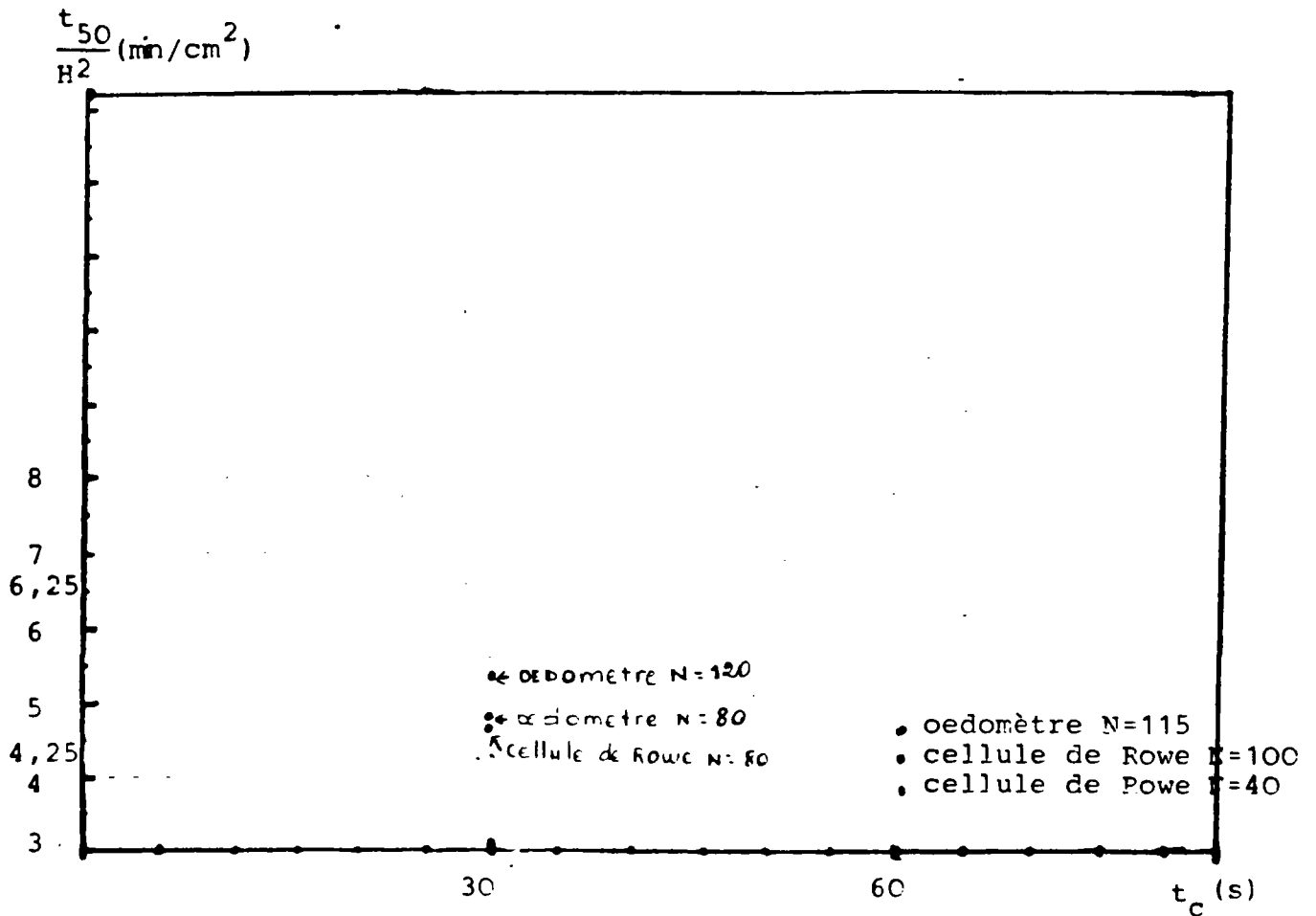


FIG. 62a: Résultats expérimentaux de la vitesse de consolidation en fonction de la période et du nombre de cycles.
Comparaison entre oedomètre et cellule de Rowe.

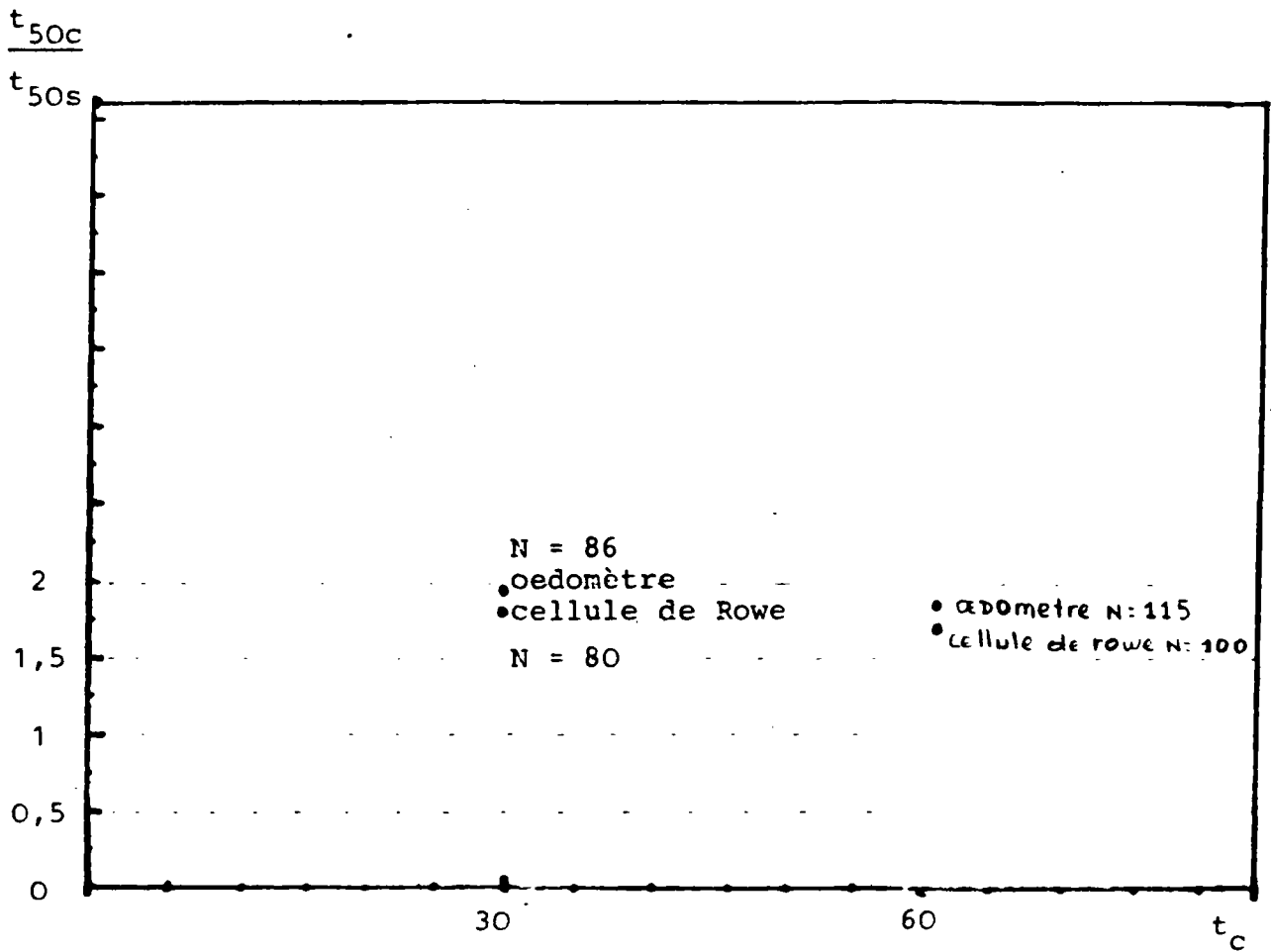


FIG. 62b : Résultats expérimentaux: évolution du rapport $\frac{t_{50c}}{t_{50s}}$ en fonction de la période à la cellule de Rowe et à l'oedomètre.

plus grandes que celles obtenues à la cellule de Rowe. Comme dans le cas des tassements, ces différences sont probablement dues aux frottements parasites.

Comme à l'oedomètre, nous constatons que l'augmentation de la période à nombre de cycles pratiquement constant a pour effet d'augmenter la vitesse de tassement et que l'augmentation du nombre de cycles à période constante diminue la vitesse de consolidation en tassements.

VI.5.2. - Essais de consolidation à l'appareil triaxial

Les essais de consolidation à l'appareil triaxial ont pour objectif de compléter les essais à la cellule de Rowe. Ces derniers présentent des insuffisances dues aux conditions expérimentales et à l'existence de frottements pendant la consolidation, dont l'effet est noté en particulier pendant la phase de gonflement. Compte tenu du fait qu'elles sont contrôlées par la pression hydraulique, les conditions aux limites de l'appareil triaxial semblent être plus satisfaisantes et permettent d'éviter certains frottements obtenus à la cellule de Rowe. Mais, au cours de la consolidation, le comportement de la kaolinite est essentiellement anisotrope sous une contrainte de consolidation isotrope ; le tassement vertical est associé à un gonflement latéral. Ce phénomène est probablement dû à l'anisotropie inhérente au mode de préparation de l'essai et certainement influencé par des phénomènes propres à l'essai tel que le fretage sur les deux bases de l'échantillon. Ces phénomènes rendent difficilement interprétable la mesure de la variation de volume au cours de l'essai,

qui est d'autant plus limitée que la précision du tube gradué utilisé ne permet pas de suivre correctement l'effet des cycles. Aussi pour l'interprétation de ces essais, on a analysé essentiellement l'effet des cycles sur la dissipation des surpressions interstitielles.

Les figures 63, 64 et 65a présentent l'évolution du degré de consolidation en contrainte effective $U\left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma}\right)$ et en variation de volume $U\left(\frac{\Delta V}{\Delta V_f}\right)$ en fonction du facteur temps.

Les essais représentés sur les figures 63 et 64 ont été effectués avec une période égale à 60 secondes, tandis que l'essai représenté sur la figure 65a a été effectué avec une période de 4 mn.

Les résultats qualitatifs sont analogues à ceux obtenus à la cellule de Rowe. Nous constatons un état d'équilibre pour la variation de la surpression interstitielle au cours des cycles, tandis que la variation de volume n'en présente pas.

La figure 65b présente une comparaison des valeurs $U\left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma}\right)$ obtenues à la cellule de Rowe et au triaxial au bas de l'échantillon. Les périodes T_c et les hauteurs h des échantillons sont telles que $\left(\frac{t_c}{h^2}\right)$ à la cellule de Rowe est égal à $\left(\frac{t_c}{h^2}\right)$ au triaxial. Nous avons calculé la vitesse de consolidation $\left(\frac{t_{50}}{h^2}\right)$ au triaxial en considérant la valeur de t_{50} correspondant au temps nécessaire pour avoir une variation de volume égale à la moitié de la variation de volume totale.

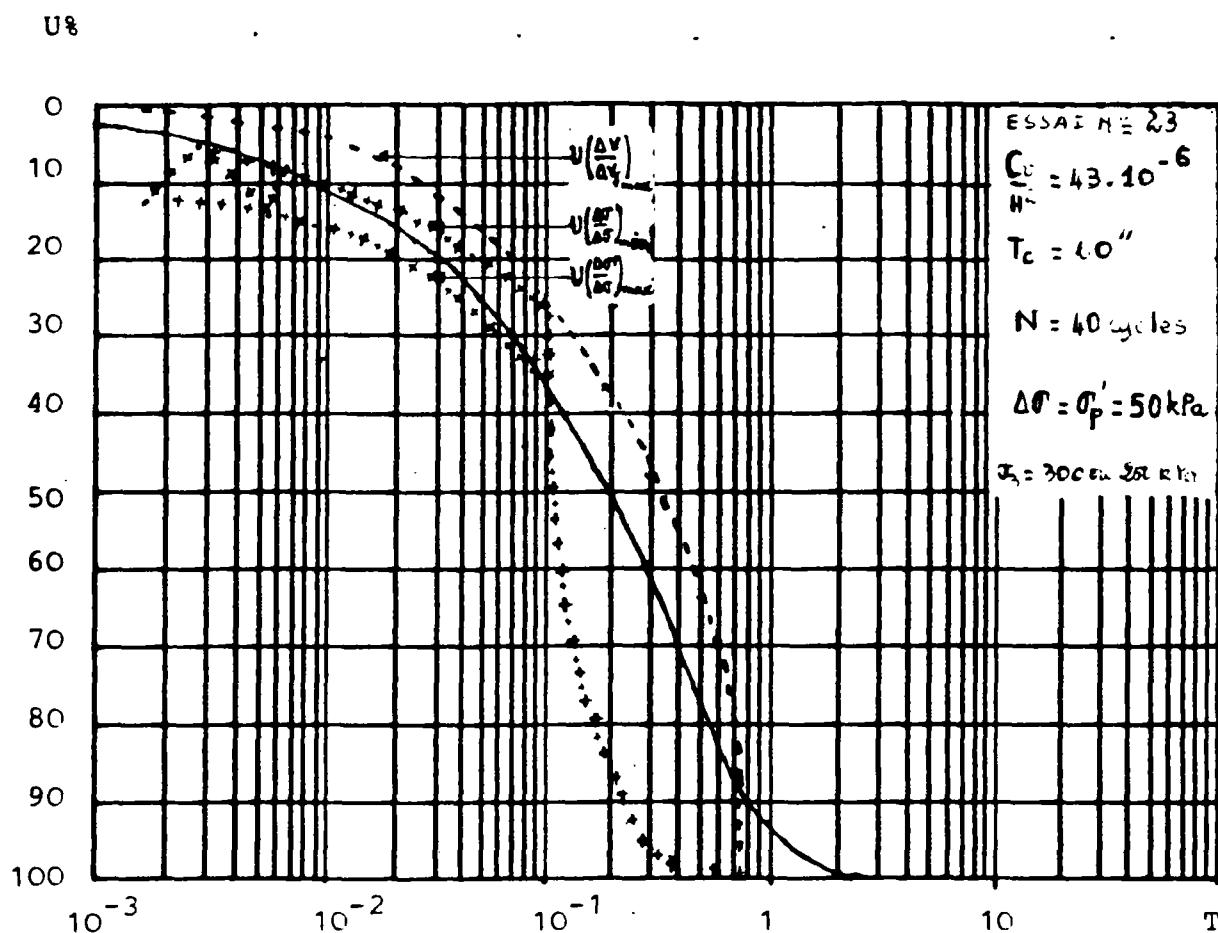
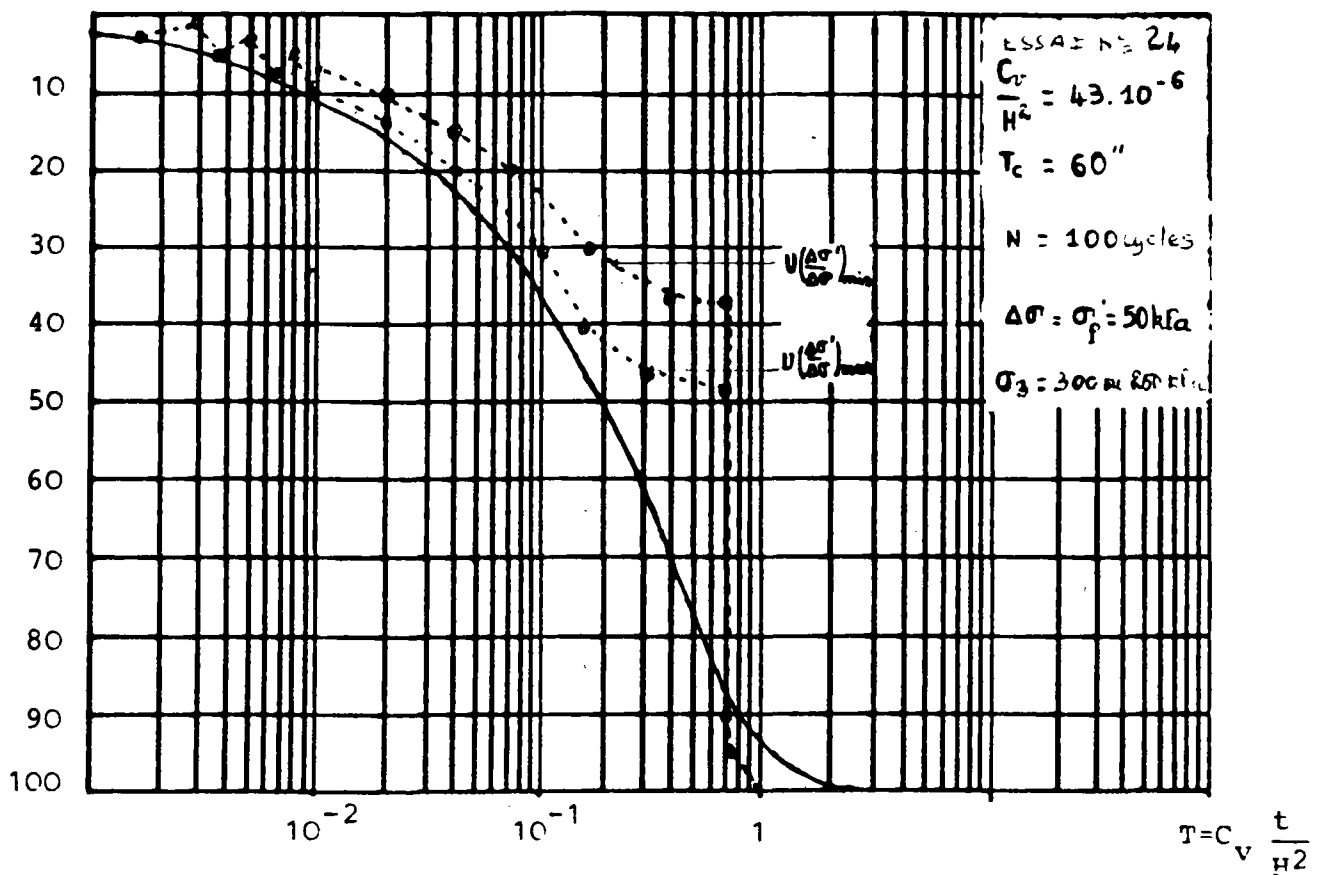


FIG. 63 : Kaolinite au triaxial ; étude expérimentale : évolution du degré de consolidation en tassement et en contrainte effective en fonction du facteur temps.

U8



FIC. 64 : Kaolinite au triaxial ; étude expérimentale : évolution du degré de consolidation en contrainte effective en fonction du facteur temps.

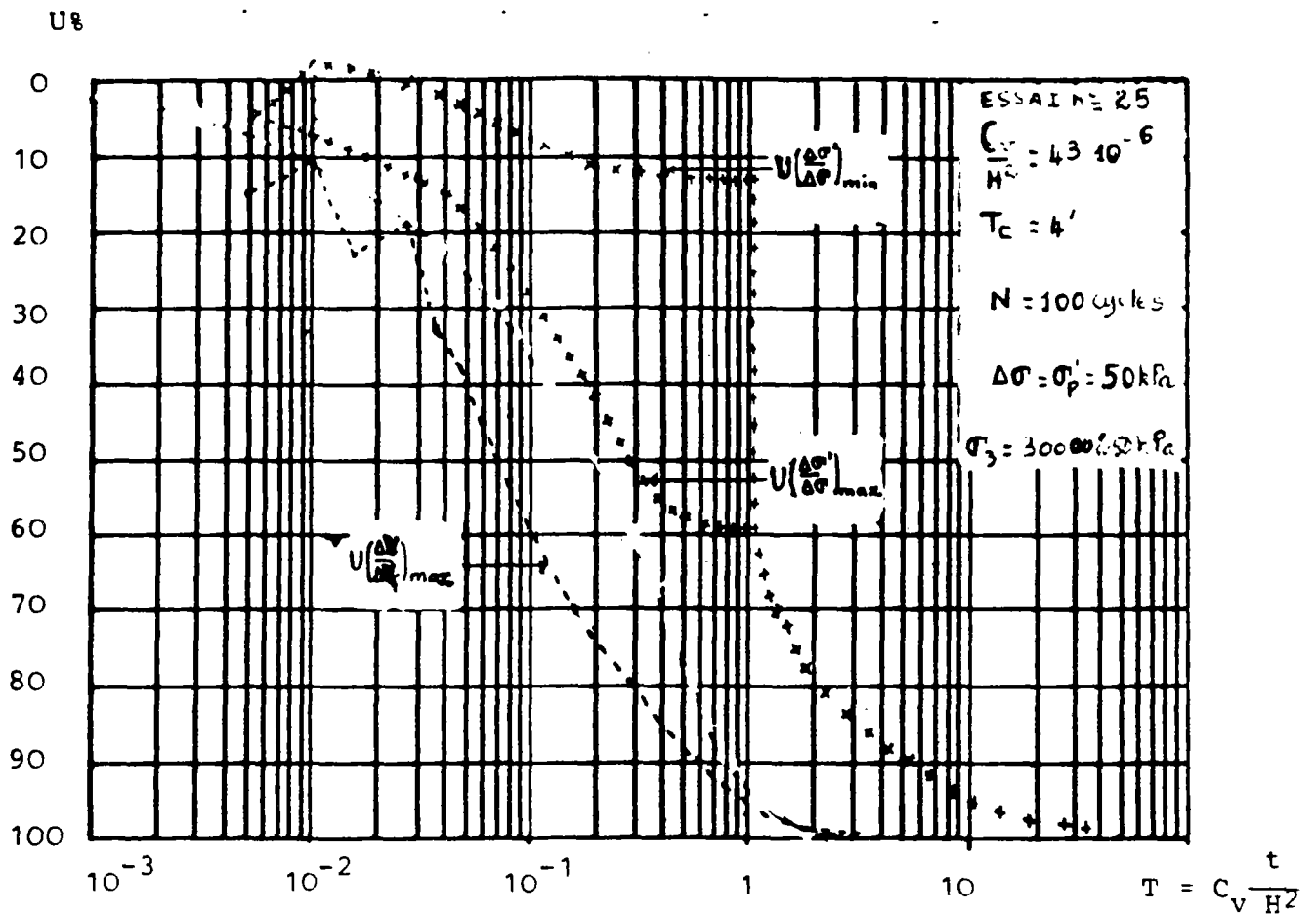


FIG. 65 : Kaolinite au triaxial ; étude expérimentale : évolution du degré de consolidation en tassement et en contrainte effective en fonction du facteur temps.

+++ : courbe en contrainte effective
 --- : courbe en tassement

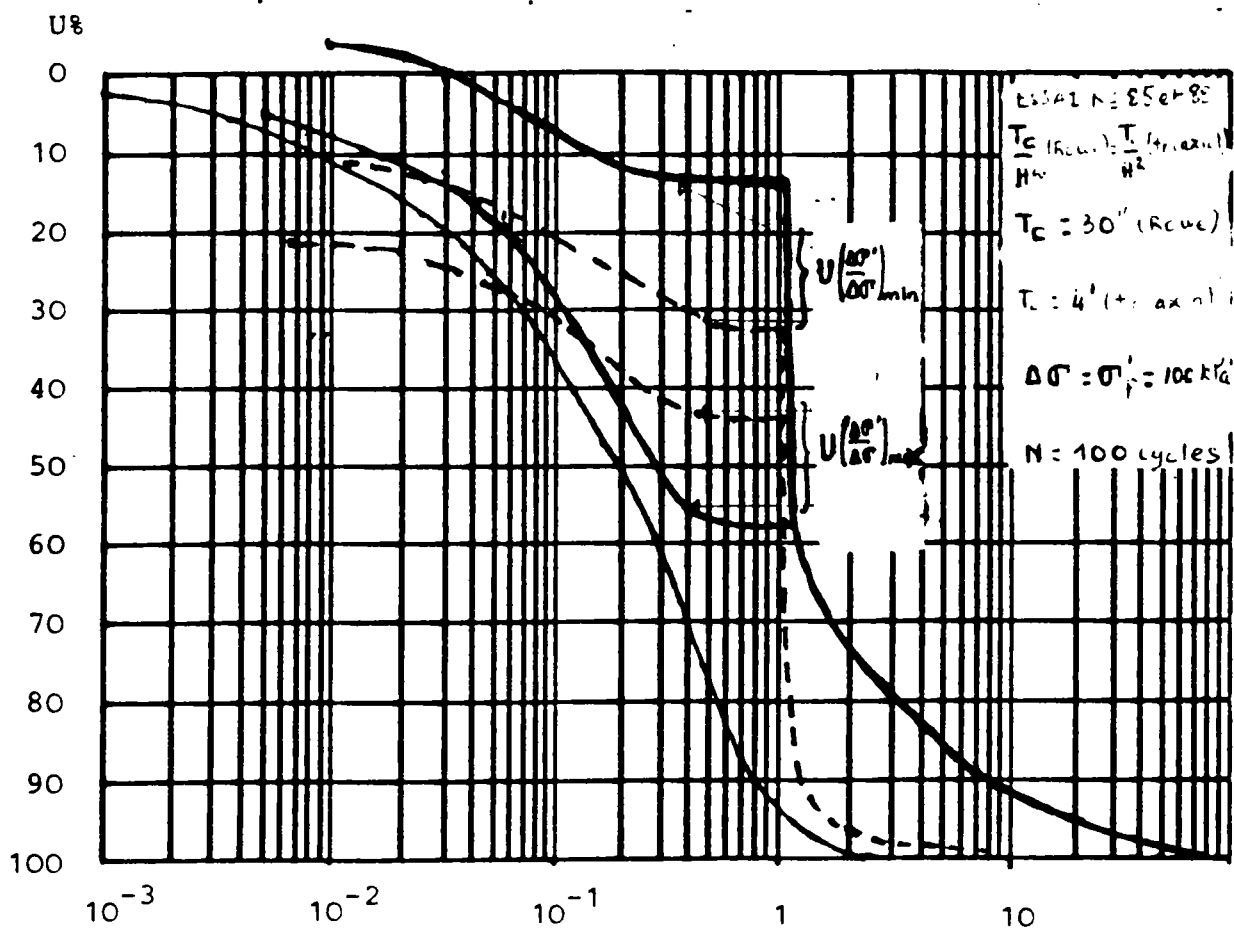


FIG. 65b : Etude expérimentale : comparaison des courbes de degré de consolidation en contrainte effective à la cellule de Rowe (---) et au triaxial (—).

Dans le cas des résultats au triaxial, l'évolution de $U\left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma}\right)$ semble plus régulière au début de l'essai avant application des cycles qu'à la cellule de Rowe : il n'y a pas une grande variation de Δu . La vitesse de consolidation sous charges cycliques au triaxial est plus élevée qu'à la cellule de Rowe: $\left(\frac{t_{50c}}{H^2}\right) = 0,34$ au triaxial, $\left(\frac{t_{50c}}{H^2}\right) = 5,75$ à la cellule de Rowe. Il en est de même pour le degré de consolidation maximal à l'équilibre sous chargement cyclique (45 % à la cellule de Rowe et 58 % au triaxial). Ces différences sont dues probablement à la différence de période.

La figure 65c présente une comparaison du degré de consolidation en contrainte effective à la cellule de Rowe et au triaxial à période T_c et à nombre de cycles N constants, mis à part les problèmes difficiles à éviter au début des cycles, les valeurs $U\left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma}\right)$ à la cellule de Rowe et au triaxial se rapprochent à partir d'un certain nombre de cycles. Ces observations montrent que le rapport $\left(\frac{t_c}{H^2}\right)$ n'est pas le paramètre de référence et que la période et le nombre de cycles semblent convenir comme on le montrera dans l'étude théorique.

Synthèse des résultats expérimentaux

Les essais à la cellule de Rowe et au triaxial confirment qualitativement les résultats théoriques obtenus à partir des simu-

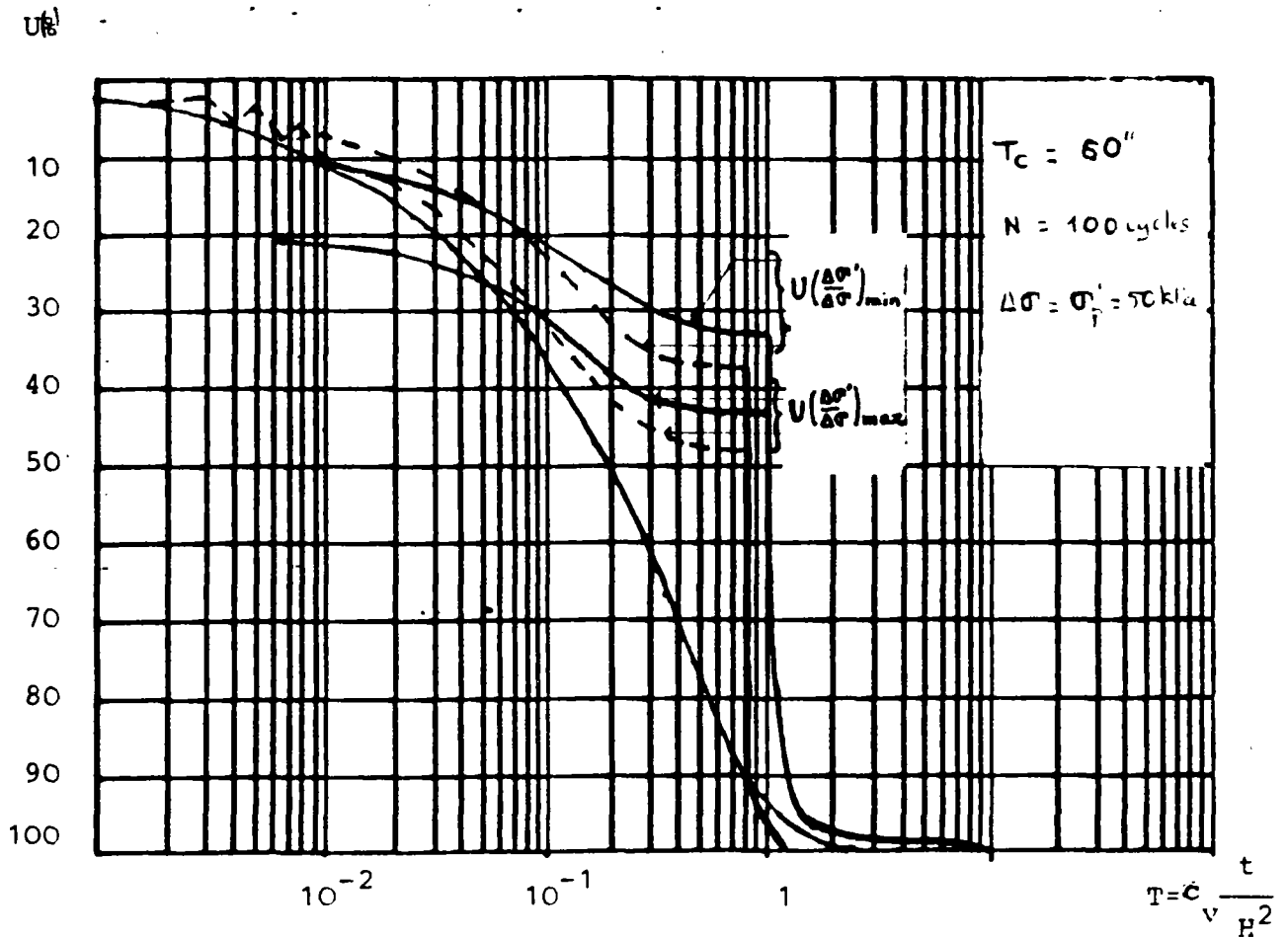


FIG. 65c : Etude expérimentale : comparaison des courbes de degré de consolidation en contrainte effective à la cellule de Rowe (—) et au triaxial (---) à période T_C constante $T_C = 60''$.

lations numériques des essais à l'oedomètre. Il a été remarqué au cours de cette analyse que le degré de consolidation en contrainte effective présente un état d'équilibre tandis que le degré de consolidation en tassement évolue. Les essais à l'oedomètre ne permettant pas de mesurer les surpressions interstitielles, il nous a semblé nécessaire de vérifier ces résultats à partir des essais à la cellule de Rowe et au triaxial. Les résultats expérimentaux ont permis de confirmer les conclusions théoriques. En particulier ils ont mis en évidence le fait qu'à l'état d'équilibre à surpression interstitielle moyenne constante atteint sous la charge cyclique, il apparaît une accumulation des tassements sans dissipation de la surpression interstitielle. Ceci est dû au comportement irréversible de la kaolinite dans le domaine surconsolidé. La figure 66 montre l'évolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte effective. Cette figure met en évidence le caractère irréversible de la kaolinite dans le domaine surconsolidé pour des valeurs du rapport de consolidation supérieur à 2. Il apparaît qu'à chaque décharge et recharge dans le domaine surconsolidé, il faut considérer pour le sol des indices de gonflement et de recompression distincts, ce qui entraîne une accumulation des tassements à l'état d'équilibre sous charges cycliques.

VII - COMPARAISON THEORIE-EXPERIENCE : CELLULE DE ROWE

a) Courbes théoriques : cellule de Rowe

Les figures 67, 68, 69 montrent les résultats théoriques obtenus en utilisant le programme de calcul par la méthode des

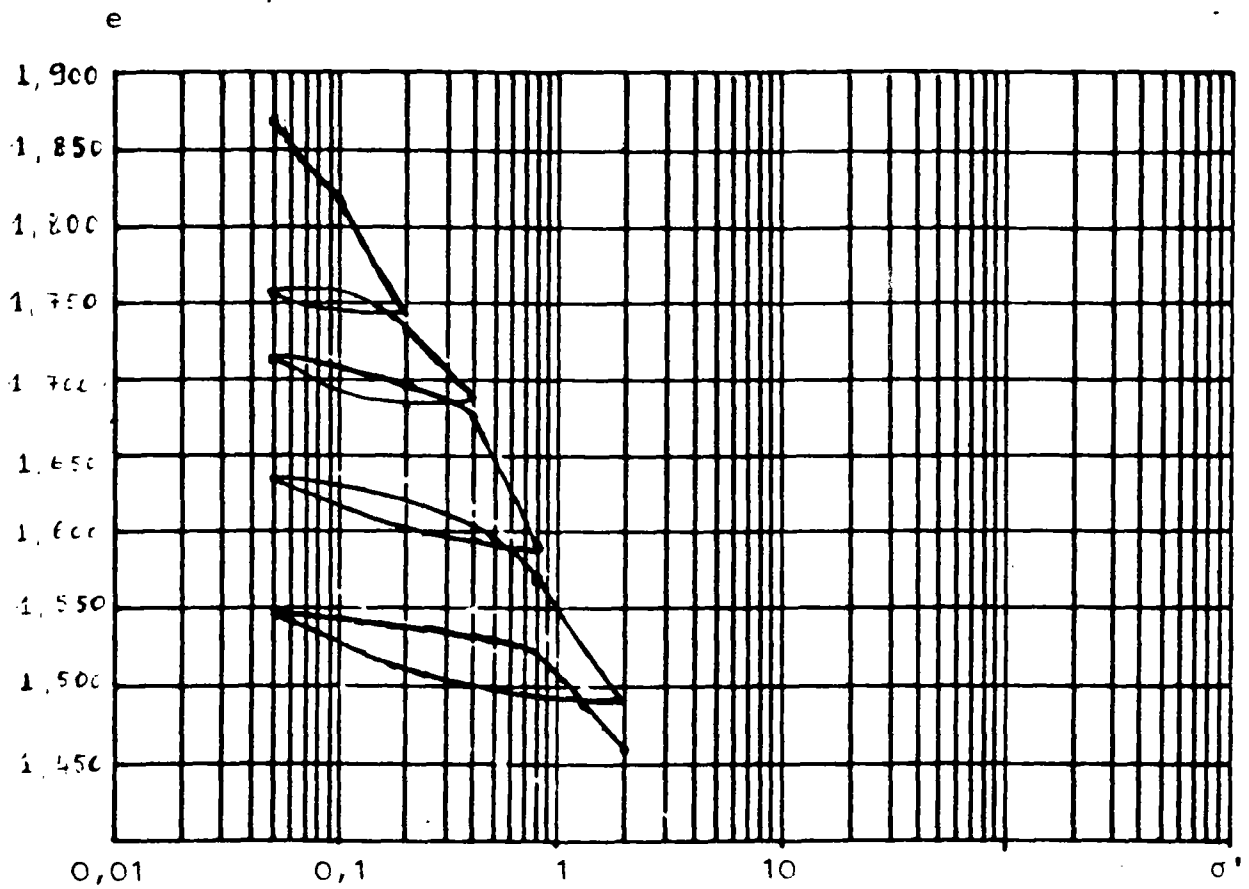


FIG. 66 : Evolution de l'indice des vides en fonction
de la contrainte effective

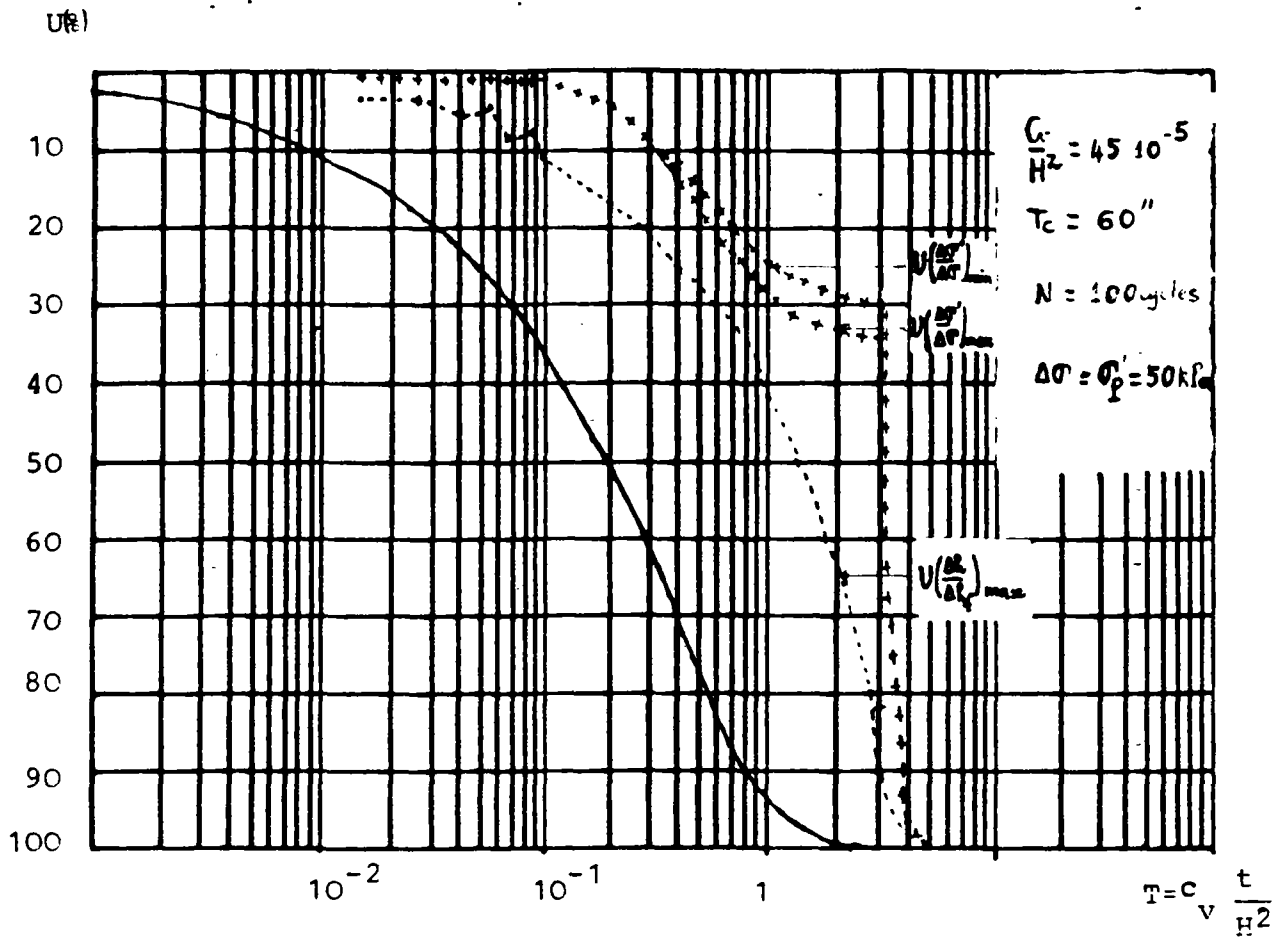


FIG. 67 : Kaolinite ; étude théorique : cellule de Rowe;
évolution du degré de consolidation en contrainte effective et en tassement en fonction du facteur temps.

+++ : degré de consolidation en contrainte effective
 --- : degré de consolidation en tassement

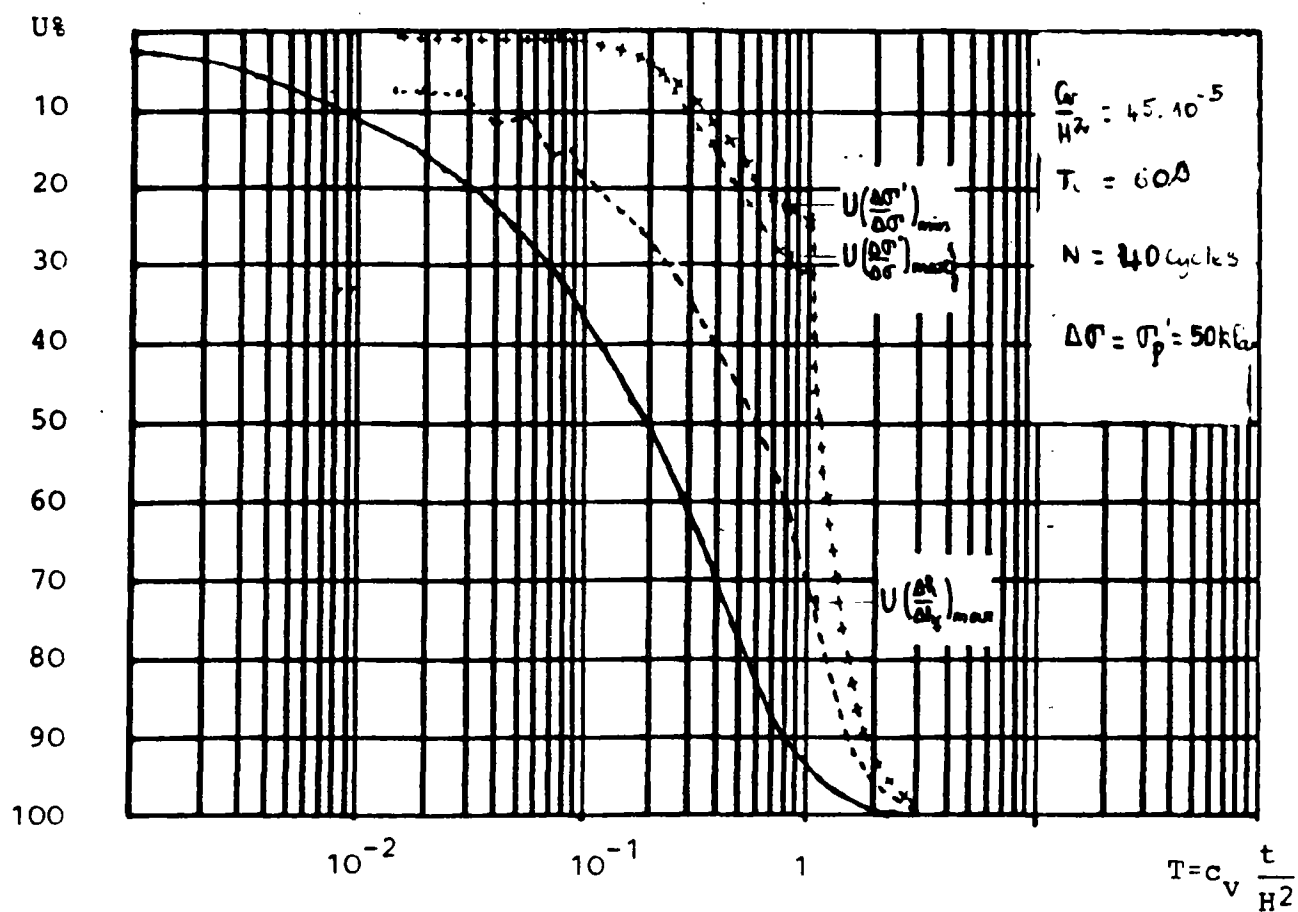


FIG. 68 : Kaolinite à la cellule de Rowe ; étude théorique : évolution du degré de consolidation en tassement (---) et en contrainte effective (+++) en fonction du facteur temps.

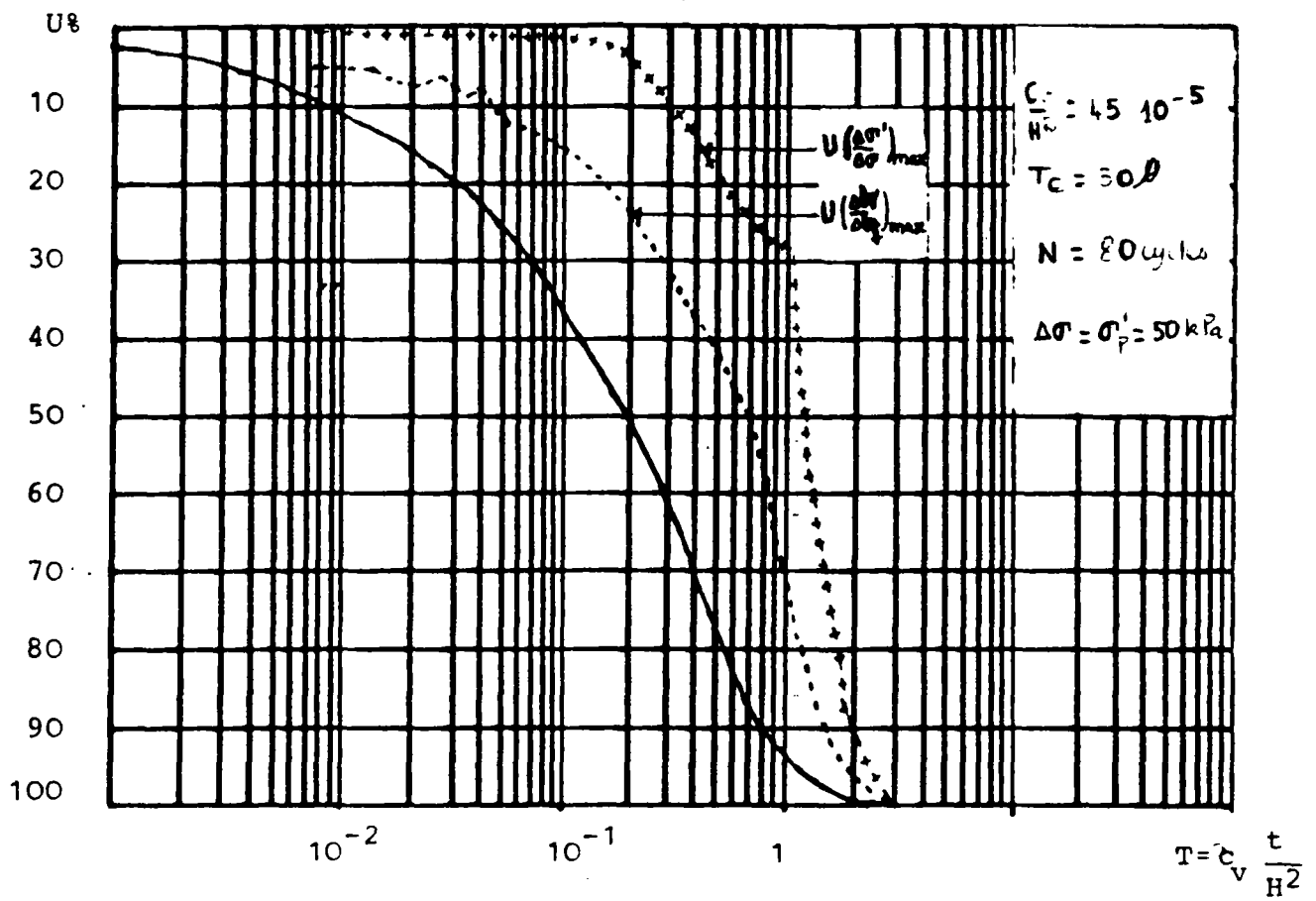


FIG. 69 : Kaolinite à la cellule de Rowe ; étude théorique : évolution du degré de consolidation en tassement et en contrainte effective en fonction du facteur temps.

++++ : degré de consolidation en contrainte effective
 ---- : degré de consolidation en tassement

différences finies pour simuler les essais effectués à la cellule de Rowe (chemin de drainage égal à 2 cm).

La figure 67, en particulier, montre qu'au bout d'un certain nombre de cycles la surpression interstitielle atteint un état d'équilibre à surpression interstitielle moyenne constante (35 %) tandis que le tassement évolue.

Dans le cas de résultats obtenus pour l'analyse des essais à l'oedomètre au bas de l'échantillon pour un cycle donné (charge, décharge) la contrainte effective à la fin de la phase de chargement est supérieure à la contrainte effective à la fin de la phase de décharge. Dans le cas des essais à la cellule de Rowe, pour les premiers cycles, la contrainte effective à la fin de la phase de chargement est inférieure à la contrainte effective à la fin de la phase de décharge. En effet, l'analyse des isochrones obtenues pour les essais effectués sur le limon présenté sur la Figure 46 montre qu'au début de la phase de décharge la contrainte effective au bas de l'échantillon continue d'augmenter. Ce phénomène dépend des caractéristiques et en particulier de la perméabilité du sol, de la période des cycles et de la longueur du drainage. Aussi, pour la kaolinite, lorsque la distance de drainage est grande et que la période est faible, cette augmentation de la contrainte effective persiste durant toute la phase de décharge et on obtient à la fin de cette phase une contrainte effective supérieure à celle obtenue à la fin de la phase de chargement. La courbe $U\left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma}\right)$ ne présente donc pas de fuseau au début des cycles.

b) Comparaison théorie-expérience

b.1) Evolution au cours des cycles

Les figures 70a et b montrent une comparaison entre théorie et expérience de l'évolution du degré de consolidation en contrainte effective et en tassement en fonction du facteur temps pour une période de 60 secondes.

Pour l'évolution du tassement, la figure 70a nous montre une différence entre les résultats théoriques et expérimentaux. En effet, comme dans le cas de l'essai oedométrique, la modélisation adoptée du comportement du sol dans le domaine surconsolidé surestime la valeur du tassement final Δh_f de telle sorte que le rapport $\left(\frac{\Delta h}{\Delta h_f}\right) (T)$ est sous-estimé. Il apparaît donc que la courbe théorique est située au-dessus de la courbe expérimentale.

Pour l'évolution du degré de consolidation en contrainte effective, compte tenu de la valeur initiale de la surpression interstitielle pendant l'expérience, il existe un décalage entre les résultats théoriques et les résultats expérimentaux comme le montre la figure 70a. Dans la théorie, ce décalage initial n'est pas pris en compte et la valeur maximale atteinte de $U\left(\frac{\Delta \sigma}{\Delta \sigma}\right)$ est de 35 % tandis qu'expérimentalement elle est de 55 %, soit une différence de 20 %. Le décalage entre théorie et expérience est de 12 %.

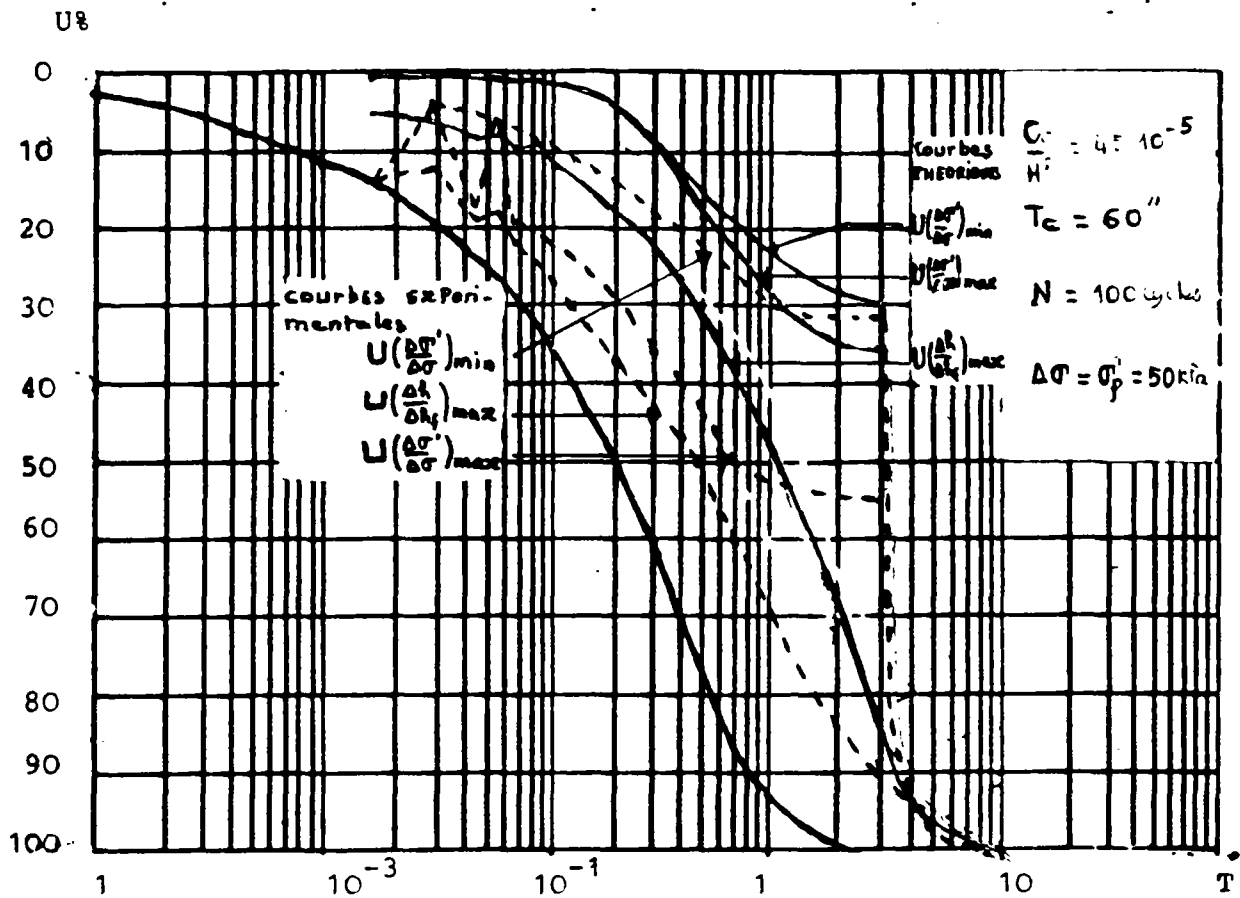


FIG. 70a : Comparaison théorie-expérience à la cellule de Rowe :
évolution du degré de consolidation en tassement et
en contrainte effective en fonction du facteur temps.

----- : expérience

————— : théorie

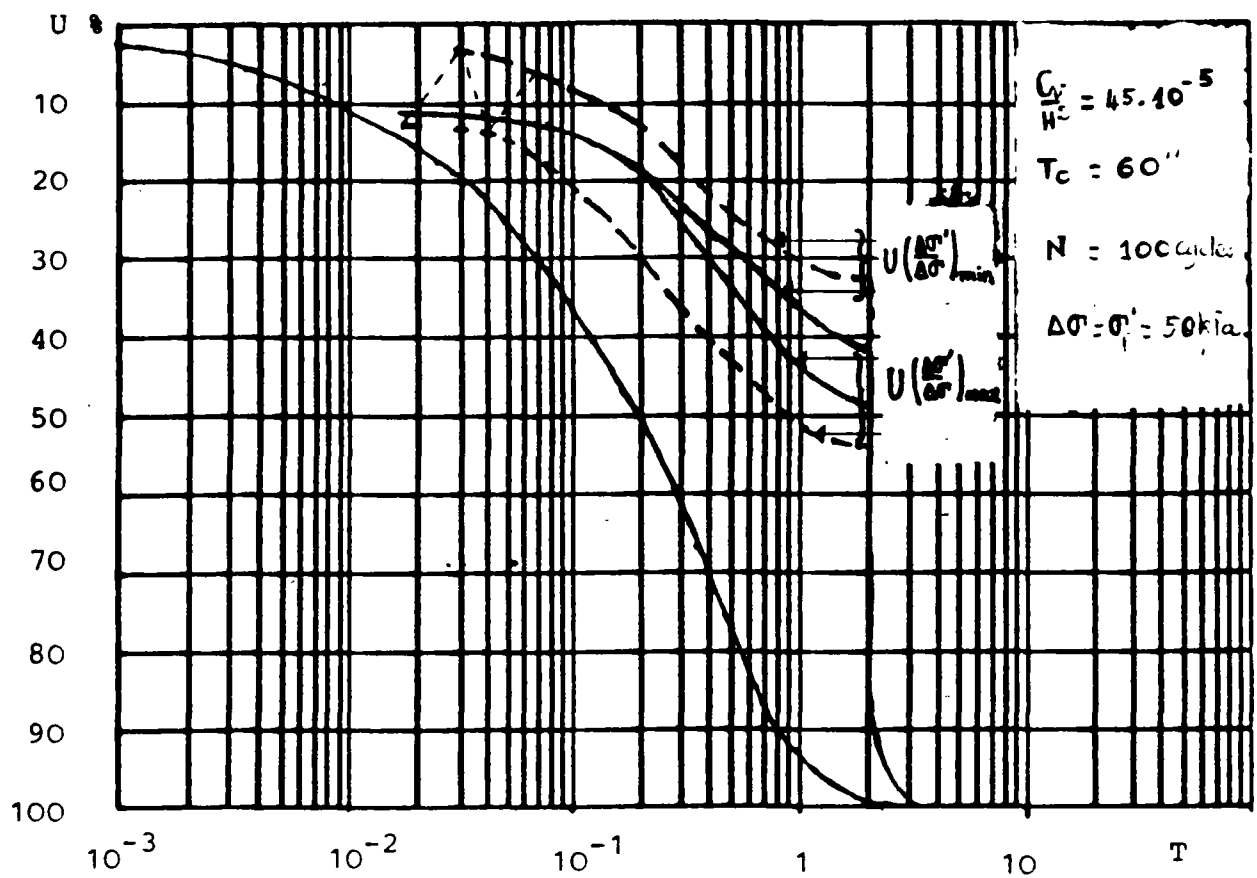


FIG. 70b : Evolution du degré de consolidation en contrainte effective à la cellule de Rowe comparaison théorie (—) expérience (---)

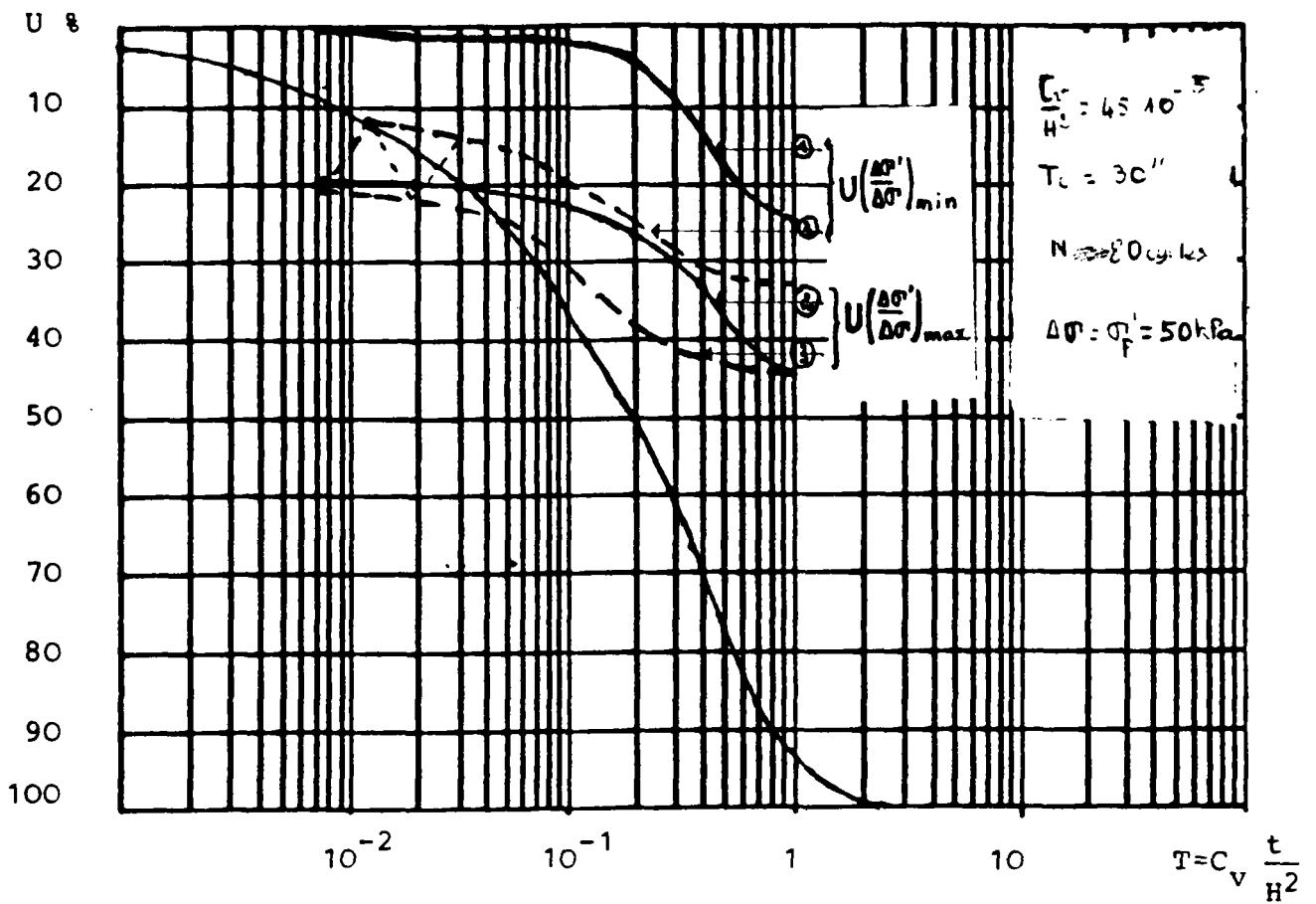


FIG. 70c : Evolution du degré de consolidation en contrainte effective à la cellule de Fowe.
Comparaison théorie-expérience

- 1 : courbe théorique avec $\Delta u_0 = \Delta\sigma$
- 2 : " " " $\Delta u_0 < \Delta\sigma$
- 3 : courbe expérimentale $U(\frac{\Delta\sigma'}{\Delta\sigma})$

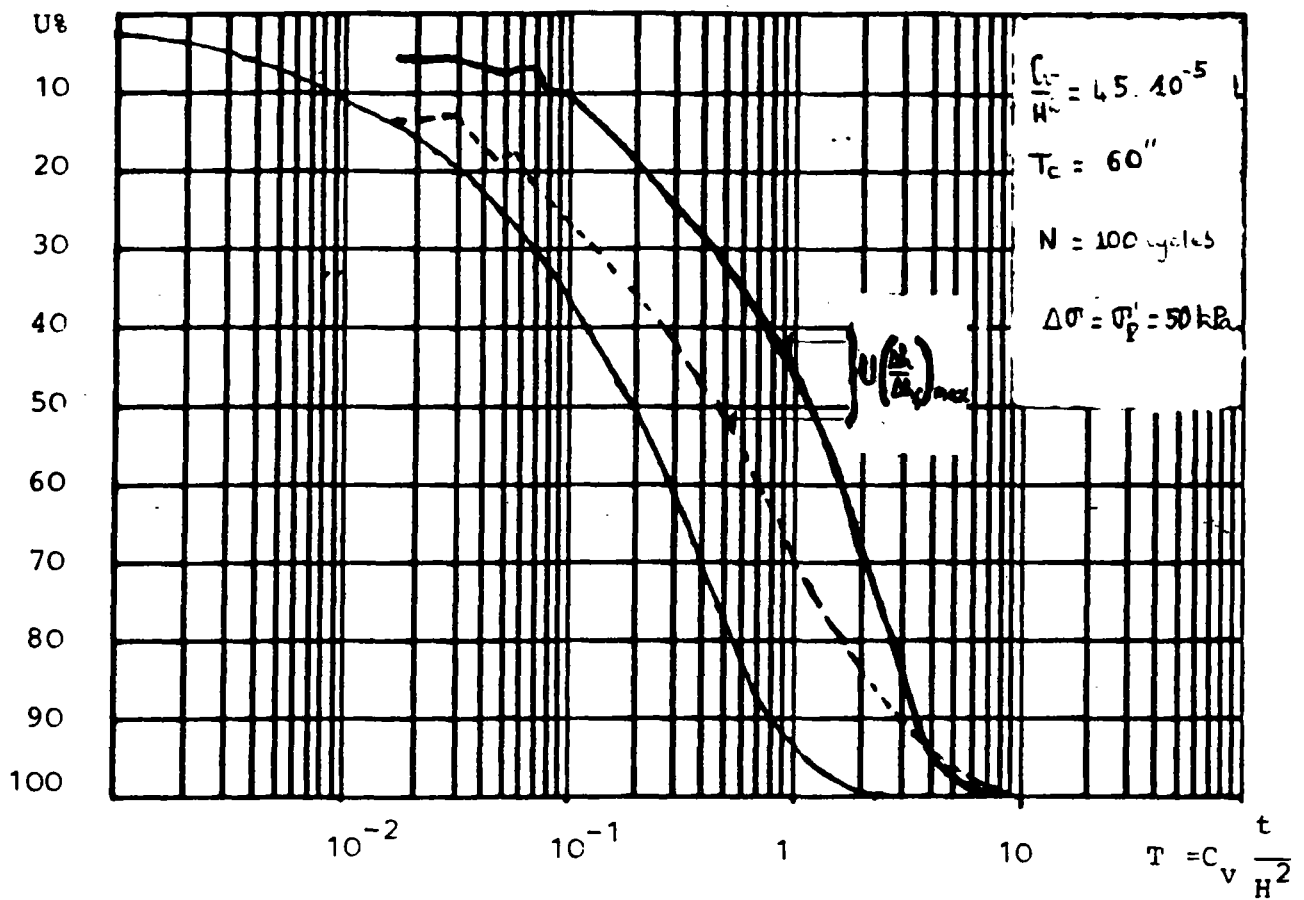


FIG. 70d : Evolution du degré de consolidation en tassement à la cellule de Rowe. Comparaison théorie (—) expérience (----) $T_c = 60''$

Pour tenir compte de ce décalage initial, nous avons déduit à partir de la courbe théorique obtenue pour $\Delta u_0 = \Delta \sigma$ une autre courbe théorique qui correspondrait à $\Delta u'_0 = 88 \% \times \Delta u_0$. Étant donné que la dissipation de la surpression interstitielle ne dépend pas de la surpression initiale, la courbe de consolidation pour $\Delta u'_0$ inférieur à Δu_0 s'obtient en décalant la courbe de consolidation obtenue à partir de Δu_0 de la différence $\frac{\Delta u_0 - \Delta u'_0}{\Delta u_0}$.

Les figures 70b et c nous montrent la nouvelle courbe $U\left(\frac{\Delta \sigma}{\Delta \sigma}\right)$ et la comparaison avec la courbe expérimentale. Nous voyons que la courbe théorique se situe dans le fuseau des courbes expérimentales de U_{\max} et U_{\min} ; la valeur de U_{\max} théorique est légèrement au-dessus de la courbe expérimentale de U_{\max} . Cela peut s'expliquer par l'écart entre la vitesse de consolidation expérimentale et théorique exposé ci-après.

b.2) Vitesse de consolidation : comparaison théorie-expérience

La figure 71a montre la différence entre les résultats théoriques et les résultats expérimentaux de la vitesse de tassement pour les périodes de 30 et 60 secondes. Il apparaît que la vitesse de consolidation théorique est inférieure de 20 % environ à la vitesse de consolidation expérimentale. Ce décalage est probablement dû aux frottements parasites qui augmentent ainsi la vitesse de consolidation expérimentale.

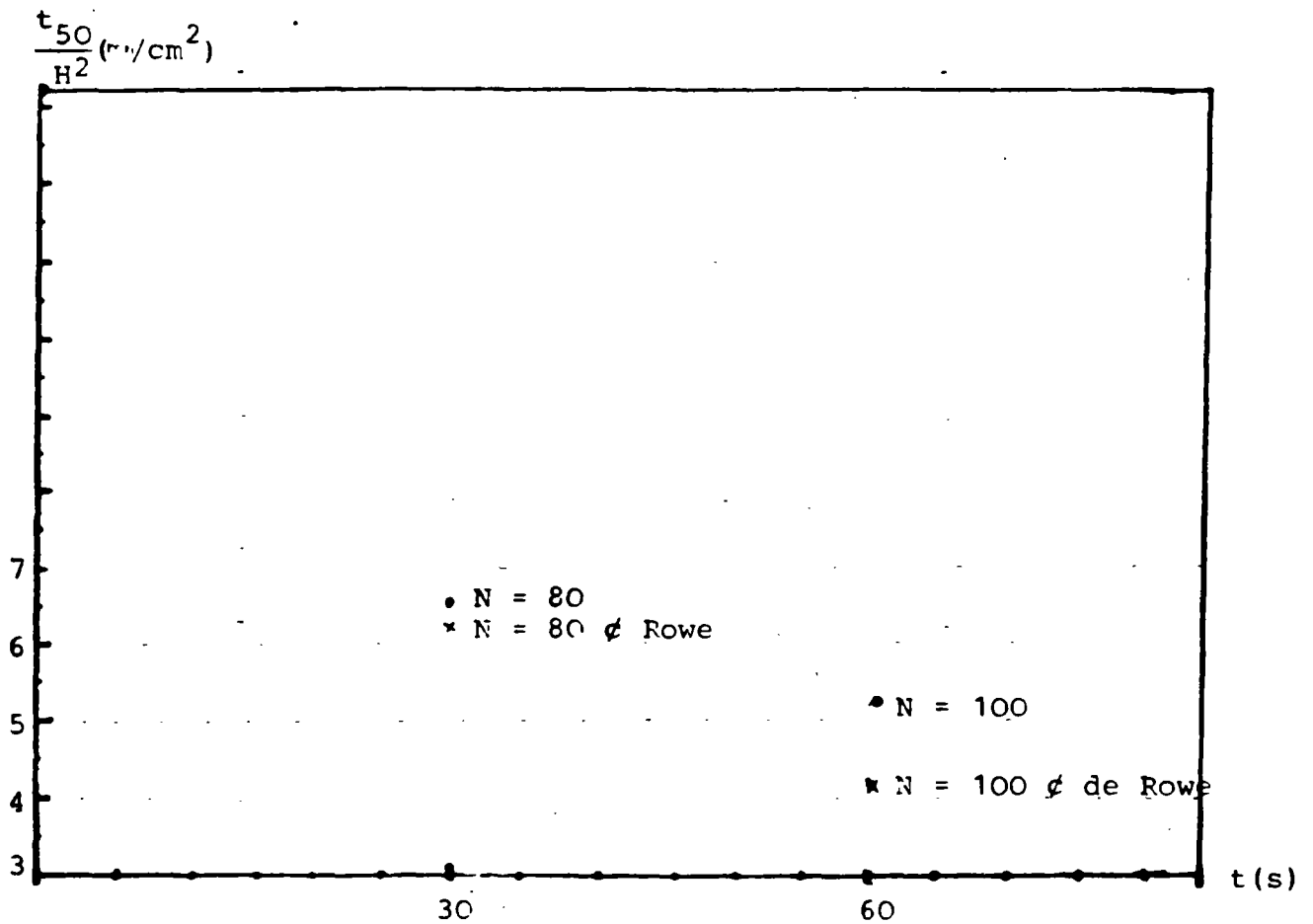


FIG. 71a : Cellule de Rowe ; évolution de la vitesse de consolidation en fonction de la période comparaison théorie-expérience.

. : théorie
x : expérience

L'étude théorique ainsi que les résultats expérimentaux (Fig. 71b) montrent que la vitesse de consolidation sous charges cycliques augmente avec la période.

La comparaison des résultats théoriques obtenus à l'oedomètre et à la cellule de Rowe (Fig. 72) montre que les vitesses de consolidation $\left(\frac{t_{50}}{H^2}\right)$ sont pratiquement égales à T_c et N constants avec H différent. Les résultats expérimentaux ont montré qu'à T_c et N constants les résultats à la cellule de Rowe ($H = 2$ cm) et au triaxial ($H = 7,6$ cm) se rapprochent. Ces résultats montrent que le rapport $\left(\frac{t_c}{H^2}\right)$ n'est pas le paramètre de référence.

b.3) Tassement final : comparaison théorie-expérience

La Figure 73 montre la différence entre les résultats théoriques et les résultats expérimentaux des tassements relatifs $\left(\frac{\Delta h_f}{h}\right)$. Nous voyons que la valeur théorique de $\left(\frac{\Delta h_f}{h}\right)$ surestimée par la modélisation adoptée est supérieure à la valeur obtenue par l'expérience. Les valeurs théoriques des tassements $\left(\frac{\Delta h_f}{h}\right)$ à l'oedomètre et à la cellule de Rowe (Fig. 74) sont presque égales.

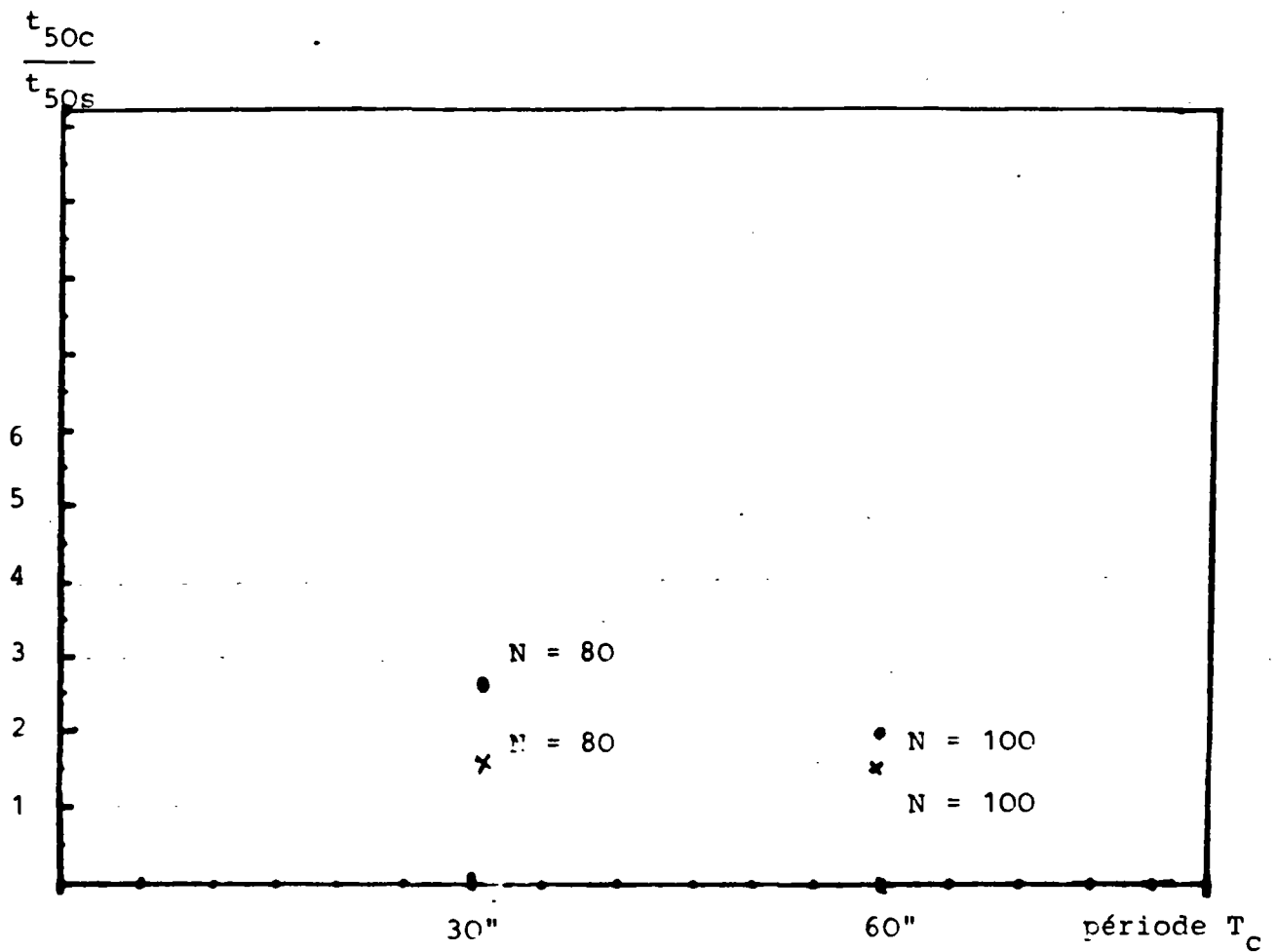


FIG. 71b : Vitesse de consolidation en fonction de la période
théorie (.) expérience (x).Cellule de Rowe.

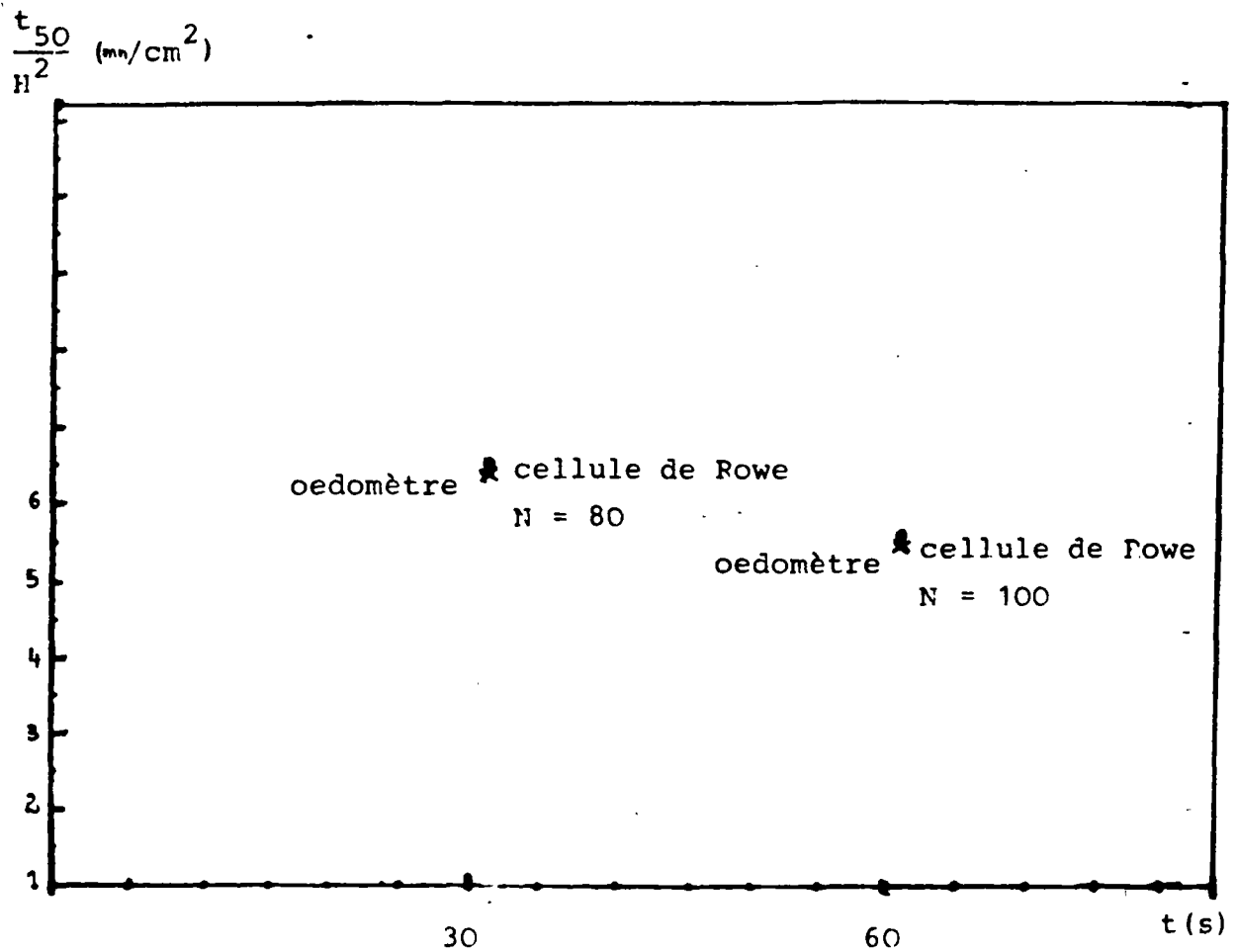


FIG. 72 : Etude théorique ; comparaison cellule de Rowe -cellule oedométrique. Evolution de la vitesse de consolidation en fonction de la période.

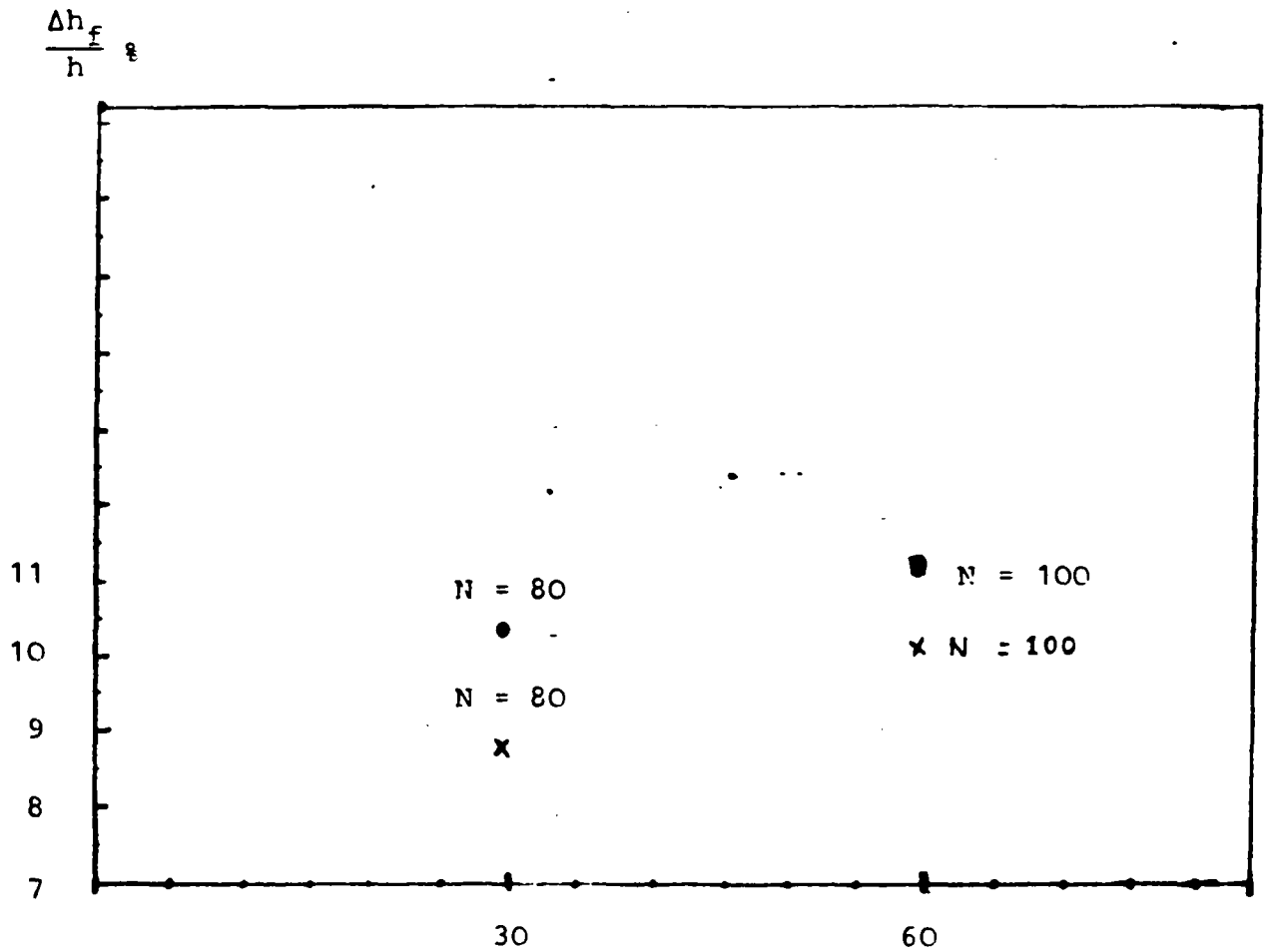


FIG. 73 : Cellule de Rowe ; évolution relative du tassement final en fonction de la période et du nombre de cycles - comparaison théorie-expérience.

• : théorie
x : expérience

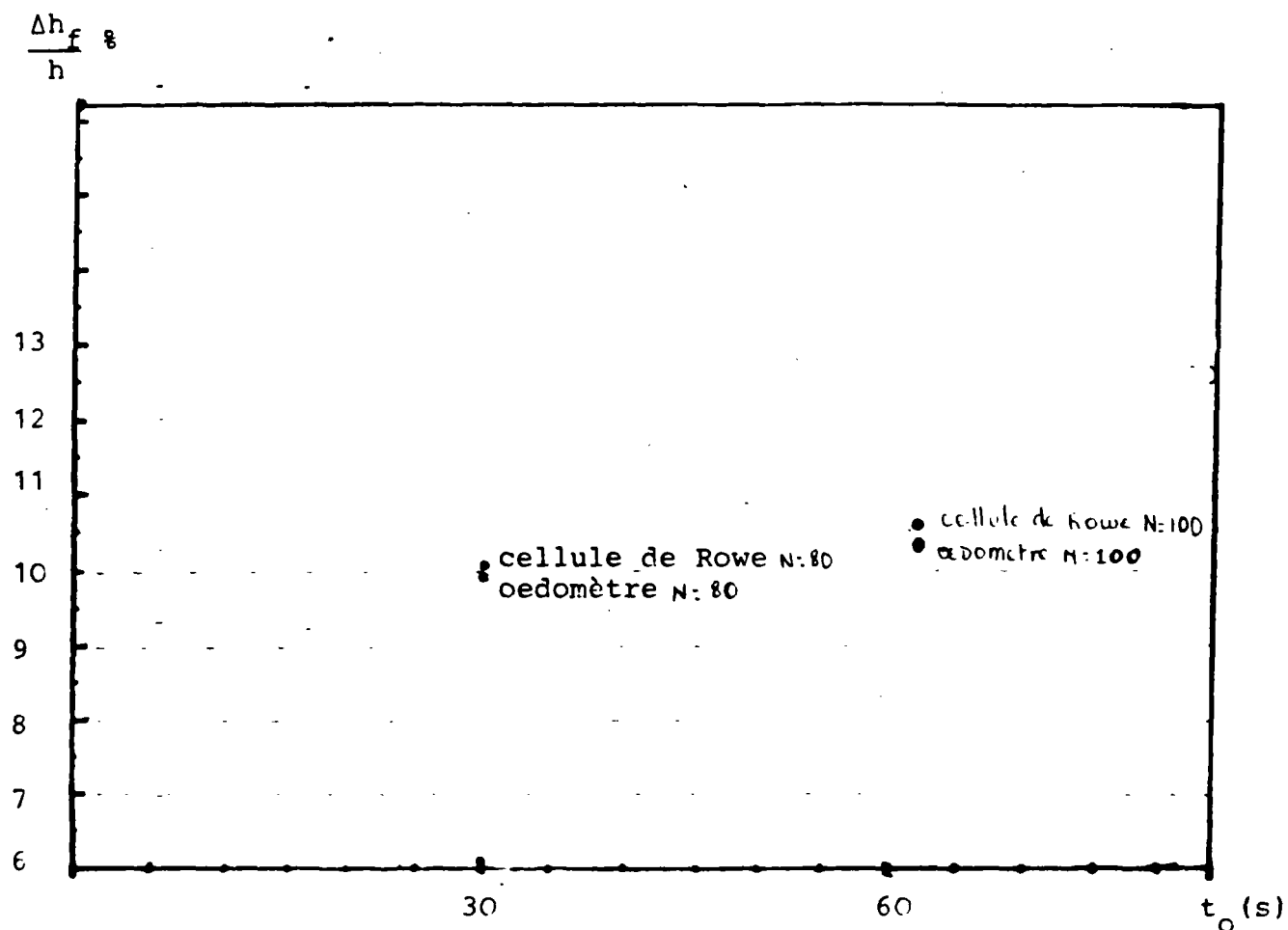


FIG. 74 : Etude théorique : cellule de Rowe, oedomètre, comparaison des tassements relatifs en fonction de la période.

CONCLUSIONS

L'étude expérimentale a permis de mettre en évidence et d'analyser l'effet des cycles sur le phénomène de consolidation-vitesse amplitude des tassements et de dissipation de la surpression interstitielle.

Les cycles ont pour effet de réduire la vitesse de consolidation. Ils conduisent à un état d'équilibre à surpression interstitielle moyenne constante non nulle et le degré de consolidation $U(\Delta\sigma(t)/\Delta\sigma_0)$ correspondant est donc inférieur à 1. Lorsqu'on arrête les cycles et on maintient la charge maximale constante la dissipation des surpressions interstitielles qui résident dans l'échantillon à l'état d'équilibre sous la charge cyclique provoque une reprise du tassement.

Cet effet des cycles dépend des caractéristiques de compressibilité et de perméabilité du sol et on note en particulier l'effet important de l'irréversibilité du comportement du sol à l'état surconsolidé sur l'évolution (vitesse et amplitude) des tassements au cours de la consolidation sous charges cycliques. Lorsqu'un sol a un comportement réversible lors d'un déchargement et d'un rechargement, à l'état d'équilibre sous la charge cyclique le tassement atteint une valeur maximale correspondant à un degré de consolidation maximal $U_{\max}(\Delta h(t)/\Delta h_c)$ inférieure à 1. Dans le cas d'un sol à comportement irréversible à l'état surconsolidé les cycles de déchargement et de rechargement conduisent à une accumulation continue des tassements et la courbe des tassements n'atteint donc pas un état d'équilibre.

Les expériences à la cellule de Rowe et au triaxial montrent par contre que la surpression interstitielle atteint un état d'équilibre sous la charge cyclique tandis que les tassements et les variations de volume ne présentent pas un tel état d'équilibre.

Les solutions théoriques dérivées de la théorie de TERZAGHI pour analyser le comportement du sol lors d'une consolidation sous charges cycliques si elles permettent de comprendre et d'interpréter qualitativement les phénomènes observés expérimentalement conduisent à des écarts significatifs avec les résultats expérimentaux. En particulier, la solution proposée par BALIGH et LEVADOUX n'est pas utilisable lorsque la période des cycles est courte et ne permet pas de tenir compte de l'irréversibilité du comportement du sol à l'état surconsolidé.

La modélisation numérique développée dans le cadre de cette étude répond aux difficultés soulevées par les limites des solutions plus classiques. Elle permet d'évaluer correctement l'effet des cycles sur la consolidation et de tenir compte, de façon encore schématique, de l'effet de l'irréversibilité du comportement du sol à l'état surconsolidé.

Cette modélisation nous permet d'interpréter qualitativement les résultats expérimentaux sur la kaolinite qui présente une irréversibilité dans le domaine surconsolidé. Les résultats théoriques ainsi que les résultats expérimentaux montrent que la surpression interstitielle atteint un état d'équilibre sous chargement cyclique tandis que le tassement continue d'évoluer

BIBLIOGRAPHIE

M.M. BALIGH et J.N. LEVADOUX (March 1977) - "Non linear consolidation theory for cyclic loading", *Research report R. 77-10, order n° 568, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.*

R.A. BARRON (June 1947) - "Consolidation of fine-grained soils by drain wells", *A.S.C.E., Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, vol. 73 S.M. 6.*

A. BELKEZIZ et J.P. MAGNAN (1982) - "Analyse numérique de la consolidation bidimensionnelle des sols élastoplastiques. Traitement par la méthode des éléments finis et application au remblai expérimental B de CUBZAC-LES-PONTS", *Rapport de recherche LPC n° 115.*

A. BERNARDET et I. JURAN (Novembre 1984) - "La consolidation unidimensionnelle sous charges cycliques", *Rapport partiel soumis à la D.A.E.I.*

G. CHARET, A. RICHE (1973) - "FORTRAN : initiation au langage d'informatique scientifique".

B. FELIX (1980) - "La méthode des éléments finis en visco-élasticité et en visco-plasticité - Application à la Mécanique des Sols", *Rapport de recherche LPC n° 123. LCPC.*

B. FELIX (1980) - "Le fluage des sols argileux - Etude bibliographique", *Rapport de recherche LPC n° 93. LCPC.*

L.C.P.C. (1985) - "Essais oedométriques: Méthodes d'essai", *LPC n° 13.*

L.M.S. - L.C.P.C. - "Matériaux et structure sous chargement cyclique".

J.P. MAGNAN (1982) - Cours de Mécanique des Sols, Tronc Commun, ch. V, consolidation.

A. MOURATIDIS et J.P. MAGNAN (1983) - "Modèle élastoplastique anisotrope avec écrouissage pour le calcul des ouvrages sur sols compressibles", *Rapport de recherche LPC n° 121.*

NGUYEN QUOC SON (1984) - "Bifurcation et stabilité des systèmes irréversibles obéissant au principe de dissipation maximale", *Journal de mécanique théorique et appliquée*, vol. 3, n° 1, 1984, p. 41-61.

P.N. ROWE et L. BARDEN (Juin 1966) - "A new consolidation cell", *Géotechnique*, vol. 16, n° 2.

F. SCHLOSSER (1973) - "Hypothèses et théories pour la pression des tassements des remblais sur sols compressibles", *Bulletin de Liaison des L.P.C., Spécial T. Remblais sur sols compressibles*, L.C.P.C., Paris.

F. SCHLOSSER (Tirage 1982) - Cours de Mécanique des Sols, L.C.P.C.

S. SHAHANGUIAN (1981) - "Détermination expérimentale des courbes d'état limite de l'argile organique de CUBZAC-LES-PONTS", *Rapport de recherche LPC n° 106*.

TAVENAS, BRUCY, MAGNAN, LA ROCHELLE, ROY (1979) - "Analyse critique de la théorie de consolidation unidimensionnelle de TERZAGHI", *Revue Française de Géotechnique*, n° 7, pp. 29-43.

N.E. WILSON, N.M. ELGOHARY (1974) - "Consolidation of soils under cyclic loading", *Canadian Geotechnical Journal*, 11, pp. 420-423.

ooOoo

A N N E X E S

ANNEXE 1

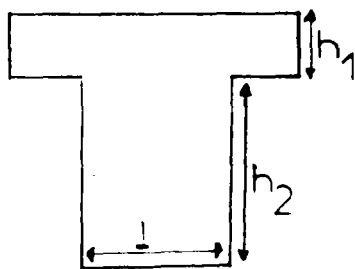
**PROCEDURES EXPERIMENTALES
ET
LISTE DES ESSAIS**

Avec une cuillère à café, on verse la kaolinite dans le moule sur la pierre poreuse inférieure et on la tapote à petits coups pour l'étendre uniformément.

Après avoir rempli le moule, on arase la surface à l'aide d'un couteau et on la recouvre avec la deuxième pierre poreuse. On place ensuite les autres éléments et l'ensemble est mis dans les conditions d'expérimentation sur le bâti.

b) Cellule de Rowe (Modèle ELE)

Le mode de mise en place des éprouvettes à la cellule de Rowe est pratiquement le même qu'à l'oedomètre. La différence réside dans la taille des éprouvettes. Dans le cas de l'oedomètre, la hauteur de l'échantillon coïncide avec la hauteur de la cellule oedométrique, il n'en est pas de même pour la cellule de Rowe : pour avoir la hauteur désirée on taille une plaque en forme de T comme l'indique le schéma ci-dessous :



la hauteur h_2 est égale à la différence entre la hauteur de la cellule et la hauteur désirée de l'éprouvette. La largeur l est égale au diamètre intérieur de la cellule. L'épaisseur est de l'ordre du millimètre.

En faisant tourner cette plaque dans la cellule, on arase la partie indésirable du sol et on obtient la hauteur de l'éprouvette désirée. Après avoir obtenu la taille voulue, on met en place la pierre poreuse supérieure sur laquelle on ajoute de l'eau jusqu'au remplissage de la cellule. On place ensuite les autres éléments comme l'indique la Figure 11.

c) Cellule triaxiale

L'éprouvette est d'abord préconsolidée. Pour réaliser cette préconsolidation, on met dans un moule circulaire dont la paroi intérieure est graissée de la kaolinite malaxée.

Ce moule est placé sur une pierre poreuse recouverte de papier filtre. La charge est exercée par l'intermédiaire d'un piston dont le poids est déterminé et qui constitue le premier palier de chargement pour la préconsolidation de l'éprouvette. Par paliers successifs de 24 heures, on préconsolide l'éprouvette sous 50 kPa. Chaque palier de chargement est le double du palier précédent, sauf le dernier, qui complète la différence entre 50 kPa et l'avant dernier palier. Avant de tailler l'éprouvette, on la laisse décharger pendant une heure. L'éprouvette est en partie poussée à l'extérieur du moule par un piston et on place cette partie dans un autre moule circulaire composé de deux parties séparables. La hauteur de ce moule correspond à la hauteur de l'éprouvette désirée. On obtient ainsi l'éprouvette. Après avoir saturé tous les circuits avec de l'eau désaérée, on place l'éprouvette sur l'embase de la cellule

triaxiale par l'intermédiaire d'une pierre poreuse et d'une membrane qui épouse la forme de l'éprouvette. L'entête qui sert pour l'évacuation d'eau est placée dans la membrane, sur l'éprouvette par l'intermédiaire d'un moule à deux parties séparables ayant une protubérance interne dont la hauteur est égale à celle de l'éprouvette et sur laquelle vient se bloquer la pierre poreuse.

On remplit par la suite la cellule triaxiale d'eau désaérée après avoir mis en place l'éprouvette et la cellule.

III - PROCEDURES D'ESSAIS

1 - Essais à l'oedomètre

a) Essais sous charge statique

Ces essais ont été effectués par paliers de contrainte successifs maintenus chacun pendant 24 heures avec un doublement de la contrainte à chaque palier. Pour chacun d'eux, on note le tassement au cours de la consolidation à 6 s, 15 s, 30 s, 1 mn, 2 mn, 4 mn, 8 mn, 15 mn, 30 mn, 1 h, 2 h, 4 h, 8 h, 24 h. Chaque palier de chargement est suivi d'un palier de déchargement de 24 h et d'un palier de rechargement de 24 h également.

b) Essais sous charge cyclique

Les essais sous charge cyclique à l'oedomètre sont effectués manuellement. Le chargement s'effectue instantanément et est main-

tenu constant pendant la demi période de chargement. Il en est de même pour le déchargement. Nous relevons le tassement à la fin de chaque demi période de charge ou de décharge sauf pendant la première demi période de charge où nous faisons des relevés à 6 s, 15 s, etc ... comme pour un essai sous charge statique. Il en est de même lorsqu'on maintient le chargement constant après les cycles.

Les essais sous charge cyclique sont effectués après avoir pré-consolidé l'éprouvette sous une contrainte donnée.

c) Essais au perméamètre

Les essais de perméabilité au perméamètre sont effectués 24 h après avoir chargé ou déchargé la cellule sous une contrainte donnée. Les essais sont réalisés par un écoulement d'eau à travers l'éprouvette contenue dans la cellule. Cet écoulement est canalisé par un tube fin transparent, ce qui permet de repérer et de mesurer la chute de niveau de l'eau dans le tube. La mesure de la hauteur initiale de l'eau h_1 et de la hauteur finale h_2 à l'instant t permet de déterminer la perméabilité k de l'éprouvette.

2 - Essais à la cellule de Rowe

Cette cellule permet un enregistrement automatique des paramètres et un chargement hydraulique sur des éprouvettes cylindriques de 76 mm de diamètre et de 35 mm de hauteur initiale ainsi que l'application d'une compression permettant d'assurer la saturation du sol. La pression interstitielle est mesurée à la base de l'éprou-

vette par l'intermédiaire d'une pierre poreuse reliée à un capteur de pression électronique. Le chargement cyclique est obtenu au moyen d'un système de deux électrovannes interposées sur le circuit de mise en pression et commandées par un montage électronique produisant un signal cyclique carré. On maintient constante la charge appliquée au-dessus de l'éprouvette. Le chargement est obtenu en diminuant la contrepression instantanément et le déchargement en l'augmentant.

3 - Essais à l'appareil triaxial

Les expériences à l'appareil triaxial ont été faites sur des éprouvettes de 76 mm de hauteur pour un diamètre de 37 mm.

Les pressions sont appliquées par l'eau à l'intérieur et à l'extérieur de l'éprouvette. La pression extérieure étant supérieure à la pression intérieure.

On sature l'éprouvette sous une différence de pression de 10 kPa. Après avoir atteint la saturation, on consolide l'échantillon sous une différence de pression de $\Delta\sigma = 50$ kPa.

Les cycles sont obtenus au moyen du système d'électrovannes utilisé pour la cellule de Rowe. Les enregistrements des surpressions sont automatiques et on mesure la variation de volume à l'aide de tubes gradués.

B - LISTE DES ESSAIS

Les 25 essais réalisés dans le cadre de la présente étude se répartissent en :

- * 4 essais oedométriques,
- * 2 essais oedométriques avec mesure de la perméabilité en fin de palier,
- * 13 essais de chargement cyclique à l'oedomètre,
- * 3 essais de chargement cyclique à la cellule de Rowe,
- * 3 essais de chargement cyclique à l'appareil triaxial.

Les principaux résultats de ces essais sont donnés ci-après. Les résultats détaillés ont été regroupés dans un document interne du CERMES.

ESSAI 1

Essai oedométrique - Eprouvette d'épaisseur initiale 20 mm

(Palier de chargement (kPa)	Tassement initial (mm)	Tassement final (mm)	N° du palier
C 5	1,150	1,550	1.1
C 10	1,550	2,320	1.2
C 20	2,320	3,160	1.3
D 10	3,160	3,140	1.4
R 20	3,140	3,185	1.5
C 40	3,185	4,050	1.6
D 20	4,050	4,008	1.7
R 40	4,008	4,065	1.8
C 80	4,065	4,970	1.9
D 40	4,970	4,915	1.10
R 80	4,915	5,002	1.11
C 160	5,002	5,830	1.12
D 80	5,830	5,756	1.13
R 160	5,756	5,872	1.14
C 320	5,872	6,600	1.15
D 160	6,600	6,516	1.16
R 320	6,516	6,660	1.17
C 640	6,660	6,746	1.18
D 320	6,746	6,662	1.19
R 640	6,662	6,809	1.20

C = Chargement
D = Déchargement
R = Rechargement

ESSAI 2

Essai oedométrique - Eprouvette d'épaisseur initiale 20 mm

((Palier de contrainte	(Tassement initial	(Tassement final	(N° du palier)
((kPa)	((mm)	((mm)	()
(((()
(C 2	!	0,000	!	2,090	!	2.1)
(!		!		!)
(D 0	!	2,090	!	2,084	!	2.2)
(!		!		!)
(R 2	!	2,084	!	2,094	!	2.3)
(!		!		!)
(D 0	!	2,094	!	2,089	!	2.4)
(!		!		!)
(R 2	!	2,089	!	2,096	!	2.5)
(!		!		!)
(C 4	!	2,096	!	2,248	!	2.6)
(!		!		!)
(D 2	!	2,248	!	2,244	!	2.7)
(!		!		!)
(R 4	!	2,244	!	2,270	!	2.8)
(!		!		!)
(C 8	!	2,270	!	2,978	!	2.9)
(!		!		!)
(D 4	!	2,978	!	2,970	!	2.10)
(!		!		!)
(R 8	!	2,970	!	2,990	!	2.11)
(!		!		!)
(C 16	!	2,990	!	3,616	!	2.12)
(!		!		!)
(D 8	!	3,616	!	3,600	!	2.13)
(!		!		!)
(R 16	!	3,600	!	3,640	!	2.14)
(!		!		!)
(C 32	!	3,640	!	4,160	!	2.15)
(!		!		!)
(D 16	!	4,160	!	4,134	!	2.16)
(!		!		!)
(R 32	!	4,134	!	4,185	!	2.17)
(!		!		!)
(C 64	!	4,185	!	4,732	!	2.18)
(!		!		!)
(D 32	!	4,732	!	4,689	!	2.19)
(!		!		!)
(R 64	!	4,689	!	4,764	!	2.20)
(!		!		!)
(C 128	!	4,764	!	5,290	!	2.21)
(!		!		!)
(D 64	!	5,290	!	5,244	!	2.22)
(!		!		!)
(R 128	!	5,244	!	5,316	!	2.23)
(!		!		!)
(C 256	!	5,316	!	5,800	!	2.24)
(!		!		!)
(D 128	!	5,800	!	5,740	!	2.25)
(!		!		!)
(R 256	!	5,740	!	5,832	!	2.26)
(!		!		!)

ESSAI 3

Essai oedométrique - Eprouvette d'épaisseur initiale 20 mm

((Palier de contrainte	!	Tassement initial	!	Tassement final	!	N° du palier)
((kPa)	!	(mm)	!	(mm)	!)
(!		!		!)
(C 32	!	1,110	!	0,530	!	3.1)
(D 16	!	1,530	!	0,467	!	3.2)
(R 32	!	1,147	!	1,522	!	3.3)
(C 64	!	1,522	!	2,050	!	3.4)
(D 32	!	2,050	!	2,007	!	3.5)
(R 64	!	2,007	!	2,090	!	3.6)
(C 128	!	2,090	!	2,628	!	3.7)
(D 64	!	2,628	!	2,585	!	3.8)
(R 128	!	2,585	!	2,678	!	3.9)
(C 256	!	2,678	!	3,184	!	3.10)
(D 128	!	3,184	!	3,106	!	3.11)
(R 256	!	3,106	!	3,248	!	3.12)
(C 512	!	3,248	!	3,770	!	3.13)
(D 256	!	3,770	!	3,689	!	3.14)
(R 512	!	3,689	!	3,832	!	3.15)

ESSAI N° 4

Essai oedométrique - Eprouvette d'épaisseur initiale 20 mm

(Palier de contrainte (kPa)	Tassement initial (mm)	Tassement final (mm)
2,5 C	0	0,206
5 C	0,206	0,210
10 C	0,210	0,590
20 C	0,590	1,260
10 D	1,260	1,225
5 D	1,225	1,140
10 R	1,140	1,143
20 R	1,143	1,260
40 C	1,260	1,696
20 D	1,696	1,664
10 D	1,664	1,585
5 D	1,585	1,470
10 R	1,470	1,512
20 R	1,512	1,677
40 R	1,677	1,738
80 C	1,738	2,413
40 D	2,413	2,364
20 D	2,364	2,252
10 D	2,252	2,144
20 R	2,144	2,190
40 R	2,190	2,306

(Palier de contrainte (kPa)	Tassement initial (mm)	Tassement final (mm)
80 R	2,306	2,494
160 C	2,494	3,176
80 D	3,176	3,110
40 D	3,110	3,000
20 D	3,000	2,860
10 D	2,860	2,712
20 R	2,712	2,757
40 R	2,757	2,786
80 R	2,786	2,828
160 R	2,828	3,316
320 C	3,316	3,924
160 D	3,924	3,824
80 D	3,824	3,686
40 D	3,686	3,524
20 D	3,524	3,365
10 D	3,365	3,236

ESSAI N° 5

Perméamètre

Essais de perméabilité à charge variable

Eprouvette d'épaisseur initiale 20 mm

Palier n° 2	Charge appliquée (kPa)	Epaisseur de l'éprouvette (mm)	Temps	Hauteur de la colonne d'eau (cm)
5-1	10 C	18,770	0 mn 5 mn 30 s 11 mn 14 mn	18 20 21,7 22,6
5-2	20 C	18,305	0 mn 3 mn 4 mn 30 s 7 mn 12 mn 27 mn 30 mn	15,5 16,5 17 17,5 19 22,6 23,6
5-3	10 D	18,317	0 mn 4 mn 10 mn 22 mn 30 mn	15 15,5 17,5 20,5 22,4
5-4	20 R	18,28	0 mn 8 mn 15 mn 30 mn	12 14,5 16,5 20,3
5-5	40 C	17,59	0 mn 12 mn 15 mn 30 mn	13 16,5 17 20,3
5-6	20 D	17,64	0 mn 12 mn 26 mn 47 mn	13 16,5 19,4 23,2

ESSAI N° 6

Perméamètre

Essais de perméabilité à charge variable

Eprouvette d'épaisseur initiale 20 mm

Palier n°	Charge appliquée (kPa)	Epaisseur de l'éprouvette (mm)	Temps	Hauteur de la colonne d'eau (cm)
6-1	10 C	17,680	0 mn 2 mn 3 mn 5 mn 22 mn	16,5 17 17,5 18 23
6-2	20 C	16,840	0 mn 15 mn 25 mn 30 mn 45 mn	13,5 17,5 20 21,5 25
6-3	10 D	16,860	0 mn 15 mn 23 mn	13,5 18 20
6-4	20	16,815	0 mn 18 mn 30 mn	12,5 17,3 20,5
6-5	40 C	15,950	0 mn 27 mn 30 mn	12,5 18,5 19,5
6-6	20 D	15,992	0 mn 40 mn 60 mn	13 22,5 25,2
6-7	40 R	15,935	0 mn 15 mn 35 mn 40 mn	13 16 19,5 20,5
6-8	80 C	15,03	0 mn 12 mn 75 mn	15 16,7 27,5

Palier n° 2	Charge appliquée (kPa)	Epaisseur de l'éprouvette (mm)	Temps	Hauteur de la colonne d'eau (cm)
5-7	40 R	17,56	0 mn	13
			20 mn	17,5
			30 mn	19,4
			47 mn	22,3
5-8	80 C	16,82	3 mn	13
			15 mn	16,1
			31 mn	18,3
			45 mn	22
5-9	40 D	16,87	0 mn	13
			15 mn	16,1
			30 mn	18,3
			60 mn	22
5-10	80 R	16,7	0 mn	13
			15 mn	15,5
			30 mn	17,5
			60 mn	21
5-11	160 C	16,08	30 mn	10
			45 mn	11,5
			60 mn	13,3
			75 mn	14,8
5-12	80 D	16,20	0 mn	12
			15 mn	13,5
			30 mn	15,4
			45 mn	17
5-13	160 R	15,95	0 mn	9
			30 mn	13,5
			60 mn	16
5-14	320 C	15,418	0 mn	10
			19 mn	11,5
			64 mn	15
5-15	160 D	15,508	0 mn	10
			26 mn	12,3
			75 mn	16,4

Palier n°	Charge appliquée (kPa)	Epaisseur de l'éprouvette (mm)	Temps	Hauteur de la colonne d'eau (cm)
6-9	40 D	15,085	0 mn 15 mn 30 mn 60 mn	13,5 16,8 18,1 22
6-10	80 R	14,998	0 mn 15 mn 30 mn 60 mn	11 13,1 15,8 19,9
6-11	160 C	14,17	0 mn 15 mn 30 mn	9 10,4 12,6
6-12	80 D	14,244	30 mn 45 mn 60 mn	12,5 14,2 16,3
6-13	160 R	14,128	15 mn 60 mn 90 mn	10 14,7 17,1
6-14	320 C	13,400	0 mn 56 mn 67 mn	10 14,2 15
6-15	160 D	13,484	0 mn 48 mn 70 mn	10 14 15,2

