

# RAPPORTS DES LABORATOIRES

SÉRIE : GÉOTECHNIQUE - MÉCANIQUE DES SOLS - SCIENCES DE LA TERRE  
GT-40

## Étude expérimentale du comportement visco-élastique d'une argile molle à l'appareil triaxial

Abdelouahab KENANA  
Bernard FELIX

Novembre 1989

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT, DU LOGEMENT, DES TRANSPORTS ET DE LA MER  
LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES

Conformément à la note du 04/07/2014 de la direction générale de l'Ifsttar précisant la politique de diffusion des ouvrages parus dans les collections éditées par l'Institut, la reproduction de cet ouvrage est autorisée selon les termes de la licence CC BY-NC-ND. Cette licence autorise la redistribution non commerciale de copies identiques à l'original. Dans ce cadre, cet ouvrage peut être copié, distribué et communiqué par tous moyens et sous tous formats.



Attribution — Vous devez créditer l'Oeuvre et intégrer un lien vers la licence. Vous devez indiquer ces informations par tous les moyens possibles mais vous ne pouvez pas suggérer que l'Ifsttar vous soutient ou soutient la façon dont vous avez utilisé son Oeuvre.



Pas d'Utilisation Commerciale — Vous n'êtes pas autorisé à faire un usage commercial de cette Oeuvre, tout ou partie du matériel la composant.



Pas de modifications — Dans le cas où vous effectuez une adaptation, que vous transformez, ou créez à partir du matériel composant l'Oeuvre originale (par exemple, une traduction, etc.), vous n'êtes pas autorisé à distribuer ou mettre à disposition l'Oeuvre modifiée.

## Le patrimoine scientifique de l'Ifsttar

Le libre accès à l'information scientifique est aujourd'hui devenu essentiel pour favoriser la circulation du savoir et pour contribuer à l'innovation et au développement socio-économique. Pour que les résultats des recherches soient plus largement diffusés, lus et utilisés pour de nouveaux travaux, l'Ifsttar a entrepris la numérisation et la mise en ligne de son fonds documentaire. Ainsi, en complément des ouvrages disponibles à la vente, certaines références des collections de l'INRETS et du LCPC sont dès à présent mises à disposition en téléchargement gratuit selon les termes de la licence Creative Commons CC BY-NC-ND.

Le service Politique éditoriale scientifique et technique de l'Ifsttar diffuse différentes collections qui sont le reflet des recherches menées par l'Institut :

- Les collections de l'INRETS, Actes
- Les collections de l'INRETS, Outils et Méthodes
- Les collections de l'INRETS, Recherches
- Les collections de l'INRETS, Synthèses
- Les collections du LCPC, Actes
- Les collections du LCPC, Etudes et recherches des laboratoires des ponts et chaussées
- Les collections du LCPC, Rapport de recherche des laboratoires des ponts et chaussées
- Les collections du LCPC, Techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées, Guide technique
- Les collections du LCPC, Techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées, Méthode d'essai



Institut Français des Sciences et Techniques des Réseaux,  
de l'Aménagement et des Transports  
14-20 Boulevard Newton, Cité Descartes, Champs sur Marne  
F-77447 Marne la Vallée Cedex 2

Contact : diffusion-publications@ifsttar.fr

[www.ifsttar.fr](http://www.ifsttar.fr)





# RAPPORTS DES LABORATOIRES

SÉRIE : *GÉOTECHNIQUE - MÉCANIQUE DES SOLS - SCIENCES DE LA TERRE*  
GT-40

## Étude expérimentale du comportement visco-élastique d'une argile molle à l'appareil triaxial

Abdelouahab KENANA  
Bernard FELIX

Novembre 1989

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT, DU LOGEMENT, DES TRANSPORTS ET DE LA MER  
LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES

Abdelouahab KENANA  
Docteur-ingénieur

Bernard FELIX  
Ingénieur Ecole centrale de Paris  
Docteur-ingénieur

Section sols et fondations  
Division Géotechnique-Mécanique des sols 1

### RESUME

Ce rapport présente les résultats d'une étude expérimentale et théorique du comportement de l'argile du site expérimental de Cubzac-les-Ponts. Ces travaux portent essentiellement sur l'effet du temps et les aspects visco-élastiques de la loi de comportement de cette argile molle, dans la ligne des travaux antérieurs de B. FELIX.

Le rapport comprend quatre chapitres et des annexes. Le premier chapitre présente une synthèse d'informations bibliographiques sur le fluage des argiles et sa modélisation. Le deuxième chapitre présente l'étude expérimentale réalisée dans le cadre de la recherche : deux séries d'essais triaxiaux selon des chemins de contraintes imposés (radiaux à partir d'un état initial anisotrope), avec des cycles de chargement-déchargement dans un cas et des chargements monotones dans l'autre. Le troisième chapitre donne les résultats des essais et leur interprétation, en termes de composantes réversibles et irréversibles des déformations. Le quatrième chapitre présente une tentative de modélisation des résultats des essais dans le cadre de la théorie du fluage héréditaire. Les annexes analysent les sources d'incertitudes dans les essais et donnent les résultats détaillés des deux séries d'essais.

---

Action de recherche pluriannuelle (AR) : 16  
. Outils généraux de mécanique des sols

Fiche d'Action Élémentaire de Recherche (FAER) : 1 16 01 (ex 06 53)  
. Etude en laboratoire des propriétés mécaniques des sols

---

Ce document est propriété de l'Administration et ne peut être reproduit, même partiellement,  
sans l'autorisation du Directeur du Laboratoire central des Ponts et Chaussées  
(ou de ses représentants autorisés).  
© 1989 - LCPC

Publié par le LCPC, 58 bd Lefebvre - 75732 PARIS CEDEX 15 sous le numéro 3577  
Dépôt légal : Novembre 1989

ISBN 2-7208-3577-3

## S O M M A I R E

Présentation, J.P. MAGNAN	5
INTRODUCTION	7
Symboles utilisés	8
<b>CHAPITRE I - SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE</b>	<b>11</b>
I.1 INTRODUCTION	11
I.2 EFFETS DU TEMPS SUR LE COMPORTEMENT DES ARGILES	11
I.3 FLUAGE DES ARGILES	11
I.3.1 Définitions	11
I.3.2 Différentes approches dans l'étude du fluage des argiles	11
I.3.3 Essais de fluage	12
I.3.4 Caractéristiques générales du fluage en cisaillement	12
I.4 LA MODELISATION DU FLUAGE DES ARGILES	14
I.4.1 Approche élémentaire	14
I.4.2 Modèles triaxiaux, notions d'état limite et d'état critique	14
I.4.3 Effets du temps sur la courbe d'état limite des argiles naturelles non remaniées : modèle YLIGHT	16
I.4.4 Recherches sur la description des lois contraintes- déformations-temps dans le cadre du modèle YLIGHT	17
I.4.5 Modèles CAM-CLAY dotés de lois d'écoulement viscoplastiques	20
I.4.6 Modèles élastoviscoplastiques anisotropes	23
I.5 CONCLUSION	27
<b>CHAPITRE II - PRESENTATION DE L'ETUDE EXPERIMENTALE</b>	<b>28</b>
II.1 INTRODUCTION	28
II.2 APPAREILLAGE UTILISE	28
II.2.1 Appareillage de mise en charge	28
II.2.2 Matériel de mesure	29
II.3 MATERIAU UTILISE	30
II.3.1 Généralités sur le site expérimental de Cubzac-les-Ponts	30
II.3.2 Préparation et montage des éprouvettes	31
II.4 PRESENTATION DU PROGRAMME EXPERIMENTAL	32
II.4.1 Caractéristiques d'état limite de l'argile de Cubzac- les-Ponts	32
II.4.2 Choix de la surface d'état limite	32
II.4.3 Choix de la courbe d'état critique	32
II.4.4 Reconsolidation aux contraintes en place	32
II.4.5 Chemins de contraintes adoptés	32
II.4.6 Procédure expérimentale	33
II.4.7 Traitement des résultats d'essais	36

<b>CHAPITRE III - INTERPRETATION DES RESULTATS D'ESSAIS</b>	37
III.1 INTRODUCTION	37
III.2 ETUDE DES CHEMINS DE DEFORMATIONS	37
III.2.1 Caractéristiques générales	37
III.2.2 Déformabilité comparée des éprouvettes	41
III.2.3 Les chemins de contraintes particuliers	43
III.3 COMPARAISON DES DEFORMATIONS DES EPROUVETTES SOUMISES A DES PALIERS DE CHARGEMENT SUIVIS ET NON SUIVIS DE DECHARGEMENT	44
III.4 ANALYSE DES COMPOSANTES REVERSIBLES DES DEFORMATIONS SUBIES PAR LES EPROUVETTES DE LA PREMIERE SERIE	45
III.5 ANALYSE DES COMPOSANTES IRREVERSIBLES DES DEFORMATIONS	47
III.6 CONCLUSION	50
<b>CHAPITRE IV - UN MODELE VISCO-ELASTIQUE DU COMPORTEMENT DE L'ARGILE DE CUBZAC-LES-PONTS SOUMISE A DES ESSAIS TRIAXIAUX DE FLUAGE</b>	53
IV.1 INTRODUCTION	53
IV.2 ANALYSE DU COMPORTEMENT D'UN MATERIAU VISQUEUX SOUS UN CYCLE DE CHARGEMENT-DECHARGEMENT	53
IV.2.1 Caractéristiques générales	53
IV.2.2 Hypothèses retenues pour la modélisation des déformations de l'argile de Cubzac-les-Ponts mesurées au cours des deux séries d'essais	54
IV.3 FORME GENERALE DU MODELE PROPOSE	55
IV.3.1 Rappel sur les modèles visco-élastiques héréditaires	55
IV.3.2 Prise en compte dans le modèle de l'orthotropie de révolution du matériau	56
IV.3.3 Prise en compte du développement proportionnel des déformations volumiques et déviatoriques au cours d'un chargement où composantes déviatoriques et volumiques croissent elles-mêmes proportionnellement	57
IV.4 ANALYSE DES DEFORMATIONS DE RECOUVRANCE SUPPOSEES ELASTIQUES INSTANTANEEES	59
IV.5 ANALYSE DES DEFORMATIONS RETARDEES	61
IV.5.1 Détermination des paramètres de la mesure de fluage	61
IV.5.2 Méthode de détermination des constantes A, B, C et du paramètre n de la fonction de contrainte	61
IV.6 COMPARAISON ENTRE LES RESULTATS EXPERIMENTAUX ET LES RESULTATS DE LA MODELISATION	63
IV.7 CONCLUSION	65
<b>CONCLUSION</b>	68
<b>ANNEXE A</b>	70
I EFFET DE LA MEMBRANE ET DES BAGUES	70
II INCERTITUDE SUR LA VALEUR DES CONTRAINTES APPLIQUEES	71
III CALCUL DES INCERTITUDES ABSOLUES SUR LES DEFORMATIONS CALCULEES	73
IV MESURE DES DEFORMATIONS VOLUMIQUES AU COURS DES ESSAIS DE FLUAGE	75
<b>ANNEXE B</b>	79
1ère série d'essais. Cycles "chargement-déchargement"	81
2ème série d'essais. Chargement par paliers	89
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b>	97

## P R E S E N T A T I O N

Jean-Pierre MAGNAN

Chef de la division de Géotechnique - Mécanique des sols  
Laboratoire central des Ponts et Chaussées, Paris

Le rapport de MM. KENANA et FELIX est issu de la thèse de docteur-ingénieur soutenue par Abdelouahab KENANA le 27 février 1984 à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Plus de cinq ans se sont écoulés depuis la fin de cette étude, ses deux auteurs ont quitté le Laboratoire, et la question s'est posée d'exploiter cette étude expérimentale, organisée dans un esprit assez différent des autres travaux expérimentaux de la division de géotechnique-mécanique des sols et visant à fournir une base expérimentale pour l'extension des modèles théoriques de B. FELIX.

Une fois prise la décision de tirer un rapport de recherche de cette thèse, plus de trois ans ont encore passé avant l'édition du présent rapport. C'est en effet le temps qu'il m'a fallu pour corriger le document original, prendre l'avis d'Henri JOSSEAUME, consulter Bernard FELIX sur les modifications envisagées, faire enregistrer le texte puis ses corrections par Mme GOUTTEBESSIS, améliorer les nombreuses figures qui illustrent le texte... Ce fut aussi l'occasion de passer en revue tous les détails de l'étude expérimentale et de son interprétation, d'en découvrir par le détail les mérites et les limites...

Avec le recul de ces années, plusieurs conclusions sont maintenant évidentes :

- tout d'abord, le dispositif d'essai a fonctionné de façon tout à fait satisfaisante, notamment les bagues de mesure des déformations horizontales des éprouvettes triaxiales. Les résultats des essais fournissent de ce fait une base expérimentale utilisable pour le test de théories ou de modèles de comportement des argiles molles ;

- néanmoins, l'expérimentation dans son ensemble doit être utilisée avec beaucoup de prudence, en lisant soigneusement tous les détails du texte et des commentaires. On y apprend en effet qu'il s'agit d'une étude partielle, dans ce sens qu'elle n'a pas comporté d'essais classiques pouvant servir de référence par rapport aux modèles plus classiques de la mécanique des sols. On ne connaît pas, par exemple, la courbe oedométrique des sols des carottes testées, pas plus que les courbes de déformation dans des essais de compression ou extension triaxiale, ni même les caractéristiques de résistance au cisaillement de ces sols. Bien sûr, comme le signalent les auteurs, les sols testés sont ceux du site expérimental de Cubzac-les-Ponts, qui ont été l'objet de très nombreuses études expérimentales... Mais la variabilité des sols sur le site est suffisante pour que les erreurs sur les valeurs estimées de ces caractéristiques ôtent toute signification aux comparaisons que l'on pourrait faire. Une autre particularité de cette étude est que les éprouvettes ont été soumises à des chargements très irréguliers : les durées des paliers diffèrent d'un palier à



l'autre et d'un essai à l'autre, et la durée totale des essais aussi. Il est pour cette raison difficile, sinon impossible, de tirer des conclusions qualitatives simples de tous les essais réalisés. Enfin, la durée des paliers de chargement a été telle que les faibles incréments de charge ont vraisemblablement été insuffisants pour ramener le sol dans un état normalement consolidé à partir de ses états surconsolidés par fluage. Il n'est donc pas vraiment étonnant que l'on n'ait pas observé de différences qualitatives dans le comportement des éprouvettes entre les premiers et les derniers paliers des essais.

Malgré toutes ces questions, il nous a semblé utile de remettre en forme le contenu de la thèse d'A. KENANA, car les données expérimentales de bonne qualité sur des sols intacts sont trop rares pour qu'on puisse les rejeter. Nous espérons que le rapport d'A.KENANA et B.FELIX pourra fournir des informations utiles aux expérimentateurs qui voudraient continuer le développement de modèles élastoviscoplastiques pour les sols, et que l'expérience ainsi accumulée pourra leur faciliter la tâche.

## INTRODUCTION

Cette étude expérimentale du comportement visco-élastique d'une argile molle à l'appareil triaxial s'intègre dans la série des recherches effectuées au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées sur les lois de comportement des argiles molles.

La première approche adoptée au LCPC repose sur les modèles élasto-plastiques de l'Université de Cambridge, formulés dans les années 1963-1968 par le professeur ROSCOE et ses collaborateurs : SCHOFIELD, BURLAND, THURAIRAJAH, etc. D'emblée, des retombées utilisables dans la pratique du calcul des remblais sur sols mous ont été recherchées et, pour cela, l'utilisation de ces modèles dans des algorithmes de calcul par éléments finis a été entreprise (DANG et MAGNAN, 1977). Les recherches sur ces modèles se sont enrichies des apports de l'Université Laval à Québec, où TAVENAS et LEROUÉIL (1977) et leurs collaborateurs ont proposé un modèle dérivé des précédents et adapté au comportement des argiles sensibles non remaniées du Québec, et en particulier à leur anisotropie mécanique. Les concepts de base de ce modèle ont été appliqués avec succès à l'étude d'une argile molle organique non remaniée prélevée à Cubzac-les-Ponts (Gironde), qui a fait l'objet de la thèse de SHAHANGUIAN (1981). L'utilisation de ces modèles pour le calcul des remblais expérimentaux du site de Cubzac-les-Ponts par la méthode des éléments finis a été effectuée par BELKEZIZ et MAGNAN (1982) et MOURATIDIS et MAGNAN (1983). Enfin, plus récemment, PIYAL s'est penché sur le problème de la détermination expérimentale des caractéristiques élastiques anisotropes de l'argile de Cubzac-les-Ponts dans le domaine surconsolidé (PIYAL et MAGNAN, 1984).

Une deuxième approche, adoptée en parallèle au LCPC, s'intéresse aux effets du temps et au développement des modèles intégrant la viscosité du matériau, à la suite des recherches entreprises ailleurs dans le monde et particu-

lièrement en URSS (voir à ce sujet l'étude bibliographique de FELIX (1980) et, en particulier, des travaux de MESCHYAN, 1967). Les modèles visqueux dérivés de la théorie du fluage héréditaire (FELIX, 1980) ou de la théorie des isotaches, qui appréhende le fluage par l'intermédiaire de sa vitesse (BILLIOTTE, 1979), se sont avérés intéressants pour analyser le fluage oedométrique. Un modèle visco-élastique héréditaire a été utilisé pour calculer par différences finies les tassements et les pressions interstitielles au cours d'une consolidation unidimensionnelle (programme HYDROFFU ; FELIX, 1980). Ce programme a été utilisé pour analyser la compression quasi instantanée d'un sol non saturé et l'évolution des pressions interstitielles qui l'accompagne (FELIX et BOUTAYEB, 1981).

Une première étude du fluage en compression triaxiale de l'argile de Cubzac-les-Ponts et de l'argile des Flandres, qui est très raide et très surconsolidée, a été publiée par FELIX et KENANA (1983). Elle a permis de mettre au point un appareillage et une méthodologie.

La présente étude expérimentale a été réalisée sur l'argile molle de Cubzac-les-Ponts. Elle reprend des résultats acquis antérieurement par les deux approches suivies au LCPC. Le but de cette étude est de contribuer à l'établissement d'un modèle dans lequel les contraintes principales gardent au cours des essais des directions constantes et confondues avec les axes d'orthotropie du sol. Ce modèle doit être capable de simuler les déformations de fluage sous contraintes effectives constantes ou croissant suivant des régimes de chargement qui se rencontrent dans la pratique du génie civil. Un compromis a été recherché entre une bonne aptitude à reproduire le comportement observé expérimentalement et un niveau de simplicité (nombre réduit de paramètres) qui autorise son emploi dans des algorithmes de calcul par éléments finis.

## SYMBOLES UTILISES

La définition des principaux symboles utilisés dans cette étude est récapitulée ci-dessous.

### 1- SYMBOLES CARACTERISANT LES ETATS DE CONTRAINTES

.  $\sigma_{ij}$  : composantes du tenseur des contraintes.

.  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  : contraintes principales.

.  $s_{ij}$  : composantes du tenseur des contraintes déviatoriques défini par

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - \delta_{ij} \frac{\sigma}{3}$$

avec  $\delta_{ij}$  symbole de KRONECKER

$$\delta_{ij} = 1 \quad \text{si } i = j$$

$$\delta_{ij} = 0 \quad \text{si } i \neq j$$

.  $J_2\sigma = \frac{1}{2} s_{ij} \cdot s_{ij}$  deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques.

.  $p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$  contrainte normale moyenne.

.  $q = \frac{1}{\sqrt{2}} \left[ (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right]^{1/2}$  déviateur des contraintes.

Dans le cas spécial de la compression axisymétrique où  $\sigma_2 = \sigma_3$  (cas de l'essai triaxial):

$$p = \frac{1}{3} (\sigma_1 + 2\sigma_3) ,$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 .$$

.  $\eta = \frac{q}{p}$  caractérise le niveau de contraintes.

.  $\sigma'_{ij}$  tenseur des contraintes effectives défini par

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - \delta_{ij} u$$

avec  $\delta_{ij}$  symbole de KRONECKER

et  $u$  pression interstielle de l'eau dans l'échantillon.

.  $\sigma_{V_0}^1$  : pression verticale effective des terres susjacentes ;

avec  $K_0$  coefficient de pression latérale des terres au repos.

## 2- SYMBOLES CARACTERISANT LES ETATS DE DEFORMATIONS

.  $\epsilon_{ij}$  : composantes du tenseur des déformations.

. On définit de la même façon :

-  $\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$  ;

-  $e_{ij}$  composantes du tenseur des déformations déviatoriques ;

-  $J_{2\epsilon}$  deuxième invariant du tenseur des déformations déviatoriques.

.  $v = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$  : déformation volumique.

.  $\epsilon = \frac{\sqrt{2}}{3} \left[ (\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_1)^2 + (\epsilon_1 - \epsilon_1)^2 \right]^{1/2}$  : déformation déviatorique.

Dans le cas spécial de la compression axisymétrique où  $\epsilon_2 = \epsilon_3$ , on a :

$$v = \epsilon_1 + 2\epsilon_3$$

$$\epsilon = \frac{2}{3}(\epsilon_1 - \epsilon_3) = \epsilon_1 - \frac{v}{3}$$

## 3- PARAMETRES CARACTERISTIQUES UTILISES

.  $t$  : temps.

.  $M$  : pente de la courbe d'état critique, assimilée à la droite Mohr-Coulomb dans le diagramme  $(p', q)$ .

.  $e$  : indice des vides.

.  $E_v$  : module d'Young dans la direction verticale 1, qui est l'axe d'orthotropie.

.  $E_h$  : module d'Young dans une direction horizontale quelconque du plan défini par les axes 2 et 3.

.  $G_{vh}$  : module de cisaillement dans un plan vertical contenant l'axe d'orthotropie.

.  $G_{hh}$  : module de cisaillement dans un plan horizontal.

- .  $\nu_{11}$  : coefficient de Poisson qui définit le rapport entre la déformation suivant l'axe vertical 1 et la déformation suivant un axe horizontal créée par une contrainte normale appliquée suivant un axe horizontal.
- .  $\nu_{12}$  : coefficient de Poisson définissant le rapport entre la déformation suivant un axe horizontal et la déformation suivant l'axe vertical 1 créée par une contrainte normale appliquée suivant l'axe vertical 1.
- .  $\nu_{11}$  : coefficient de Poisson caractéristique de l'effet d'une contrainte horizontale sur la déformation horizontale dans la direction perpendiculaire dans le même plan horizontal.
- .  $K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$  : module de compressibilité.
- .  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$  : module de cisaillement.
- .  $\phi'$  : angle de frottement effectif dans le critère Mohr-Coulomb.
- .  $c'$  : cohésion dans le critère Mohr-Coulomb.

#### 4- INDICES UTILISES

- . e : caractérise les déformations élastiques.
- . p : caractérise les déformations plastiques.
- . s : caractérise un état statique.
- . d : caractérise un état dynamique.
- . o : caractérise un état de référence ou initial.
- . f : caractérise les déformations retardées ou de fluage.

## SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

### I.1 INTRODUCTION

Durant les deux dernières décennies, une attention considérable a été consacrée à l'étude du comportement des argiles en tenant compte des effets du temps. Le grand nombre d'études contenues dans la littérature technique spécialisée est dû au fait que la prévision des déformations dans le temps est nécessaire dans beaucoup de problèmes géotechniques où le comportement à long terme a une influence (tassements d'ouvrages, stabilité des pentes, etc.).

Quels que soient le sol et les conditions de son chargement, le temps est une variable essentielle pour les relations qui lient l'état de contrainte et l'état de déformation.

Par exemple, un état de contrainte peut provoquer une rupture au bout d'un temps non négligeable vis-à-vis de la durée de vie d'un ouvrage mais, sans aller jusque là, il peut provoquer une évolution très prolongée des déformations.

### I.2 EFFETS DU TEMPS SUR LE COMPORTEMENT DES ARGILES

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

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

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

### I.3 FLUAGE DES ARGILES

#### I.3.1 Définitions

Le fluage d'un matériau quelconque est la déformation qu'il subit au cours du temps lorsqu'il est soumis à un état de contrainte permanent.

Toutefois, l'application de cette définition à l'argile pose quelques problèmes dus à sa nature polyphasique. L'argile, que l'on peut décomposer en un squelette formé de particules solides reliées par de l'eau plus ou moins adsorbée et en eau interstitielle libre, peut, sous l'effet de certains états de contraintes et pendant une certaine période, varier de volume en raison du phénomène de consolidation dite primaire. L'évacuation d'eau sous l'effet des gradients hydrauliques apparus avec les surpressions interstitielles peut masquer le fluage du squelette intergranulaire.

Pour éviter ce problème, beaucoup de chercheurs ont effectué leurs essais de fluage de façon à ce que le phénomène de consolidation primaire ait une influence négligeable sur le comportement mécanique des argiles.

S. R. MESCHYAN (1967) a montré que, pour des éprouvettes de 10 à 20 mm d'épaisseur consolidées dans une cellule oedométrique permettant le drainage par les deux faces horizontales, on peut estimer que la durée de la phase de consolidation primaire est courte relativement à celle de l'essai (plusieurs semaines) et que la déformation limitée que l'on observe durant cette période, en fait, un phénomène marginal.

De cette manière, le fluage d'une argile est la déformation différée due essentiellement aux propriétés visqueuses du squelette intergranulaire. Cela apparaît avec évidence au cours de la consolidation secondaire : les contraintes effectives étant constantes, la déformation se prolonge dans le temps.

L'objet de notre étude étant les propriétés visqueuses du squelette argileux, il va de soi que nous serons plus spécialement intéressés par les études effectuées dans des conditions drainées, tout en soulignant que les essais de fluage non drainés sont très nombreux dans la littérature technique spécialisée.

#### I.3.2 Différentes approches dans l'étude du fluage des argiles

Les études de fluage consultées peuvent être classées en deux familles selon que les auteurs adoptent une approche microscopique ou une approche macroscopique.

##### Approche microscopique

La déformation de fluage est analysée à

partir des modifications élémentaires des particules du squelette intergranulaire. Le modèle prend en compte les mouvements élémentaires des particules d'argile et introduit des paramètres nouveaux :

- énergie d'activation, par analogie avec la théorie cinétique des gaz (MURAYAMA et SHIBATA, 1964, suivis par de nombreux chercheurs : SINGH et MITCHELL, 1968 ; BARDEN, 1969 ; WU, RESENDIZ et NEUKIRCHNER, 1966 ; etc.);
- orientation des particules, développement de défauts et de microfissures (VYALOV et al., 1971), de forces de contact intergranulaire (TER STEPANYAN, 1977).

Ces recherches aboutissent dans certains cas à des lois de comportement macroscopique de caractère très général englobant les formes obtenues par une approche macroscopique (VYALOV et al., 1971).

Nous ne détaillerons pas davantage dans cette étude bibliographique les résultats de ces recherches, qui n'ont pratiquement jamais débouché sur des applications pratiques. La démarche que nous avons suivie s'apparente à la deuxième approche.

#### Approche macroscopique ou "physique"

Le fluage de l'argile est analysé en termes de déformations et de contraintes appliquées aux éprouvettes, assimilées à des milieux continus.

La modélisation mathématique peut reposer sur des modèles idéaux construits par assemblage de ressorts, amortisseurs et patins de plasticité, dont les paramètres sont ensuite calculés à partir des résultats d'essais, mais cette démarche est maintenant pratiquement abandonnée.

La modélisation peut aussi consister à décrire les résultats des essais dans un cadre plus ou moins "théorisé" (plasticité, visco-élasticité, viscoplasticité), par des fonctions qui sont choisies pour la bonne concordance entre les grandeurs calculées et les résultats mesurés (SINGH et MITCHELL, 1968 ; WALKER, 1969 ; SUKLJE, 1978 ; MESCHYAN, 1967 ; etc.).

#### I.3.3 Essais de fluage

Un essai de fluage est réalisé par application à une éprouvette d'un état de contraintes constant dans le temps. La mesure de la déformation (et/ou de la pression interstitielle) traduit la réponse du matériau.

Les essais de fluage décrits dans la littérature ont été réalisés avec des types d'argiles et des conditions d'essais variés reflétés dans le tableau 1.

Nous ne nous intéresserons qu'aux recherches sur le fluage en cisaillement menées à l'appareil triaxial ou à l'appareil de cisaillement direct en conditions drainées ou non.

Rappelons que le fluage en compression oedométrique a été étudié au LCPC par B. FELIX (1980), dont le rapport comporte une étude bibliographique détaillée.

#### I.3.4 Caractéristiques générales du fluage en cisaillement

La figure 1 illustre la grande variété des courbes de fluage qui peuvent être obtenues en fonction du type d'argile et des conditions d'essais.

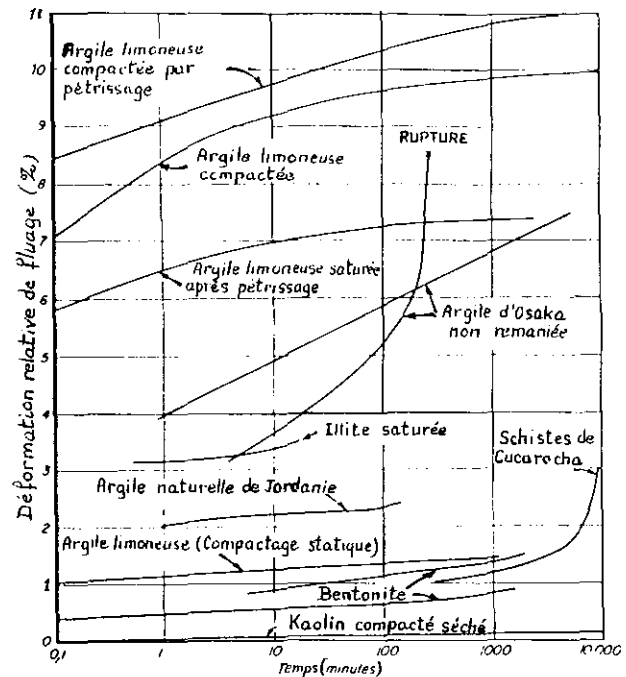


Fig.1 Courbes de fluage illustrant différentes formes de comportement (d'après SINGH et MITCHELL, 1968)

Le comportement typique d'une éprouvette d'argile sous un déviateur constant en conditions drainées ou non drainées est représenté sur la figure 2 :

- sous des contraintes de cisaillement relativement petites, correspondant à une valeur de  $q_1 = \sigma_1 - \sigma_3$  inférieur à 30 % de la résistance au cisaillement mesurée par un essai CD ou CU classique, n'importe quel écoulement de fluage reste petit et cesse après une certaine période (courbe I) ;

- sous des contraintes d'intensité plus élevée, caractérisées par  $q_2$ , l'écoulement de fluage pourrait continuer plus ou moins indéfiniment (courbe II) ;

- sous des contraintes élevées, caractérisées par une valeur de  $q_3$  au moins égale à 90 % de la résistance au cisaillement, l'éprouvette se rompra (rupture par fluage).

Dans ce cas, le fluage de l'argile passe par trois régimes successifs (fig. 3) :

- . fluage primaire avec une vitesse de déformation décroissante,

Tableau 1 Classification de quelques études expérimentales sur le fluage des argiles

AUTEUR	TYPE D'ARGILE				TYPE D'APPAREIL			DRAINAGE		MODELISATION		
	Remaniée	Intacte	Surconsolidée	Normalement consolidée	Oedomètre	Triaxial	Cisaillement direct	Drainé	Non drainé	fluage volumique (loi logarithmique du temps)	fluage cisaillement (fctn linéaire du paramètre $\eta$ )	fluage cisaillement (fonction non linéaire de $q$ )
BISHOP et LOVENBURY (1969)		•	•	•		•		•				
SINGH et MITCHELL (1968)						•						•
WALKER (1969a)	•			•		•	•		•	•	•	
WALKER (1969b)			•			•			•	•	•	
SHIBATA, KARUBE (1969)			•	•		•				•		
AKAI, ADACHI et ANDO (1975)	•					•			•			
LARSSON (1977)		•				•			•			
YUDHBIR, MATHUR (1977)	•					•		•		•	•	
VAID et CAMPANELLA (1977)		•				•			•			
WU, EL REFAI, HSU (1978)						•	•					•
TAVENAS, LEROUEIL (1978)		•			•	•		•	•			•

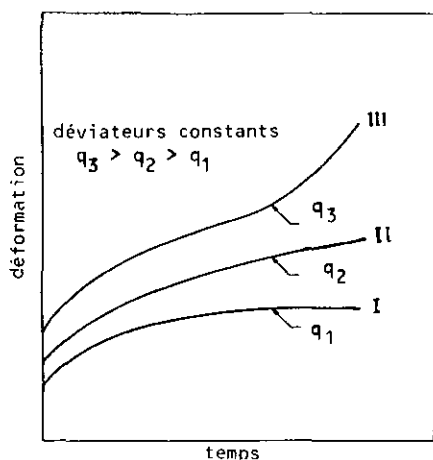


Fig. 2 Comportement typique du fluage des argiles sous un déviateur constant (d'après SINGH et MITCHELL, 1968).

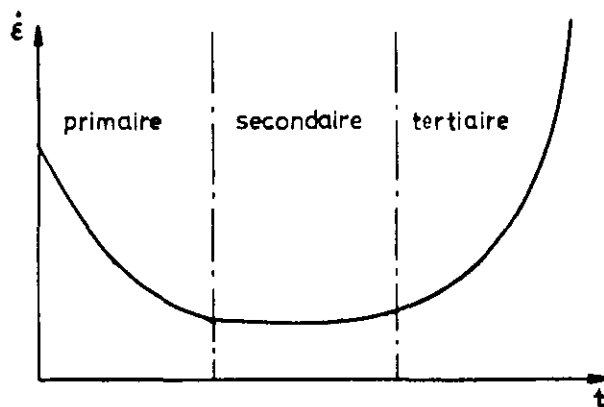


Fig. 3 Les trois régimes possibles du fluage des argiles.



. fluage secondaire avec une vitesse de déformation stationnaire,  
 . fluage tertiaire avec une vitesse de déformation croissante menant à la rupture.

#### I.4 LA MODELISATION DU FLUAGE DES ARGILES

##### I.4.1 Approche élémentaire

Cette approche distingue et étudie séparément le fluage en compression (généralement assimilé à la consolidation secondaire) et le fluage en cisaillement.

Le premier type d'études est mené au laboratoire à l'aide de l'oedomètre ou de l'appareil triaxial. Il correspond aux préoccupations des ingénieurs confrontés aux problèmes de tassement à long terme.

Le deuxième type d'études, mené essentiellement à l'appareil triaxial ou plus rarement à l'appareil de cisaillement simple, correspond aux problèmes de stabilité à long terme, rupture de pentes, poinçonnement de fondation.

##### I.4.1.1 Le fluage volumique

Il est d'une manière classique exprimé sous la forme logarithmique de BUISMAN

$$v = C_{\alpha} \lg \left[ \frac{t_0 + t}{t_0} \right], \quad (1)$$

où  $C_{\alpha}$  est le taux de consolidation secondaire et  $t_0$  un temps de référence dont la définition doit être précisée pour chaque cas.

WALKER (1969) affirme, sur la base d'essais de fluage drainés et non drainés à l'appareil triaxial et à l'appareil de cisaillement simple sous différents chargements caractérisés par  $p$  et  $q$ , que la vitesse de fluage volumique  $v$  est indépendante de  $\eta = q/p$ , soit

$$\frac{dv}{d(\ln t)} = t \frac{dv}{dt} = \text{constante}, \quad (2)$$

ce qui est analogue à la forme logarithmique de BUISMAN. Beaucoup d'autres auteurs (voir tableau I) reprennent cette formulation.

##### I.4.1.2. Le fluage en cisaillement

SINGH et MITCHELL (1968) ont réalisé de nombreux essais de fluage en cisaillement drainé et non drainé, et analysé les données expérimentales fournies par d'autres auteurs (MURAYAMA et SHIBATA, 1964; BISHOP et LOVENBURY, 1969; etc.) pour aboutir à une expression de la vitesse de fluage axial (liée au fluage en cisaillement dans le cas des essais non drainés à volume constant) de la forme :

$$\dot{\epsilon} = A \exp(\alpha q) \left[ \frac{t_0}{t} \right]^m \text{ avec } m < 1, \quad (3)$$

où  $A, \alpha, m$  sont les paramètres de fluage et  $t_0$  le temps de référence.

WALKER (1969) considère que la vitesse de fluage logarithmique est constante dans le temps ( $m = 1$  dans la formule de SINGH et MITCHELL) et qu'elle ne dépend que du rapport  $\eta = q/p$  :

$$\frac{d\epsilon}{d(\ln t)} = t \frac{d\epsilon}{dt} = \alpha \frac{q}{p}. \quad (4)$$

##### I.4.2 Modèles triaxiaux, notions d'état limite et d'état critique.

Les travaux sur le fluage triaxial ont montré l'influence de la surconsolidation sur les lois de fluage (YUDHBIR et MATHUR, 1977, etc.) et l'intérêt que présentent les modélisations unifiées du comportement sous des chemins de contraintes variés à l'appareil triaxial développées sur la base des concepts du modèle CAM-CLAY (ROSCOE, 1963, etc.). Une continuité existe en effet entre les comportements en compression isotrope et en cisaillement. La notion d'état limite, qui sera rappelée dans le paragraphe suivant, généralise les notions de contrainte de préconsolidation en compression oedométrique et de résistance de pic en cisaillement triaxial classique. L'image unifiée du comportement élastoplastique sous des sollicitations triaxiales que fournit le modèle CAM-CLAY a donc très naturellement, à partir des années 60, intéressé les chercheurs qui étudient le fluage et la viscoplasticité des sols argileux. SHAHANGUIAN (1981) a présenté le développement des concepts du modèle CAM-CLAY dans leur enchaînement historique.

##### I.4.2.1 Surface d'état limite

Dans l'espace  $(p', q, e)$ , la surface d'état limite représente l'ensemble des états plastiques du sol. A l'intérieur de cette surface, le sol est élastique ; il est surconsolidé. Au cours d'un essai, le chemin de contrainte effective suivi se trouve initialement sur le mur élastique EFGA (cylindre d'axe  $q$  et de base la courbe de compressibilité  $(p', e)$ , en compression isotrope dans le domaine surconsolidé ; fig. 4). Lorsque le chemin atteint la surface d'état limite, une déformation plastique se produit. Le modèle fait l'hypothèse que le vecteur d'incrément de déformation plastique est normal à la surface d'état limite.

Le chemin de contrainte effective ne peut pas sortir de la surface d'état limite ; il s'y développe. Un écrouissage fonction des déformations volumiques plastiques se produit ; s'il est positif, le mur élastique s'élargit ; s'il est négatif, le mur élastique se rétrécit, tout en restant lié par une même similitude.

##### I.4.2.2 Courbe d'état critique

Lorsque le cisaillement se développe, les déformations volumiques plastiques finissent par devenir négligeables. Le sol se distord et s'écoule à volume constant comme un fluide frottant, les contraintes  $p'$  et  $q$  sont stabili-

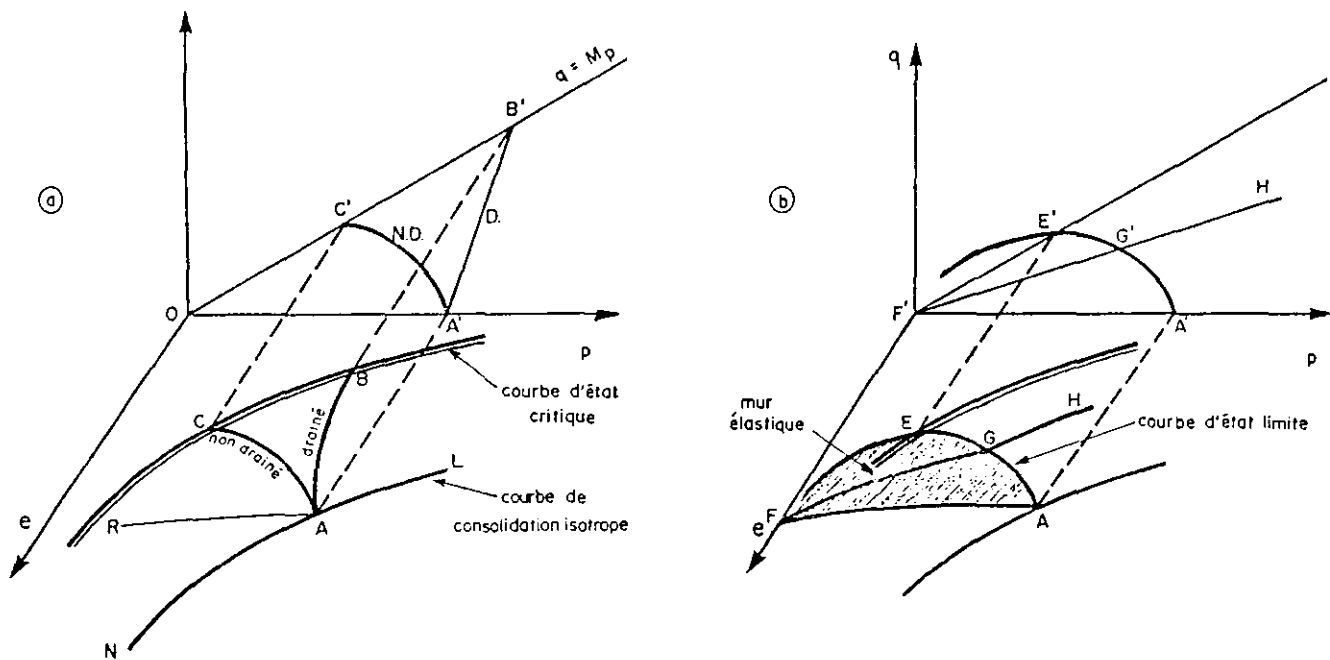


Fig. 4 Concepts d'état critique (a) et d'état limite (b).

sées et le sol est dans un état critique (état atteint très approximativement lors du cisaillement sous grandes déformations au cours d'un essai triaxial classique).

La courbe d'état critique CB (fig. 4), située sur la surface d'état limite, se projette sur le plan \$(p',q)\$ suivant une droite \$q = Mp'\$ qui correspond au critère de plasticité de Mohr-Coulomb d'angle de frottement \$\varphi'\$ :

$$M = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \quad (5)$$

Elle se projette sur le plan \$(p',e)\$ suivant une courbe affine de la courbe de compressibilité isotrope NL de la figure 4.

Le modèle CAM-CLAY et ses versions ultérieures formulées à l'Université de CAMBRIDGE s'appuient sur des essais réalisés sur des argiles reconstituées en laboratoire.

Les points de l'espace \$(p',q,e)\$ situés au dessus du plan d'équation \$q = Mp'\$ sont caractéristiques d'argiles dites sèches, car le chemin suivi pour atteindre l'état critique s'accompagne d'un gonflement : écrouissage négatif ou ramollissement (la teneur en eau augmente).

Les points de l'espace \$(p',q,e)\$ situés au dessous du plan \$q = Mp'\$ sont caractéristiques d'argiles dites humides, car le chemin suivi pour atteindre l'état critique s'accompagne d'une diminution de volume et donc d'un écrouissage positif ou durcissement (la teneur en eau diminue).

#### 1.4.2.3 Etat limite des argiles naturelles

TAVENAS et al. (1977) ont montré que le concept d'état limite s'appliquait à l'argile de Saint-Alban (CANADA), argile sensible surconsolidée. Récemment, les travaux de SHAHANGUIAN (1981) ont confirmé la validité de ce concept pour l'argile molle organique de Cubzac-les-Ponts.

Toutefois, il existe des différences entre :

- le comportement à l'état limite des argiles naturelles et
- le comportement décrit par les modèles de CAMBRIDGE.

La courbe d'état limite des argiles naturelles reflète l'anisotropie des contraintes de déposition de l'argile, mais aussi, probablement, toute l'histoire géologique et géochimique du matériau. Si cette courbe d'état limite a une forme plus ou moins elliptique, cette ellipse n'est pas centrée sur la ligne isotrope d'équation \$q = 0\$ mais sur la "droite \$K\_0\$ " de l'argile normalement consolidée (fig.5), c'est-à-dire la droite du plan \$(p',q)\$ caractéristique des états de contraintes au repos de l'argile normalement consolidée, où les contraintes principales majeure et mineure \$\sigma'\_1\$ et \$\sigma'\_3\$ sont verticale et horizontale, respectivement, et dans le rapport \$\sigma'\_3 = K\_0 \sigma'\_1\$.

D'après le modèle CAM-CLAY, le point de la courbe d'état limite qui correspond à la plus grande valeur des contraintes de cisaillement (\$q\$ maximal) appartient à la courbe d'état critique ; la normale en ce point est verticale et les déformations volumiques plastiques sont nulles.

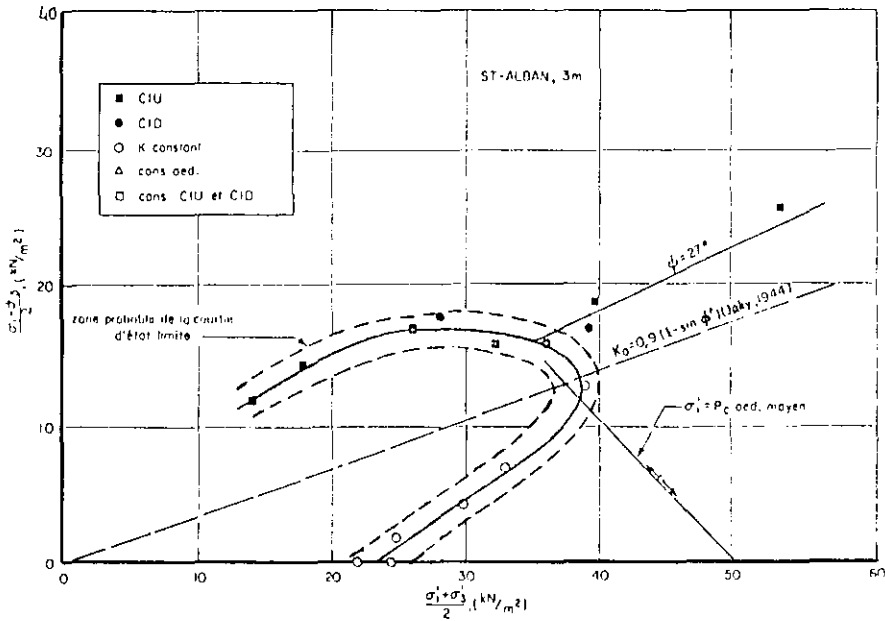


Fig. 5 Courbe d'état limite de l'argile de St Alban (Tavenas et al., 1977).

Dans le modèle établi pour les argiles naturelles non remaniées, le point de cisaillement maximal (de rupture) est distinct du point d'intersection avec la courbe d'état critique.

#### 1.4.3 Effets du temps sur la courbe d'état limite des argiles naturelles non remaniées : modèle YLIGHT

Lorsqu'en compression oedométrique la charge appliquée augmente, selon le chemin de contrainte  $K_0$  dans le plan de contraintes  $(p', q)$ , elle atteint la contrainte de préconsolidation sur la surface d'état limite. Sur la figure 5, la courbe d'état limite est tangente à la droite d'équation

$$\sigma_1' = \sigma_3'$$

Les facteurs qui affectent la pression de préconsolidation affectent également la courbe limite (LEROUEIL, 1977).

BJERRUM (1967) a montré que la compression secondaire des argiles (sous des contraintes effectives constantes) provoque une réduction des indices de vides et donc un accroissement de la pression de préconsolidation (fig. 6). Plus généralement, comme le suggère BURLAND (1971), il apparaît que la compression secondaire provoque aussi un déplacement homothétique de la courbe d'état limite totale de l'argile.

L'effet du temps sur la courbe d'état limite a été aussi étudié à partir des effets de vitesse ou de la durée de chargement. CRAWFORD (1964) et BJERRUM (1967) ont tous les deux montré que la préconsolidation apparente de l'argile diminue si la vitesse de chargement est réduite dans l'essai oedométrique. BJERRUM a montré qu'il s'agissait d'une autre manifesta-

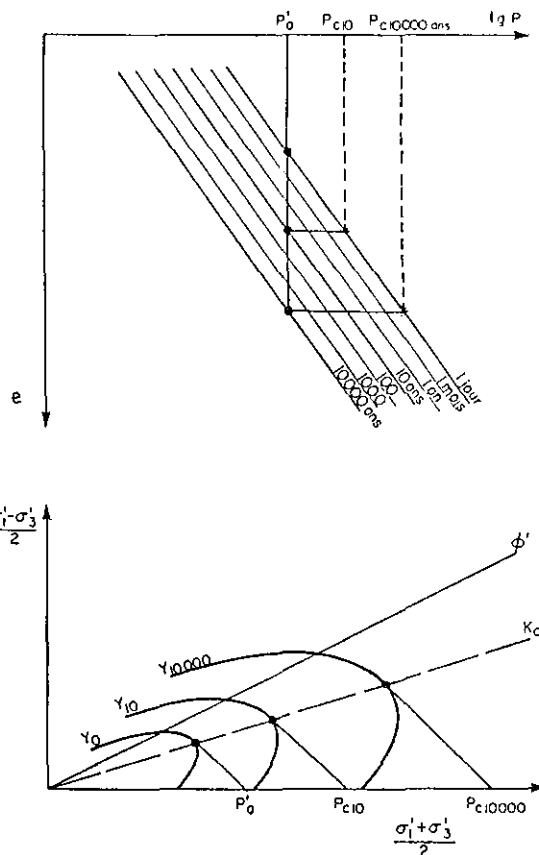


Fig. 6 Evolution de la courbe d'état limite avec le vieillissement.

tion du phénomène de consolidation secondaire. Par conséquent, une réduction de la vitesse de chargement ou un accroissement de la durée de chargement aboutissent à une réduction non seulement de la pression de préconsolidation, mais aussi de toute la courbe d'état limite.

Des essais CID consolidés à la même contrainte isotrope et cisailés aux vitesses de 0,1 et 0,01 % par heure, effectués sur des échantillons prélevés à 3 m de profondeur, des essais oedométriques à durée de paliers de chargement différente, des essais de compression isotrope par paliers à durée également variable ont permis à LEROUEIL (1977) de vérifier la validité de ce qui précède. Ses résultats pour les différentes durées sont représentés sur la figure 7. Malgré une certaine dispersion, la contraction de la courbe d'état limite se fait bien homothétiquement.

Des effets de temps similaires ont été observés par LO et MORIN (1972) sur l'argile de Saint-Vallier (Canada). Les résultats présentés sur la figure 8 indiquent que le déplacement de l'enveloppe de rupture (assimilable à la courbe d'état limite) en fonction de la vitesse de cisaillement est important et plus ou moins homothétique.

Il y a assez peu d'éléments permettant de préciser l'éventuel déplacement de la ligne d'état critique ( $c', \varphi'$ ) avec le temps. Les rares travaux publiés sont contradictoires. BJERRUM et al. (1958) trouvent une variation de la droite ( $c', \varphi'$ ) avec le temps, alors que CAMPANELLA et VAID (1974) n'observent aucune variation de l'enveloppe de Mohr-Coulomb dans le domaine normalement consolidé.

TAVENAS et al. (1977) ont proposé un modèle appelé YLIGHT qui intègre les particularités des argiles naturelles non remaniées mentionnées précédemment, c'est-à-dire l'anisotropie structurelle et les effets du temps sur l'état limite. L'élargissement du domaine surconsolidé par l'effet de la consolidation secondaire, mis en évidence par BJERRUM dans le cas de la pression de consolidation mesurée à l'oedomètre, est généralisé à toute la courbe d'état limite et explique ainsi les rapports établis par BJERRUM entre cohésion non drainée et contrainte de préconsolidation. L'anisotropie acquise au cours de la sédimentation et de la consolidation en place se traduit par un centrage des courbes d'état limite sur la droite  $K_0 (\sigma_3' = K_0 \sigma_1')$ .

LEROUEIL (1977) décrit comme suit, sur la base de ce modèle, l'histoire de l'argile de la mer Champlain : lorsque les argiles de la mer Champlain se sont déposées, leur minéralogie et le milieu environnant ont imposé l'angle de frottement effectif  $\varphi'$  et le type de relation  $e$ - $\log p$ . A la fin de la déposition, la courbe d'état limite correspondante est  $Y_0$ . Elle passe par le point B sur la ligne  $K_0$ . Sous l'effet du vieillissement, la pression de préconsolidation devient  $p_c$  (point C) et la courbe d'état limite s'élargit et correspond à  $Y_1$ .

Le modèle YLIGHT répartit l'espace des contraintes en cinq zones :

\* Zone I : Si l'argile est soumise à un état de contraintes dans cette zone, la rupture

se produit immédiatement ;

\* Zone II : L'état de contraintes situé dans cette zone provoque de grandes déformations ;

\* Zone III : Si les contraintes appliquées correspondent à un point de la zone III, l'argile va développer des déformations secondaires ayant une vitesse dépendant de la position de l'état de contraintes relativement à  $Y_1$  et  $Y_0$  :  
- près de  $Y_1$ , la vitesse de déformation sera importante,  
- près de  $Y_0$ , la vitesse de déformation sera extrêmement faible, correspondant à la vitesse actuelle de consolidation secondaire de l'argile ;

\* Zone IV : Dans cette zone, l'argile va subir des déformations secondaires dont la composante de cisaillement aura une vitesse d'autant plus grande que l'état de contraintes sera proche de  $Y_1$ . Avec le temps, la courbe d'état limite apparente se déplace de  $Y_1$  vers  $Y_0$ , entraînant une "rupture différée" ;

\* Zone V : Dans cette zone, il ne se produira jamais de rupture, même au-dessus de la ligne  $\varphi'$  ; les déformations  $\gamma$  sont très petites et on admet qu'elles sont élastiques.

#### 1.4.4 Recherches sur la description des lois contraintes-déformations-temps dans le cadre du modèle YLIGHT

TAVENAS et al. (1978) ont étudié dans le domaine surconsolidé (sous des contraintes situées à l'intérieur de la courbe d'état limite) les lois du fluage volumique et de cisaillement, en les dissociant comme suggéré par KAVEZAJIAN et MITCHELL (1977). Des essais de fluage à l'appareil triaxial sur l'argile naturelle non remaniée de Saint-Alban ont été effectués en conditions drainées ou non drainées, sous des charges constantes ou variant par paliers.

Les deux composantes de la déformation de fluage sont correctement décrites par l'équation phénoménologique de SINGH et MITCHELL (1968) :

$$\dot{\epsilon} = B \cdot F_1(\sigma') \cdot \left[ \frac{t_0}{t} \right]^m, \quad (6)$$

avec  $m$  constant compris entre 0,7 et 0,8.

Les lieux des états de contraintes aboutissant après 100 minutes de chargement à des vitesses de déformation volumique identiques sont des courbes homothétiques de la courbe d'état limite dans la partie située sous la droite de Mohr-Coulomb de caractéristiques  $c'=0, \varphi' = 27$  degrés (figure 10).

Les lignes d'égale vitesse de déformation de cisaillement après 100 minutes de chargement sont représentées sur la figure 11. Elles sont homothétiques dans la zone intérieure à la courbe d'état limite située à gauche de la

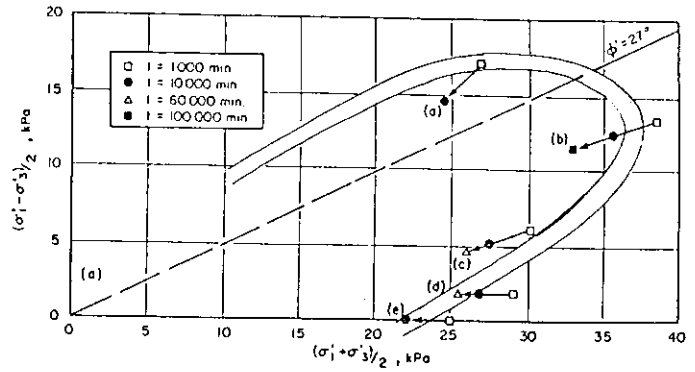


Fig. 7 Déplacement de la courbe d'état limite avec le temps (LEROUÉIL, 1977).

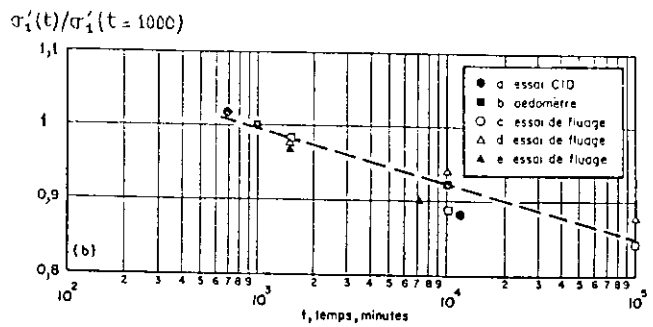


Fig. 8 Effets du temps sur la résistance au cisaillement (LO et MORIN, 1972).

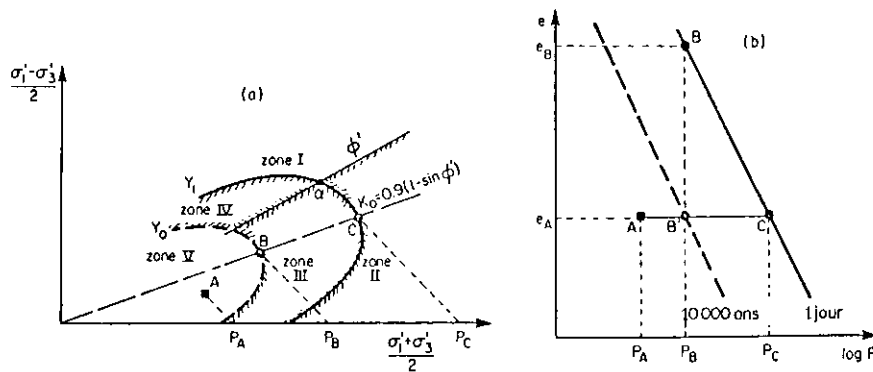
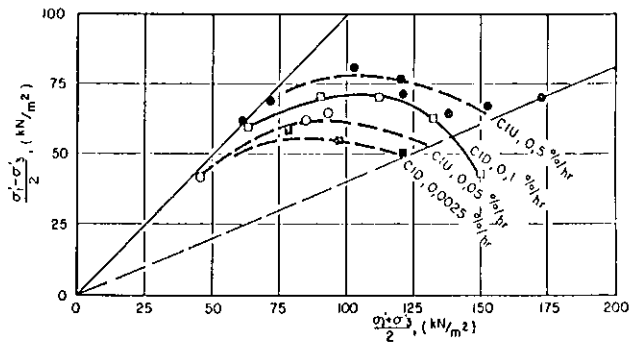


Fig. 9 Modèle de comportement des argiles molles (LEROUÉIL, 1977).

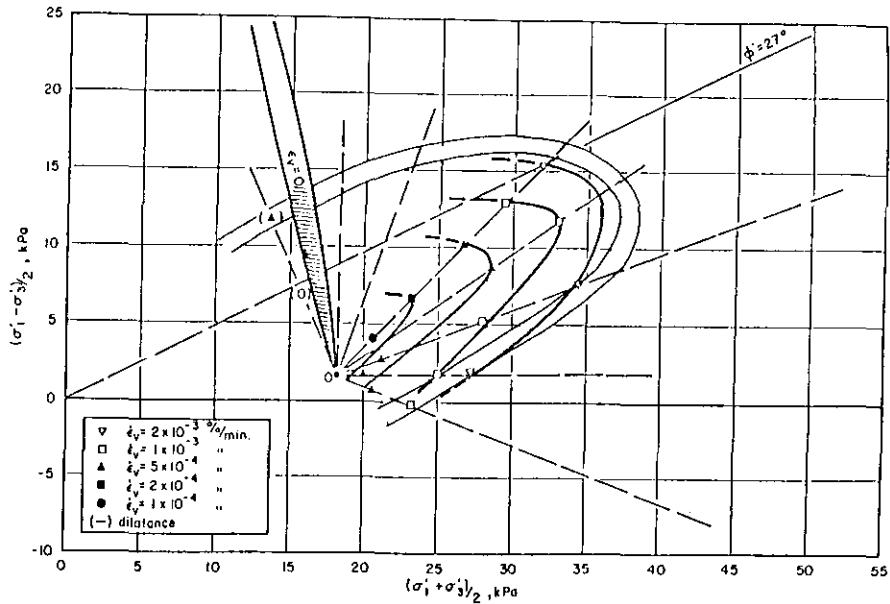


Fig. 10 Vitesses de déformation volumique  $\dot{\epsilon}_v$  à  $t = 100$  minutes (essais drainés) (TAVENAS et al., 1978).

droite  $\sigma'_3$  constante. TAVENAS et al. suggèrent d'exprimer la fonction de contrainte de l'équation (6) non pas en fonction des valeurs des contraintes, mais en fonction de la distance du point représentatif de ces contraintes à la courbe d'état limite. Cependant, des recherches restent à mener sur l'effet de la surconsolidation sur la forme et l'espacement des courbes d'égale vitesse de déformation.

TAVENAS et al. ont publié en 1979 des résultats relatifs à des essais triaxiaux drainés à contraintes contrôlées (essais de fluage) sur quatre argiles naturelles surconsolidées non remaniées du Québec. Pour généraliser les courbes d'isovitesse de déformations volumique et de cisaillement, ils avancent l'idée d'utiliser comme paramètre l'énergie de déformation  $W$  pour définir la courbe d'état limite et le comportement des argiles dans le domaine surconsolidé :

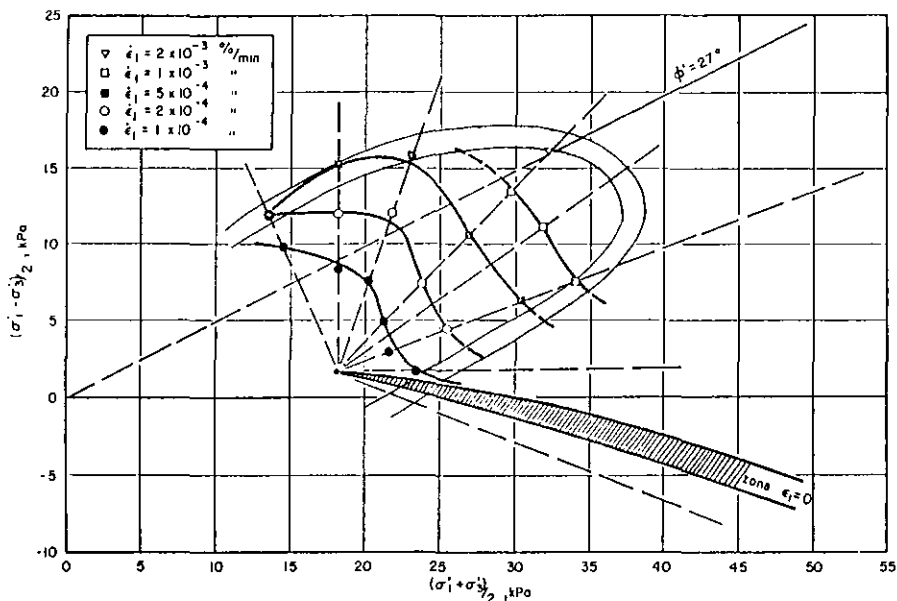


Fig. 11 - Vitesses de déformation verticale  $\dot{\epsilon}_1$  à  $t = 100$  minutes (Essais drainés) (TAVENAS et al., 1978)

$$W = \int_0^t (\sigma'_1 \dot{\epsilon}_1 + 2\sigma'_3 \dot{\epsilon}_3) dt \quad (7)$$

$\sigma'_1$  et  $\sigma'_3$  étant éventuellement des fonctions du temps. La figure 12 représente les courbes d'égale énergie de déformation de l'argile de Saint-Alban. Leur forme est semblable à celle de la courbe d'état limite. Le franchissement de l'état limite s'accompagne d'une forte augmentation de l'énergie de déformation. Sur les trois autres argiles, des résultats semblables ont été obtenus.

Finalement, nous pouvons récapituler les résultats précédents de la manière suivante.

Le modèle YLIGHT de l'université Laval à Québec a démontré sa capacité, à partir de notions synthétiques comme l'état limite et l'état critique, de décrire le comportement des argiles généralement sensibles et fortement surconsolidées du Québec lors des essais très variés qui peuvent être effectués à l'appareil triaxial. Il prend en compte l'anisotropie de structure de l'argile naturelle acquise pendant sa sédimentation.

La première question soulevée est de savoir si ce modèle est adaptable à toutes les argiles. SHAHANGUIAN (1981) a montré tout l'intérêt qu'il pouvait présenter pour l'étude du comportement d'une argile molle organique prélevée à Cubzac-les-Ponts. Mais le nombre d'études effectuées reste limité.

Le modèle YLIGHT généralise à l'ensemble de l'état limite les effets du temps que BJERRUM avait mis en évidence pour la contrainte de préconsolidation en compression oedométrique. Des progrès ont été réalisés dans la généralisation des lois phénoménologiques de fluage proposées par SINGH et MITCHELL. Il est suggéré que, dans certaines zones du domaine surconsolidé de l'espace des contraintes, la fonction de contrainte pourrait être remplacée par une fonction caractérisant la position de l'état de contrainte dans le repère  $(p', q)$  par rapport à la courbe d'état limite. L'énergie de déformation pourrait a priori servir de paramètre.

#### I.4.5 Modèles CAM-CLAY dotés de lois d'écoulement viscoplastiques

Le modèle CAM-CLAY original suppose que l'effet du temps sur le comportement des argiles est négligeable. Certains auteurs (AKAI et al., 1975 ; ADACHI et al., 1982 ; SAKAGUCHI, 1977 ; OKA, 1981, etc.) n'ont pas retenu cette hypothèse et ont cherché à améliorer le modèle initial par l'introduction d'une loi d'écoulement visco-plastique à la place de l'écoulement plastique (non visqueux) de départ. Ils se réfèrent très souvent à la théorie élasto-viscoplastique de PERZYNA (1963).

#### I.4.5.1 Théorie élastoviscoplastique de PERZYNA (1963)

D'après cette théorie, la composante élastique des déformations est indépendante du temps. La composante plastique est visqueuse et elle est définie par deux fonctions  $\phi(F)$  et  $f$ :

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = \gamma \langle \phi(F) \rangle \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (8)$$

où  $F(\sigma_{ij}, \epsilon_{ij}^p)$  est la fonction d'état limite statique,

$\gamma$  est le paramètre de viscosité,

$\langle \phi(F) \rangle$  est une fonction croissante de  $F$  déterminée expérimentalement :

$$\langle \phi(F) \rangle = \begin{cases} \phi(F) & \text{si } F > 0 \\ 0 & \text{si } F \leq 0 \end{cases} \quad (9)$$

$f(\sigma_{ij}, \epsilon_{ij}^p)$  est la fonction d'état limite dynamique liée à  $F(\sigma_{ij}, \epsilon_{ij}^p)$  par un paramètre d'écrouissage  $\chi(W_p)$ , où  $W_p$  est

l'énergie de déformation plastique

$$W_p = \int_0^{\epsilon_{ij}^p} \sigma_{ij} d\epsilon_{ij}^p \quad (10)$$

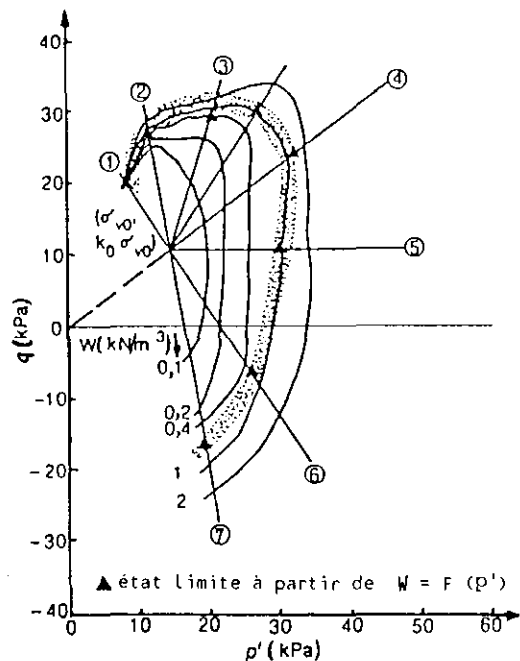


Fig. 12 Courbes d'égale énergie de déformation de l'argile de St-Alban (TAVENAS et al., 1978).

$$F(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^p) = \frac{f(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^p)}{\chi(\dot{w}_p)} - 1 \quad (11)$$

Implicitement, d'après l'équation (11), la fonction d'état limite dynamique dépend de la vitesse de déformation, et sa surface représentative dans l'espace des contraintes est normale au vecteur de déformation plastique (Fig. 13).

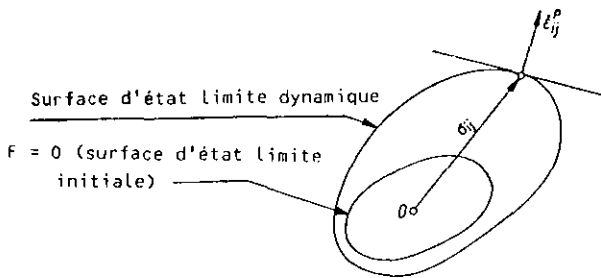


Fig. 13 Surface d'état limite dynamique.

Dans le cas d'un modèle unidimensionnel, la théorie est représentée par le modèle de la figure 14.

Son expression mathématique est donnée dans sa forme la plus simple par :

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\dot{\sigma}}{E} + \left[ \frac{\sigma - \kappa}{\eta} \right] \quad (12)$$

La déformation viscoplastique est gouvernée par l'excès de contraintes  $(\sigma - \kappa)$ . La résistance du patin  $\kappa$  change avec l'écroutissage du matériau.

#### I.4.5.2 Modèle de l'Université de KYOTO

Un groupe de chercheurs de l'Université de KYOTO (Japon) travaille, depuis les années 1960, à la formulation d'un modèle élastoviscoplastique adapté au comportement des argiles remaniées normalement consolidées. ADACHI et OKANO (1974), puis AKAI et al. (1977) ont étudié une loi de comportement générale pour les argiles remaniées isotropes et normalement consolidées, qui peut être décrite sur la base du modèle de CAM-CLAY et de la théorie de PERZYNA.

Récemment, ADACHI et OKA (1982) ont tenté d'adapter ce modèle aux argiles remaniées consolidées anisotropiquement en utilisant le paramètre

$$\eta^* = \frac{s_{ij}}{\sigma'_m}$$

Le modèle schématisé sur la figure 15 a

été proposé initialement par ADACHI et OKANO (1974). Ce modèle s'applique aux argiles remaniées isotropes, normalement consolidées. L'équation de la courbe d'état limite statique est de la forme :

$$f_s(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^p) = k_s \quad (13)$$

et celle de la courbe d'état limite dynamique :

$$f_d(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^{vp}) = k_d \quad (14)$$

$k_s$  est le paramètre d'écroutissage statique, qui dépend uniquement des déformations volumiques plastiques  $\varepsilon_{ij}^p$ .  $k_d$  est le paramètre d'écroutissage dynamique, qui représente les effets de l'écroutissage et de la vitesse de déformation.

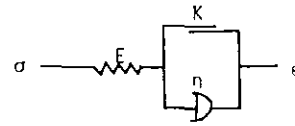


Fig. 14 Modèle d'élastoviscoplastique.

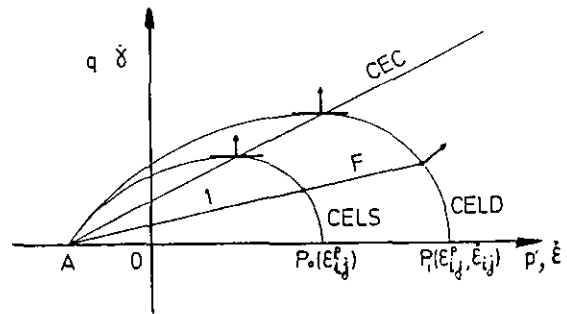


Fig 15 Courbes d'état critique (CEC) et d'état limite statique (CELS) et dynamique (CELD) du type de celles proposées par ADACHI et al. (1974, 1977).

La vitesse d'écoulement viscoplastique est associée au potentiel plastique dynamique, défini par (14), suivant la loi d'écoulement (16), dans laquelle intervient la fonction excès de contraintes définie par

$$F = \frac{f_d - f_s}{f_s} \quad (15)$$

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \langle \phi(F) \rangle \frac{\partial f_d}{\partial \sigma_{ij}} \quad \text{pour } F > 0 \quad (16)$$

$$\langle \phi(F) \rangle \begin{cases} = 0 & \text{si } F \leq 0 \\ = \phi(F) & \text{si } F > 0 \end{cases} \quad (17)$$

La courbe d'état critique est une droite associée au critère de rupture de Mohr-Coulomb.



FELIX et KENANA (1983) ont décrit la réponse de ce modèle dans le cas d'un essai triaxial de fluage drainé. Au cours d'un tel essai, les contraintes  $p'$  et  $q$  restent constantes (le chargement est constant, les pressions interstitielles sont dissipées par drainage). Si le point de coordonnées  $(p', q)$  est situé à l'intérieur de la courbe d'état limite statique (CELS), les déformations sont élastiques instantanées (non visqueuses). Si le point  $(p', q)$  est situé à l'extérieur de cette courbe, deux cas peuvent se présenter :

1er cas : Le point  $(p', q)$  est en dessous de la courbe d'état critique. Dans ce cas, les déformations viscoplastiques se développent avec des vitesses d'autant plus grandes que la courbe d'état limite dynamique (CELD) est plus grande à l'extérieur de la courbe d'état limite statique (CELS). Le développement des déformations volumiques plastiques entraîne par écrouissage l'élargissement de la CELS vers la CELD. Les vitesses de déformation diminuent corrélativement et tendent vers zéro lorsque les deux courbes se confondent et passent par le point  $(p', q)$  caractéristique du chargement.

2ème cas : Le point  $(p', q)$  est au-dessus de la courbe d'état critique. Le matériau se ramollit, c'est-à-dire que la taille de la CELS diminue, et l'éprouvette ne peut atteindre un état d'équilibre.

#### 1.4.5.3 Formulation du modèle élastoviscoplastique de l'Université de KYOTO

Après avoir posé les concepts fondamentaux sur lesquels repose leur modélisation, ADACHI et OKANO (1974), OKA (1981) et ADACHI et OKA (1982) déterminent les fonctions caractéristiques de leur modèle à partir des hypothèses suivantes :

1. à l'état d'équilibre statique, le comportement mécanique des argiles est décrit par le modèle CAM-CLAY ;
2. les surfaces d'état limite statique et dynamique se déduisent l'une de l'autre par homothétie (figure 15) ;
3. la fonctionnelle  $\phi(F)$  est déterminée expérimentalement.

#### Détermination de la surface d'état limite statique

Le comportement mécanique des argiles à l'équilibre statique est supposé décrit par le modèle CAM-CLAY (1963). Dans ce modèle, la fonction de charge statique est définie par :

$$f_s = k_s \quad (18)$$

$$f_s = \frac{\sqrt{2J_{2\sigma}}}{M^* \sigma'_m} + \ln \sigma'_m = \ln \sigma'_{my} \quad (19)$$

$M^*$  étant la pente de la courbe d'état critique.

$k_s = \ln \sigma'_{my}$  est le paramètre d'écrouissage.

L'indice supérieur  $s$  caractérise la valeur à l'état statique. Dans le modèle CAM-CLAY, le paramètre d'écrouissage  $\ln \sigma'_{my}$  est relié à la déformation volumique plastique  $v^p$  :

$$v^p - v^p_1 = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \ln[\sigma'_{my} / \sigma'_{my1}] \quad (20)$$

où  $\sigma'_{my1}$  et  $v^p_1$  sont les valeurs initiales respectives de  $\sigma'_{my}$  et  $v^p$ .

#### Détermination de la fonction d'état limite dynamique

La fonction d'état limite dynamique est homothétique de la fonction d'état limite statique. Elle est définie par l'équation :

$$f_d = \frac{\sqrt{2J_{2\sigma}}}{M^* \sigma'_m} + \ln \sigma'_m = k_d = \ln \sigma'_{my} \quad (21)$$

$$\text{avec } f_d = k_d = (1 + F) \cdot k_s \quad (22)$$

#### Equations de comportement

Dans le cadre de l'hypothèse des petites déformations, le tenseur des vitesses de déformation est décomposé comme suit :

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}^e_{ij} + \dot{\epsilon}^{vp}_{ij} \quad (23)$$

où

$$\dot{\epsilon}^e_{ij} = \frac{1}{2G} \dot{s}_{ij} + \frac{1}{3} \delta_{ij} \frac{\kappa}{1+e} \frac{\dot{\sigma}'_m}{\sigma'_m} \quad (24)$$

avec  $\delta_{ij}$  - symbole de Kronecker,

et, conformément à l'équation (16) :

$$\dot{\epsilon}^{vp}_{ij} = \frac{1}{3M^* \sigma'_m} \langle \phi(F) \rangle \frac{\sigma_{ij}}{2J_{2\sigma}} + \frac{1}{3} s_{ij} \frac{1}{M^* \sigma'_m} \langle \phi(F) \rangle \left[ M^* - \frac{\sqrt{2J_{2\sigma}}}{\sigma'_m} \right] \quad (25)$$

#### Détermination des paramètres

Le modèle comprend les paramètres classiques du modèle CAM-CLAY :

- $\lambda$  indice de compressibilité,
- $\kappa$  indice de gonflement,
- déterminés tous deux en consolidation triaxiale isotrope,
- $e_0$  indice des vides initial,
- $G_e$  module de cisaillement élastique,
- $M^*$  pente de la courbe d'état critique,

qui se déduisent respectivement de la courbe "contrainte-déformation" et des paramètres de rupture obtenus à l'appareil triaxial.

La fonctionnelle  $\phi(F)$ , qui détermine les vitesses d'écoulement viscoplastique, est supposée être une fonction du rapport  $\sigma'_{my}{}^d / \sigma'_{my}{}^s$  des paramètres d'écrouissage statique et dynamique qui apparaissent dans les équations (19) et (21) :

$$\phi(F) = C_0 \cdot \exp [m' \ln (\sigma'_{my}{}^d / \sigma'_{my}{}^s)], \quad (26)$$

où  $m'$  est un paramètre lié au taux de consolidation secondaire en compression isotrope

$$m' = \frac{\lambda - \kappa}{(1 + e_0)}, \quad (27)$$

et  $C_0$  est un coefficient déterminé expérimentalement.

Compte tenu de (19), (21) et (26), on peut écrire :

$$\phi(F) = C_0 \exp [m' \left( \frac{\sqrt{2J_{2\sigma}}}{M^* \sigma'_m} + \ln \sigma'_m - \frac{\sqrt{2J_{2\sigma}^s}}{M^* \sigma'_m} - \ln \sigma'_m{}^s \right)], \quad (28)$$

où  $\sigma'_m{}^s$  et  $J_{2\sigma}^s$  décrivant l'état de contrainte statique qui produit la même déformation volumique plastique que l'état  $(\sigma'_m, J_{2\sigma})$ .

La capacité du modèle à simuler la variation des contraintes effectives en fonction de la vitesse de déformation axiale imposée au cours de différents essais triaxiaux non drainés a été vérifiée. On obtient une relation linéaire entre le niveau de contrainte effective  $2J_{2\sigma} / \sigma'_m$  et la vitesse de déformation axiale  $\dot{\epsilon}_{11}$ .

De même, le modèle prend en compte, correctement d'après les auteurs, l'effet de la consolidation secondaire isotrope sur les chemins de contrainte et de déformation d'un essai de cisaillement non drainé et d'un essai oedométrique.

#### I.4.6 Modèles élastoviscoplastiques anisotropes

Les études de laboratoire ont montré pour certaines argiles non remaniées que les hypothèses du modèle CAM-CLAY étaient imparfaitement vérifiées. On a observé, en particulier :

- la dissymétrie de la courbe d'état limite (comportement différent en compression et en extension à l'appareil triaxial);

- le non respect du principe de normalité : l'écoulement viscoplastique dérive d'un potentiel plastique différent de la fonction d'état limite (le vecteur vitesse de déformation n'est pas normal à la courbe d'état limite).

Pour décrire le comportement élastoviscoplastique des argiles, des fonctions empiriques

ont été proposées à partir des résultats d'essais pour représenter la fonction d'état limite et la loi d'écoulement. C'est le cas notamment des modèles de WONG et MITCHELL (1975), et de RUNESSON (1978).

##### I.4.6.1 Modèle de WONG et MITCHELL (1975)

Sur la base d'une importante série d'essais triaxiaux drainés à contraintes contrôlées en compression et en extension sur une argile sensible cimentée de la Mer Champlain (Canada), effectués en suivant des chemins de contraintes à  $\eta = q/p$  constant, les auteurs ont montré l'existence très marquée d'une courbe d'état limite dissymétrique par rapport à l'axe  $p = 0$ .

La déformation élastique étant négligeable devant la déformation plastique dès que la courbe d'état limite est franchie, l'approximation suivante est faite :

$$\frac{\delta \epsilon}{\delta v} = \frac{\delta \epsilon^p}{\delta v^p}, \quad (29)$$

et la validité de la relation

$$\frac{\delta p}{\delta q} + \frac{\delta \epsilon}{\delta v} = C = 0,25 \quad (30)$$

entre l'inverse de la pente de la courbe d'état limite  $-1/\psi = \delta p / \delta q$  et la pente du vecteur de déformation est montrée expérimentalement.

Les auteurs différencient les essais en trois groupes, suivant la valeur de  $\eta$ , et définissent pour chacun d'eux une relation entre  $-1/\psi = \delta p / \delta q$  et  $\delta \epsilon / \delta v$ , d'une part, et, d'autre part :

$$\frac{\delta \epsilon}{\delta v} = \frac{1}{\psi} + 0,25 = 1,35\eta - 0,26 \quad 0 \leq \eta \leq 1 \quad (31)$$

$$\frac{\delta \epsilon}{\delta v} = \frac{1}{\psi} + 0,25 = \frac{0,54}{1,5 - \eta} \quad 1 \leq \eta \quad (32)$$

$$\frac{\delta \epsilon}{\delta v} = \frac{1}{\psi} + 0,25 = - \frac{0,312}{1,2 - |\eta|} \quad \eta \leq 0 \quad (33)$$

c'est-à-dire une loi d'écoulement non associée.

L'équation de la courbe d'état limite est obtenue par intégration de

$$\frac{dq}{dp} = \eta + p \frac{d}{dp} = -\psi$$

c'est-à-dire de :

$$\frac{dp}{p} + \frac{d\eta}{\eta + \psi} = 0 \quad (34)$$

soit :

$$\ln p - \ln p_0 + \int_0^\eta \frac{d\eta}{\eta + \psi} = 0 \quad (35)$$

où  $p_0$  est la pression de préconsolidation isotropé et où l'intégrale est calculée suivant la forme des relations (31), (32) et (33).

La figure 16 représente la courbe d'état limite théorique d'équation (35), ainsi que les points déterminés expérimentalement par cisaillement triaxial à  $\eta$  constant.

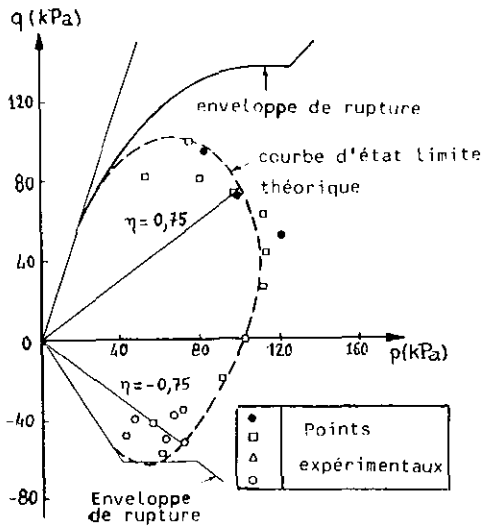


Fig. 16 - Courbes d'état limite expérimentale et théorique

Lorsque la courbe d'état limite est dépassée, la contrainte de préconsolidation de référence  $p_0$  change :

$$\frac{dp}{p} + \frac{d\eta}{\eta + \psi} = \frac{dp_0}{p_0} \quad (36)$$

L'incrément de déformation volumique est égal à

$$\delta v = \frac{\lambda}{1 + e} \left[ \frac{\delta p}{p} + \frac{\delta \eta}{\eta + \psi} \right] \quad (37)$$

et, compte tenu de (30), l'incrément de déformation de cisaillement est donné par :

$$\delta \varepsilon = \frac{\lambda}{1 + e} \left[ \frac{\delta p}{p} + \frac{\delta \eta}{\eta + \psi} \right] \frac{1}{\psi} \quad (38)$$

où  $\lambda$  est l'indice de compressibilité isotrope, qui dépend du temps.

La figure 17 représente simultanément les courbes  $\varepsilon - q$  et  $\varepsilon - v$  expérimentales et théoriques obtenues par intégration pas à pas des relations incrémentales.

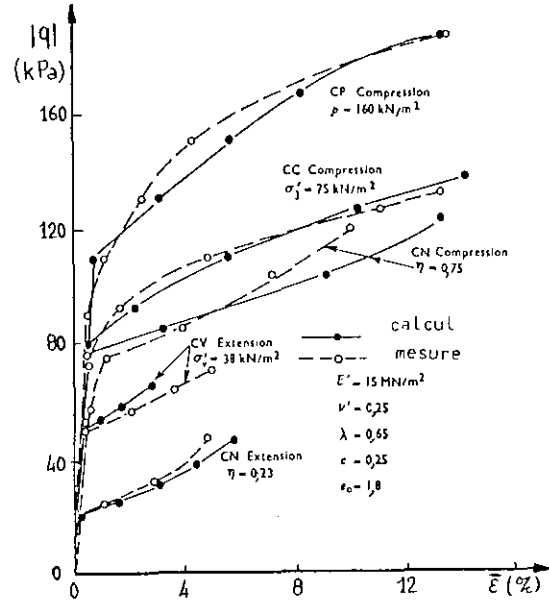


Fig. 17a Comparaison des courbes contrainte-déformation calculées et mesurées (WONG et MITCHELL, 1975)

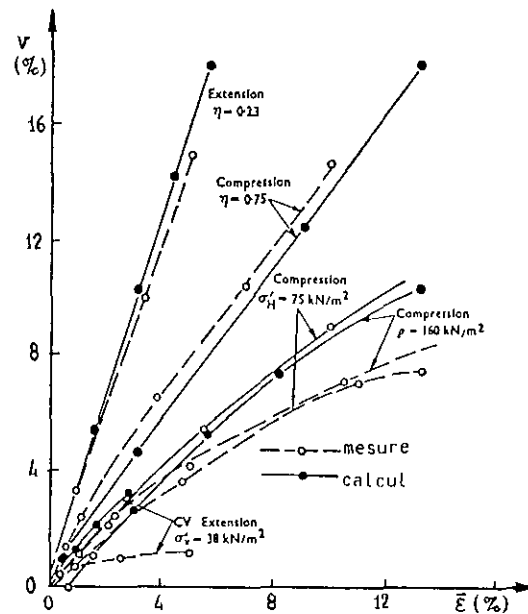


Fig. 17b Comparaison des courbes  $\bar{\varepsilon} - v$  calculées et mesurées (WONG et MITCHELL, 1975).

I.4.6.2 Le modèle élastoviscoplastique de RUNESSON

Comme les modèles précédents, le modèle de RUNESSON (1978) fait appel aux concepts d'état limite et d'état critique du modèle CAM-CLAY. Adapté au comportement des argiles molles non remaniées, il prend en compte l'anisotropie due au mode de déposition. La courbe d'état limite n'est pas symétrique par rapport à l'axe p de compression isotrope.

RUNESSON fournit une description mathématique complète de son modèle. L'écoulement viscoplastique obéit aux équations de la théorie de Perzyna. Une limite de plasticité parfaite, qui simule la rupture instantanée, est ajoutée. Le modèle de Runesson est représenté schématiquement sur la figure 18.

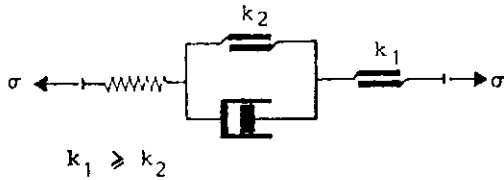


Fig. 18 Modèle élastoviscoplastique-plastique de RUNESSON (1978).

L'hypothèse des petites déformations étant posée, la déformation totale est décomposée en 3 termes :

$$\epsilon_{ij} = \epsilon_{ij}^e + \epsilon_{ij}^c + \epsilon_{ij}^p \quad (39)$$

où

$\epsilon_{ij}^e$  est la composante élastique ; elle obéit à la loi de l'élasticité linéaire ;

$\epsilon_{ij}^c$  est la composante viscoplastique (de fluage), et

$\epsilon_{ij}^p$  est la composante plastique instantanée.

Dans l'espace des contraintes, le modèle est défini par deux surfaces d'état limite, représentées par les deux patins de plasticité dans le modèle de la figure 18. L'équation  $f_2(\sigma_{ij}) = 0$  correspond à la surface d'état limite quasi-statique, sur laquelle n'influe pas l'écrouissage. L'équation  $f_1(\sigma_{ij}, K_1) = 0$  correspond à la surface d'état limite dynamique. Le paramètre d'écrouissage  $K_1$  est une fonction de la déformation volumique plastique. Les deux surfaces sont représentées sur la figure 19, qui indique la nature des déformations induites par les chargements situés dans les différentes zones qu'elles délimitent.

Les vitesses de déformations plastique instantanée et viscoplastique respectent le principe de normalité ; en d'autres termes, elles dérivent des fonctions  $f_1$  et  $f_2$  précédentes :

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = \dot{\lambda}_1 \frac{\partial f_1}{\partial \sigma_{ij}} \quad \text{si } f_1 < 0, \quad (40)$$

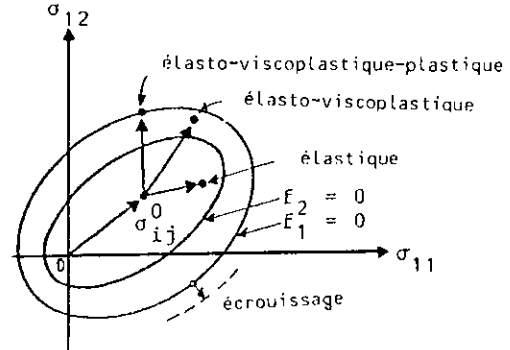


Fig 19 - Surfaces d'état limite quasistatique et dynamique.

où  $\dot{\lambda}_1$  dépend de l'état de contrainte et déformation ;

$$\dot{\epsilon}_{ij}^c = \lambda_2 \frac{\partial f_2}{\partial \sigma_{ij}} \quad (41)$$

où  $\lambda_2$  dépend de l'état de contrainte et déformation et du temps, mais pas de la vitesse de chargement :

$$\lambda_2 = \gamma(t) < \phi(F) > \frac{1}{|\partial f_2 / \partial \sigma_{ij}|}$$

$F = f_2/f_{2,r}$  fonction adimensionnelle ( $f_{2,r}$  constante de même unité que la fonction  $f_2$ ) ;

$\gamma(t)$  est le paramètre de viscosité,

$|\partial f_2 / \partial \sigma_{ij}|$  norme euclidienne du vecteur normal à la surface  $f_2 = 0$ .

Forme mathématique des fonctions d'état limite  $f_1$  et  $f_2$  ; prise en compte de l'anisotropie

Les deux fonctions ont la même forme mathématique. Elle dépendent de l'invariant q du tenseur des contraintes de cisaillement qui, de façon à tenir compte de l'anisotropie de structure, subissent deux transformations.

La composante déviatorique q, telle que :

$$q^2 = \frac{3}{2} s_{ij} s_{ij} \quad (42)$$

est transformée en

$$\bar{q}^2 = \frac{3}{2} a_{ijkl} s_{ij} s_{kl} \quad (43)$$

Du fait de la symétrie du tenseur  $s_{ij}$  et d'une série de simplifications, l'expression (43) se réduit à :

$$\bar{q}^2 = \frac{3}{2} (s_{11}^2 + s_{22}^2 + s_{33}^2 + 2as_{23}^2 + 2as_{13}^2 + 2s_{12}^2) \quad (44)$$

où  $a$  est un paramètre d'anisotropie.

La deuxième transformation a pour but de centrer les surfaces d'état limite d'équation  $f_1 = 0$  et  $f_2 = 0$  sur la droite caractéristique des états de contrainte en place, définie par  $p_0$  et  $K_0$  :

$$p_0 = \frac{1}{3} (\sigma_{11}^0 + \sigma_{22}^0 + \sigma_{33}^0) \quad (45)$$

$$K_0 = \frac{\sigma_{11}^0}{\sigma_{33}^0} = \frac{\sigma_{22}^0}{\sigma_{33}^0} .$$

La transformation affecte les composantes du tenseur des contraintes de cisaillement de la manière suivante :

$$\bar{s}_{ij} = \frac{p}{p_0} s_{ij}^0 = p k_{ij}^0 \quad , \quad (46)$$

avec

$$k_{11}^0 = k_{22}^0 = \frac{1 - K_0}{2K_0 + 1} = k \quad \text{et} \quad k_{33}^0 = -2k$$

car

$$\sum_i s_{ii} = \sum_i \bar{s}_{ii} = \sum_i k_{ii} = 0,$$

et on définit la composante de cisaillement doublement transformée :

$$\bar{q}^2 = \frac{3}{2} a_{ijkl} (s_{ij} - \bar{s}_{ij}) (s_{kl} - \bar{s}_{kl})$$

$$\bar{q}^2 = \frac{3}{2} a_{ijkl} s_{ij} s_{kl} - 3b_{ij}^0 s_{ij} p + \frac{3}{2} c_0 p^2 \quad , (47)$$

avec

$$b_{ij}^0 = a_{ijkl} k_{kl}^0 \quad \text{et} \quad c_0 = b_{ij}^0 k_{ij}^0,$$

d'où

$$b_{11}^0 = b_{22}^0 = k$$

$$b_{33}^0 = -2ka$$

$$b_{23}^0 = b_{31}^0 = b_{12}^0 = 0$$

$$c_0 = 2k^2 (1 + 2a).$$

Finalement, les courbes d'état limite anisotrope ont pour équation :

$$f_1 = \bar{q}^2 + \bar{m}^2 (p - p_b) (p - p_{c1}) ,$$

$$f_2 = \bar{q}^2 + \bar{m}^2 (p - p_b) (p - p_{c2}) .$$

$p_{c1}$  est la contrainte limite dynamique sur le

chemin de contrainte  $K_0$ . Elle est fonction de la déformation volumique plastique, suivant la loi du Janbu :

$$p_{c1} = p_{c1}^0 \exp (k_m \varepsilon_v^p) , \quad (49)$$

où

$p_{c1}^0$  est la contrainte de préconsolidation du matériau,  $\varepsilon_v^p$  la déformation volumique plastique, et  $k_m$  un paramètre constant.

$p_{c2}$  est la contrainte limite quasi-statique sur le même chemin de contrainte  $K_0$ .

On remarque que l'équation (48) a une forme analogue à celle de la courbe d'état limite du modèle CAM-CLAY modifié. Sa représentation graphique (fig 20) est une ellipse d'axe oblique dans le plan  $(p, q)$ .

Les paramètres de ces courbes  $a$  et  $\bar{m}$  peuvent, d'après les auteurs, dans le cas du cisaillement triaxial, être déterminés expérimentalement par des essais standards.

#### Forme mathématique des fonctions $\gamma(t)$ et $\phi(F)$ de la loi d'écoulement visco-plastique

$F$ , la fonction adimensionnelle de l'équation d'écoulement (41), est définie comme le rapport de la fonction d'état limite dynamique  $f_2$  sur une constante de même dimension  $f_{2,r}$ , choisie égale à la contrainte moyenne isotrope in situ  $p_0$ . Pour une valeur déterminée du paramètre d'écrouissage  $K_2$ ,  $f_2$  est égale à  $f_1$ , fonction d'état limite statique. Il lui correspond la valeur  $F_y$  de  $F$ .

La fonction  $\phi(F)$  est définie par morceaux: à l'intérieur de la courbe d'état limite quasi-statique, elle est définie par

$$\phi(F) = \sqrt{F} \quad , \quad (\text{pour } F \leq F_y) \quad , \quad (50)$$

et, à l'extérieur de cette courbe, elle est définie par

$$\phi(F) = \sqrt{F-1} + \exp [ c (\sqrt{F} - \sqrt{F_y}) ] \quad (\text{pour } F > F_y) . \quad (51)$$

$F$  étant homogène au carré d'une contrainte, on peut noter que l'expression précédente en  $\sqrt{F}$  est analogue à la relation de SINGH et MITCHELL, à une translation près.

Enfin, le paramètre de viscosité  $\gamma(t)$  est de la forme hyperbolique suivante :

$$\gamma(t) = A_c \left[ \frac{t^r}{t^i + t} \right]^m \quad (52)$$

avec

$t^r$  - temps de référence rendant le terme hyperbolique adimensionnel,

$t^i$  - âge du matériau au moment du chargement.

Les paramètres  $A_c$ ,  $m$ ,  $\alpha_c$  des fonctions intervenant dans les lois d'écoulement sont en principe déterminables par des essais de laboratoire.

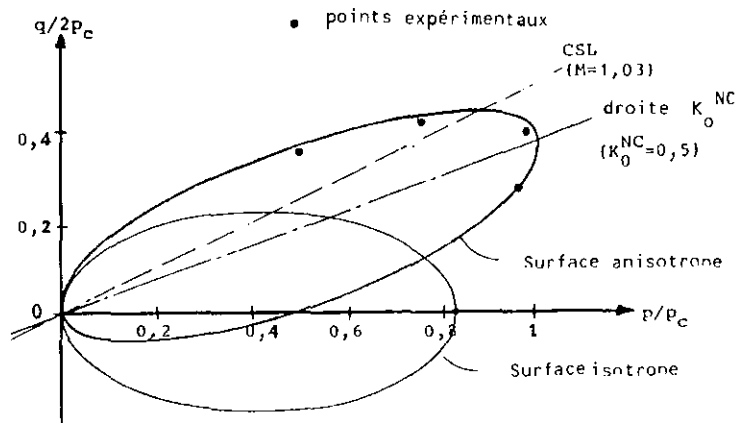


Fig. 20 Courbes d'état limite isotrope et anisotrope (d'après RUNESSON, 1978).

### I.5 - CONCLUSION

Le fluage des argiles en compression oedométrique et en cisaillement triaxial a fait l'objet d'études phénoménologiques et de modélisations spécifiques à chaque type d'essai (SINGH et MITCHELL, WALKER, etc.). Le grand mérite des modèles de Cambridge est de présenter une représentation unifiée du comportement des sols non visqueux. Il était tentant d'introduire dans ces modèles une loi d'écoulement viscoplastique en s'appuyant sur les formulations de PERZYNA ou d'autres formulations plus empiriques non associées aux fonctions d'état limite. La première voie a été suivie par AKAI, ADACHI, SEKIGUCHI et OHTA, la seconde par WONG et MITCHELL (1975).

L'adaptation des modèles de Cambridge aux sols argileux non remaniés a conduit à prendre en compte l'anisotropie de son comportement, due aux conditions de consolidation in situ. Ceci se traduit par la représentation de courbes d'état limite anisotrope, approximativement axées sur la droite de consolidation unidimensionnelle, dite droite  $K_0$ , et non plus sur l'axe de consolidation isotrope  $q = 0$ . Cette caractéristique est prise en compte dans les modèles de type expérimental de TAVENAS et al., et de WONG et MITCHELL, ou dans le modèle plus formalisé de RUNESSON.

## CHAPITRE II

# PRESENTATION DE L'ETUDE EXPERIMENTALE

### II.1 INTRODUCTION

Le programme d'essais a été conçu autour des idées suivantes :

. L'argile utilisée est un matériau bien connu dans les LPC. Il s'agit de l'argile naturelle non remaniée de Cubzac-les-Ponts, sur laquelle les données d'identification et de caractéristiques mécaniques abondent.

. L'étude portant sur le fluage du squelette intergranulaire, les essais sont effectués avec drainage ouvert par les deux surfaces horizontales des éprouvettes. De cette façon on est certain, d'après les résultats d'essais antérieurs, que la dissipation des surpressions interstitielles soit achevée après une dizaine d'heures. Des essais de consolidation isotrope, sous de fortes charges ( $p = 80$  kPa) par rapport à celles mises en jeu au cours des essais décrits dans ce chapitre, ont en effet montré que, si le drainage n'est assuré que par une extrémité, la pression interstitielle est à nouveau stabilisée avant deux jours au contact de l'autre extrémité (FELIX et KENANA, 1983).

. La courbe d'état limite de cette argile est connue grâce aux travaux de SHAHANGUIAN (1981).

. Les charges sont appliquées au cours des essais de fluage par paliers de  $\Delta p$  et de  $\Delta q$  dans un rapport constant à partir de l'état de contrainte en place ou supposé tel, c'est-à-dire  $\sigma'_1 = \sigma'_{v0}$  et  $\sigma'_3 = K_0 \sigma'_{v0}$ .

. La durée d'application des charges (une à deux semaines) est suffisante pour que les déformations de fluage à contraintes effectives constantes puissent être étudiées sur une durée appréciable, tant dans le domaine surconsolidé de l'argile (à l'intérieur de la courbe d'état limite initiale) que dans le domaine normalement consolidé (à l'extérieur de cette courbe).

. Deux régimes de chargement ont été choisis : le premier à paliers successifs, le deuxième à paliers de chargement suivis d'un déchargement complet jusqu'à l'état de contrainte initial, avant de passer au palier de charge suivant. Cette procédure permet d'analyser les composantes réversibles et irréversibles des déformations dans les domaines surconsolidé et normalement consolidé.

### II.2 APPAREILLAGE UTILISE

#### II.2.1 Appareillage de mise en charge

Les essais de fluage présentés dans le cadre de cette étude ont été réalisés sur un modèle de cellule triaxiale de construction classique fabriquée par WYKEHAM.

##### II.2.1.1 La mise en charge axiale

La charge axiale est appliquée sur la bille du chapeau de l'éprouvette par un piston passant à travers l'alésage central existant au niveau du couvercle de la cellule.

Les charges verticales sont appliquées en plaçant un étrier (Fig.21) sur ce piston et en le chargeant directement à l'aide de poids.

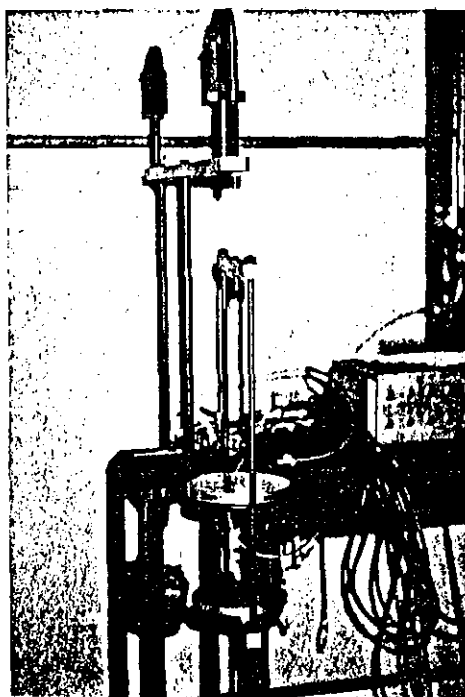


Fig. 21 Type d'étrier utilisé dans les essais.

La précision avec laquelle on obtient la charge axiale dépend des frottements existant entre le piston et l'alésage du couvercle de la cellule, ainsi que de la précision dans la pesée des poids (ANNEXE A).

#### II.2.1.2 La mise en pression hydrostatique

La pression de confinement  $p_3$  est exercée par l'intermédiaire d'un fluide cellulaire. La mise en pression de ce fluide est assurée par l'intermédiaire de pots de mercure.

La membrane de caoutchouc entourant chaque éprouvette permet à une certaine quantité d'air de passer de la cellule à l'éprouvette, compliquant ainsi l'interprétation des résultats d'essais triaxiaux de longue durée. Ce problème pourrait être résolu en utilisant de l'eau désaérée.

L'utilisation de l'eau désaérée comme fluide cellulaire permet à une certaine quantité d'eau de traverser la membrane par "effet d'osmose". Ce problème de fuite est dû au fait que les molécules d'eau sont plus petites que les pores de l'enveloppe de caoutchouc. Certains chercheurs (LEROUEIL, 1977; SHAHANGUIAN, 1981; PIYAL, 1983) ont tenté de le résoudre en utilisant un liquide cellulaire vers lequel l'eau ne pourrait migrer à travers la membrane.

LEROUEIL (1977) a essayé l'huile de silicone (DOW CORNING : FLUID 200 - 300 centistokes) dans laquelle l'eau est peu soluble. Il a constaté que les débits de fuite sont plus faibles que ceux observés avec l'eau comme fluide cellulaire. Craignant que l'opacification à la lumière ne rende difficile avec le temps la lecture des bagues servant à mesurer les déformations radiales, nous avons renoncé à utiliser ce fluide.

Bien que l'eau désaérée ait été utilisée comme fluide cellulaire, l'expérience a montré que les débits de fuite restent faibles dans les essais effectués (annexe A).

#### II.2.1.3 Membranes pour les éprouvettes de sols

Les membranes utilisées dans cette étude expérimentale sont celles fabriquées par WYKHAM ENGINEERING LIMITED et fournies par SEDI-TECH S.A. Un seul type de membrane a été utilisé pour tous les essais (membrane en latex de 3/10 mm d'épaisseur).

L'éprouvette étant couverte par la membrane, l'étanchéité à la base et en haut de l'éprouvette est assurée par des joints toriques.

La déformation latérale de l'éprouvette lors du cisaillement augmente la tension dans la membrane qui, à son tour, contribue à limiter la déformation latérale.

Dans les essais où les déformations radiales ne sont pas négligeables, les forces qui en résultent, et leur influence sur les déformations, ne peuvent être négligées.

Dans le cas présent, où un système de bagues a été utilisé pour mesurer les déforma-

tions radiales, s'ajoute à l'effet de membrane l'excès de pression latérale que les bagues exercent sur l'éprouvette.

Ces effets sont étudiés dans l'annexe A de ce rapport.

#### II.2.2. Matériel de mesure

Dans un essai triaxial de fluage drainé, on doit mesurer :

- le déplacement axial ( $\delta H$ ) de la tête de l'éprouvette,
- le volume d'eau interstitielle ( $\delta V$ ) qui sort ou qui pénètre dans l'éprouvette,
- les déformations radiales (au moyen de trois bagues montées autour de chaque éprouvette. On aura à mesurer les variations des diamètres  $D_1, D_2$  et  $D_3$  des bagues).

Pendant ces essais, le drainage s'effectuant par les deux surfaces horizontales des éprouvettes, les surpressions interstitielles n'ont pas été mesurées. D'après les résultats d'essais antérieurs (FELIX et KENANA, 1983), la dissipation des surpressions interstitielles est achevée après une dizaine d'heures.

#### II.2.2.1 Matériel de mesure du déplacement axial de l'éprouvette

Le déplacement axial de la tête de l'éprouvette est mesuré au moyen d'un comparateur dont la pointe s'appuie sur une console qui coulisse le long du piston, et qui prend appui sur le couvercle de la cellule.

Les comparateurs utilisés pour mesurer ces tassements sont à l'échelle de 0,01 mm par division.

Ce procédé classique de mesure des tassements n'est sans doute pas le meilleur en raison du petit déplacement du piston pour rattraper le jeu entre la bille du chapeau de l'éprouvette et le piston au moment de l'application de la première charge.

Dans le cas de cette étude et suivant le mode opératoire adopté (paragraphe II.4.4), la mise en contact du piston avec la bille du chapeau sera assurée durant la phase de reconsolidation anisotrope et n'affectera pas la précision des mesures du tassement des éprouvettes.

#### II.2.2.2 Matériel de mesure du volume d'eau drainé

Au cours des essais de fluage drainé, le drainage est assuré tout au long de la durée de l'essai à travers les deux faces horizontales de l'éprouvette.

Le calcul des déformations volumiques est effectué généralement à partir des volumes d'eau drainée mesurés dans les volumètres.

Toutefois, comme l'a constaté LEROUEIL (1977), ce genre de mesures est entaché de beaucoup d'erreurs, dues principalement :



- à la diffusion de l'eau à travers la membrane,

- aux fuites que l'on pourrait appeler "mécaniques" dans les robinets, entre la base de la cellule et la membrane, etc.

Bien que ces fuites n'affectent pas les contraintes totales et effectives (LEROUEIL, 1977), le volume drainé ne peut être utilisé pour le calcul des déformations volumiques des éprouvettes.

### II.2.2.3 Système de mesure des déformations radiales

Pour interpréter les résultats de la plupart des essais effectués à l'aide d'une cellule triaxiale, la connaissance des déformations radiales de l'éprouvette est nécessaire. Par exemple, FELIX (1982) rappelle "qu'au cours d'un essai à contrainte imposée (essai de fluage), une correction doit être apportée à la charge verticale transmise par le piston en fonction des déformations radiales, de façon à maintenir les contraintes constantes malgré les variations de la section de l'éprouvette". Il a donc conçu un système de bagues simple, facile à mettre en oeuvre et peu coûteux (800 F environ en 1982) pour mesurer directement le diamètre des éprouvettes. Ce système suit l'évolution du périmètre des éprouvettes de sol soumises à des essais triaxiaux et fournit une indication du diamètre moyen avec une erreur absolue égale à 0,03 mm, et fonctionne pour des variations importantes positives ou négatives du diamètre (pour des déformations de l'ordre de  $\pm 8\%$ ).

Les bagues sont découpées dans un clinquant d'acier inoxydable de 0,2 mm d'épaisseur et recouvertes d'une fine pellicule de Teflon.

Ce système de mesure comprend (Fig. 22) :

- un support annulaire (bague 2),
- un collier gradué (bague 1),
- un ressort.

Autour de chaque éprouvette, trois bagues sont montées de façon à mesurer la variation du diamètre au premier quart de la hauteur, à mi-hauteur et au quart supérieur (Fig. 23).

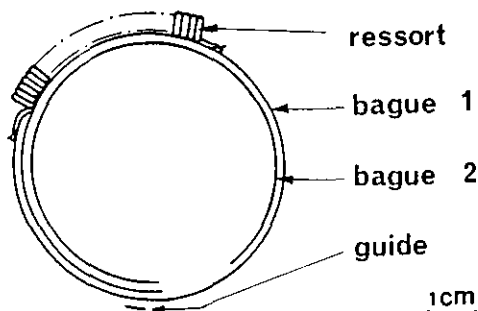


Fig. 22 Coupe du système de mesure des variations du périmètre de l'éprouvette.

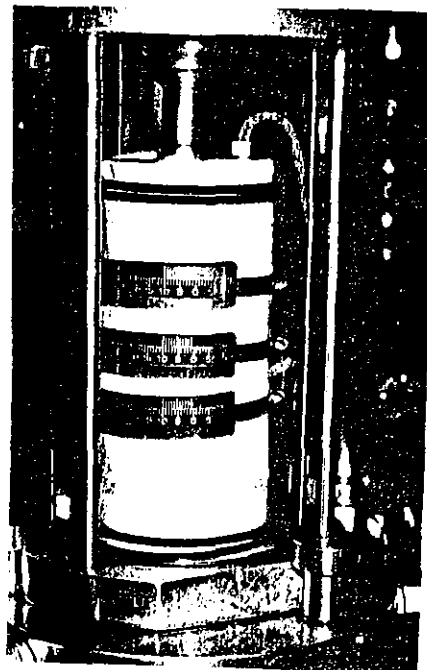


Fig. 23 Les trois bagues montées autour de l'éprouvette.

Les déformations radiales mesurées sont utilisées pour calculer les déformations volumiques et déviatoriques, et pour déterminer les corrections des poids appliqués au piston des cellules, de façon à maintenir les contraintes constantes malgré les variations de la section des éprouvettes.

## II.3. MATERIAU UTILISE

### II.3.1 Généralités sur le site expérimental de Cubzac-les-Ponts

Les carottes d'argile utilisées dans le cadre de cette étude ont été prélevées dans le sondage A43 entre 7 et 8 m de profondeur sous le remblai D du site expérimental de Cubzac-les-Ponts.

Ce site expérimental est situé dans la commune de Cubzac-les-Ponts en bordure de l'autoroute A10 ("Aquitaine"), sur la rive droite de la Dordogne. Le remblai D a été construit en novembre 1981 pour étudier le comportement du sol soumis à des charges relativement faibles.

L'argile du site présente une bonne homogénéité. Néanmoins, on trouve des fibres végétales bien conservées vers 2 à 3 m.

La figure 24 présente une synthèse des propriétés moyennes du sol à l'emplacement du remblai D.

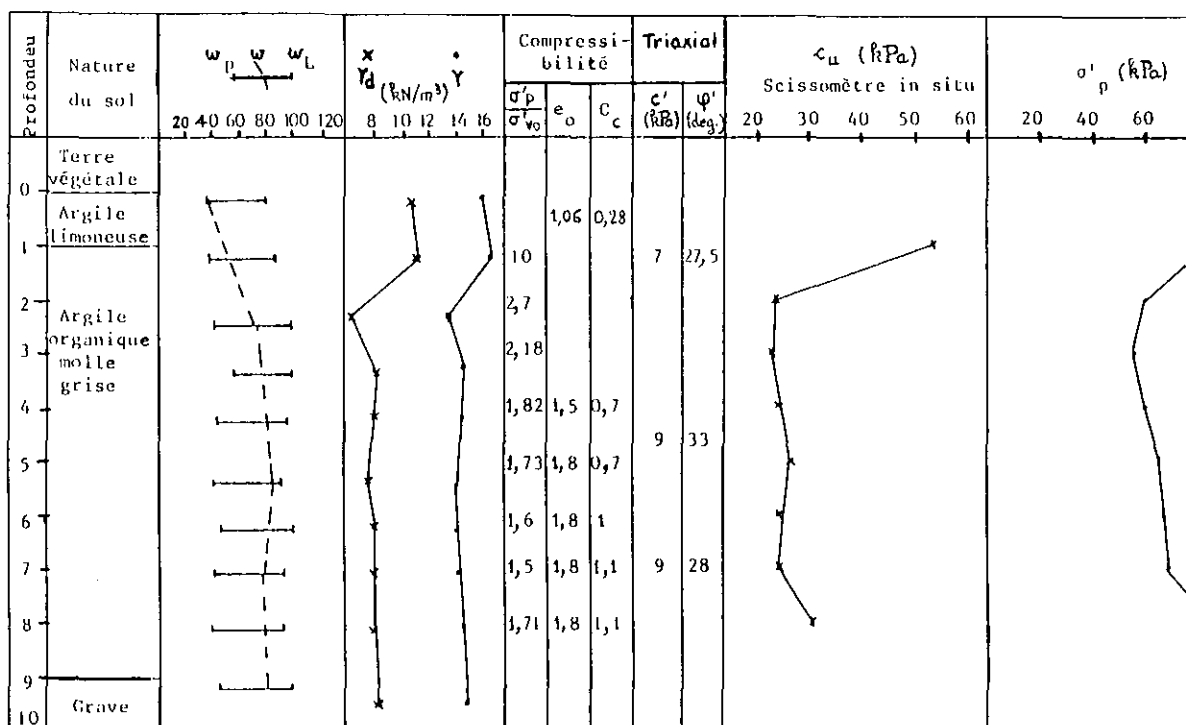


Fig. 24 Caractéristiques géotechniques du sol de fondation du remblai D à Cubzac-les-Ponts.

Sous la croûte de surface, la vase de Cubzac est légèrement surconsolidée (le rapport de surconsolidation varie de 1 à 2,7), fortement compressible [ $C_c/(1+e_o)$  voisin de 0,28], très organique (teneur en matières organiques comprise entre 2 et 14 %) et très plastique ( $I_p$  compris entre 40 et 60 et  $w_L$  entre 80 et 110) et sa teneur en eau naturelle (entre 5 et 8 m de profondeur) est voisine de la limite de liquidité.

Si l'on utilise la classification des sols fins adoptée par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, l'argile de Cubzac-les-Ponts se situe entre l'argile très plastique et le limon très plastique.

### II.3.2 Préparation et montage des éprouvettes

L'argile a été prélevée avec un carottier à piston stationnaire, en blocs de 20 cm de diamètre et 58 cm de hauteur.

Après enlèvement du haut et du bas du bloc (les deux parties étant très exposées au remaniement) la partie restante est taillée pour retirer trois galettes de 13 cm de hauteur et

20 cm de diamètre.

Les galettes ont été recouvertes de paraffine et conservées dans une chambre dont la température et l'humidité sont maintenues constantes.

Quatre éprouvettes cylindriques de 5 cm de diamètre et 10 cm de hauteur ont été taillées à l'intérieur de chaque galette, en évitant d'utiliser le matériau proche du contour exposé au remaniement.

Une fois la taille terminée, suivant le mode opératoire de l'essai triaxial des LPC, les dimensions de chaque éprouvette ont été mesurées à l'aide d'un pied à coulisse.

Après avoir pesé l'éprouvette au centigramme près au moyen d'une balance METTLER, on a procédé à la mise en place de la membrane et au montage de l'éprouvette dans la cellule triaxiale, selon le mode opératoire de l'essai triaxial des LPC. On notera qu'aucun papier filtre n'a été mis autour de l'éprouvette, son efficacité comme drain ayant été jugée minime par rapport à la perturbation qu'il apporte à la résistance de l'éprouvette.

## II.4. PRESENTATION DU PROGRAMME EXPERIMENTAL

Les essais de fluage triaxiaux sont répartis en deux séries de huit essais (l'une avec chargement suivi de déchargement, l'autre sans déchargement).

Les charges sont définies à partir du paramètre  $\eta = q/p$ , constant pour chaque essai. Les cellules triaxiales classiques utilisées sont dépourvues de système permettant d'exercer une traction sur les éprouvettes, ce qui limite les essais au cas où  $\sigma_1 > \sigma_3$ .

Les charges sont également définies par référence à la courbe d'état limite de l'argile de Cubzac-les-Ponts prélevée à 5,5 m de profondeur, c'est-à-dire que les états de contrainte situés sur cette courbe sont atteints après le même nombre de paliers de chargement.

### II.4.1 Caractéristiques d'état limite de l'argile de Cubzac-les-Ponts

SHAHANGUIAN (1981) a réalisé au LCPC une étude expérimentale de la surface d'état limite de l'argile molle organique que l'on trouve sous les remblais du site expérimental de Cubzac-les-Ponts.

Cette étude a montré que les principes généraux formulés par TAVENAS et LEROUEIL (1977) sur "l'état limite" des argiles naturelles s'appliquent au comportement de l'argile organique de Cubzac-les-Ponts. Elle a montré, en particulier, que les courbes d'état limite se correspondaient approximativement dans une homothétie de même rapport que les pressions de préconsolidation du sol aux profondeurs considérées.

On notera aussi que, dans cette étude, la courbe d'état limite définit implicitement les limites du domaine élastique.

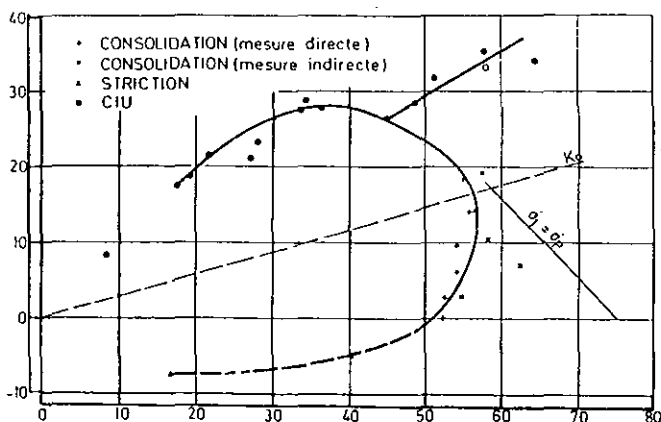


Fig. 25 Courbe d'état limite (Remblai D à -5,5m) (SHAHANGUIAN, 1981).

### II.4.2 Choix de la surface d'état limite

A partir de la pression de préconsolidation moyenne  $\sigma'_p = 75$  kPa correspondant à la profondeur à laquelle les carottes ont été prélevées (entre 7 et 8 m), on a repris dans le cadre de cette étude la surface d'état limite déterminée par SHAHANGUIAN à la profondeur de 5,5 m sous le remblai D (Fig. 25), à laquelle correspond la même contrainte de préconsolidation  $\sigma'_p = 75$  kPa.

### II.4.3 Choix de la courbe d'état critique

La courbe d'état critique est définie à partir du critère de rupture de Mohr-Coulomb déterminé par SHAHANGUIAN (1981), sur la base des résistances de pic obtenues dans le domaine normalement consolidé pour une série d'essais de cisaillement triaxiaux consolidés isotropiquement, drainés et non drainés (mais avec mesure des surpressions interstitielles). A 5,5 m de profondeur sous le remblai D, SHAHANGUIAN a trouvé  $\phi' = 34^\circ$ ,  $c' = 0$ .

Dans le diagramme  $(p', q)$  de Lambe, la courbe correspondante est une droite dont la pente est égale à :

$$\frac{2 \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = 1,37$$

et qui passe par l'origine des coordonnées.

### II.4.4 Reconsolidation aux contraintes en place

Dans tous les cas, les éprouvettes ont d'abord été reconsolidées aux contraintes en place, estimées à  $\sigma'_{v0} = 45$  kPa et  $K_0 \sigma'_{v0} = 22,5$  kPa avec un coefficient de pression des terres au repos  $K_0 = 0,5$  (HAGHGOU, 1983). La contre-pression est équivalente à la pression hydrostatique in situ.

Cette reconsolidation aux contraintes en place dure jusqu'à ce que l'interface eau-huile du volumètre, ainsi que le déplacement axial de l'échantillon, se stabilisent.

De manière générale, cette phase a duré de 2 à 4 semaines pour chaque éprouvette.

Durant cette phase, tout le jeu existant entre la bille du chapeau de l'éprouvette et le piston est rattrapé. Il n'affectera donc pas la précision des mesures de déformations différées lors de la phase de chargement.

### II.4.5 Chemins de contraintes adoptés

Différents chemins de contraintes effectives partant des contraintes en place, donc différentes valeurs de  $\eta$ , ont été choisis de manière à explorer successivement :

- la zone où les déformations volumiques de fluage sont prépondérantes,

- la zone où les déformations de cisaillement sont prépondérantes.

On a défini huit directions de chargement (figure 26).

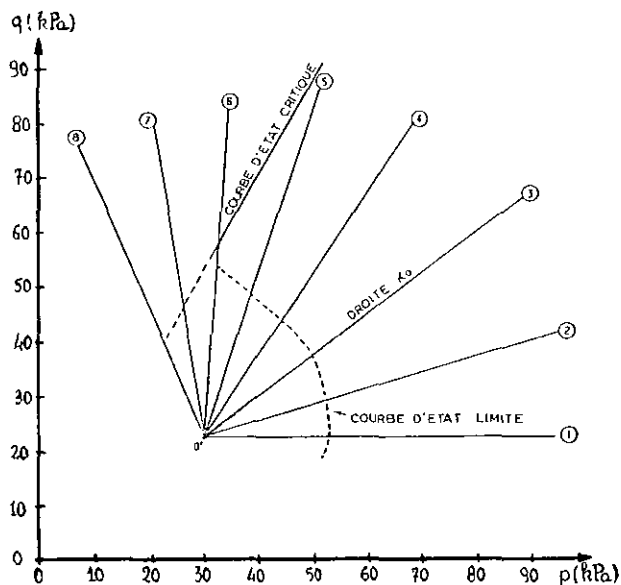


Fig. 26 Les chemins de contraintes adoptés.

Le tableau 2 récapitule les valeurs de  $\alpha = \sigma'_3/\sigma'_1$  ou  $\eta = q/p'$  qui caractérisent chaque chemin de contrainte choisi.

$\sigma'_1$ ,  $\sigma'_3$ ,  $q$  et  $p'$  sont définis au paragraphe II.7.1 de ce chapitre.

Tableau 2 Valeurs de  $\alpha$  et de  $\eta$  adoptées.

CHEMIN DE CONTRAINTE	$\alpha = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1}$	$\eta = \frac{q}{p'}$
1	1	0
2	0,75	0,30
3	0,50	0,75
4	0,25	1,50
5	0	3
6	- 0,33	+ 12
7	- 1	- 6
8	- 3,12	- 2,35

#### II.4.6. Procédure expérimentale

Les essais réalisés dans le cadre de cette étude se répartissent en deux catégories.

##### II.4.6.1 Première série d'essais.

Sous l'action d'une charge, un corps possédant la propriété de fluier subit une déformation qui peut se décomposer en une déformation instantanée, qui se produit en un temps très court et est indiscernable par les instruments de mesure, et une déformation retardée.

Le Groupe Français de Rhéologie (cité par PERZOZ, 1969) définit, dans le dictionnaire qu'il a établi en 1969, la déformation de fluage proprement dite comme étant la fraction non réversible de la déformation retardée enregistrée au cours d'un essai de fluage.

L'étude des déformations induites sur une éprouvette de sol argileux par un cycle de "chargement-déchargement" est donc nécessaire pour distinguer la déformation de fluage de la déformation réversible.

La première série d'essais a donc été réalisée suivant chaque chemin de contraintes avec des cycles de "chargement-déchargement" afin de mettre en évidence les caractéristiques de réversibilité et d'irréversibilité de la déformation de l'argile de Cubzac-les-Ponts dans les domaines surconsolidés et normalement consolidés en étudiant :

- la nature des déformations instantanées qui se produisent pendant un temps très court,
- la nature instantanée ou visqueuse des déformations réversibles enregistrées après le déchargement,
- les déformations de fluage proprement dite (non réversibles).

Après reconsolidation sous les contraintes en place ( $K_0$  mesuré est égal à 0,5 à la profondeur du prélèvement), chaque éprouvette a subi un certain nombre de cycles de "chargement-déchargement".

Chaque point représenté sur la figure 27 correspond à un palier de contrainte où l'éprouvette est restée 1 ou 2 semaines, puis a été déchargée aux contraintes en place, où elle reste de 2 à 7 jours. Huit essais ont été ainsi réalisés. Le tableau 3 présente les caractéristiques géotechniques des huit éprouvettes utilisées.

Les états de contrainte appliqués sont précisés dans l'annexe A.

##### II.4.6.2 Deuxième série d'essais

L'intérêt de l'étude du fluage des sols argileux provoqué par un chargement par paliers est évident dans la pratique du Génie Civil, où aucune charge n'est appliquée instantanément.

La deuxième série d'essais a donc été réalisée sur les mêmes chemins de contraintes, avec un chargement par paliers.

Dans une première phase, les éprouvettes sont consolidées sous les contraintes en place.

Chaque point représenté sur la figure 28 est un palier de contraintes sous lequel l'éprouvette est restée de 1 à 3 semaines.

Huit autres essais ont été ainsi réalisés. Les caractéristiques géotechniques des éprouvettes testées sont précisées dans le tableau 4.

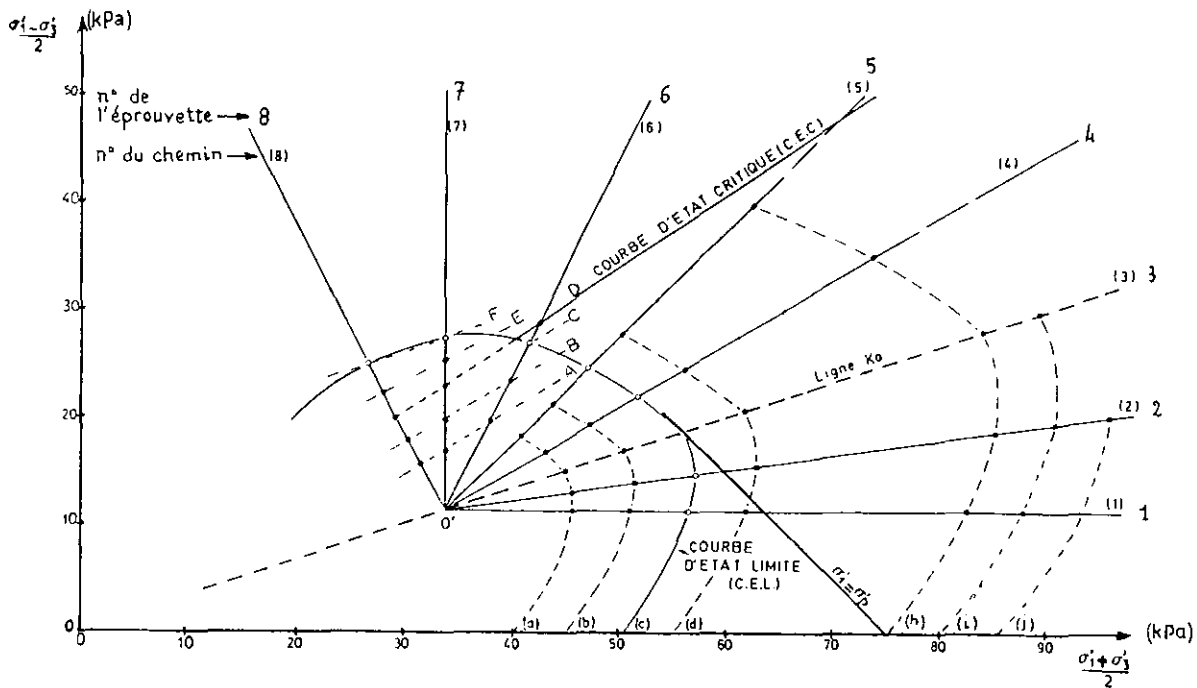


Fig. 27 Etats de contraintes appliqués pendant la première série d'essais.

Tableau 3 Caractéristiques géotechniques des éprouvettes de la première série d'essais.

CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES		NUMEROS DES EPROUVETTES							
	Symbole	1	2	3	4	5	6	7	8
Numéro du sondage		T11 A43 (E2)	T11 A43 (E2)	T11 A43 (E1)	T11 A43 (E1)	T11 A43 (E1)	T11 A43 (E1)	T11 A43 (E2)	T11 A43 (E2)
Profondeur du prélèvement	H (m)	7,10 - 7,23	7,10 - 7,23	6,97 - 7,10	6,97 - 7,10	6,97 - 7,10	6,97 - 7,10	7,10 - 7,23	7,10 - 7,23
Poids volumique du sol	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	15	14,88	15,14	14,81	14,45	15,19	14,95	15,26
Poids volumique du sol sec	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	8,4	8,24	8,42	8,19	8,06	8,46	8,3	8,7
Teneur en eau initiale	$w_0$ (%)	79	81	80	81,00	79,2	80	80,2	75,3
Degré de saturation initiale	$S_{r0}$ (%)	96,7	96,4	98,4	95,90	91,8	99,1	96,8	97,6
Indice de vide initial	$e_0$	2,16	2,22	2,15	2,24	2,29	2,14	2,19	2,05
Teneur en eau finale	$w_f$ (%)	69,3	67,8	63,4	74,40	74,6	74,2	75,3	75
Degré de saturation final	$S_{rf}$ (%)	90,6	89,8	93,8	90,30	88,9	95,1	92	93,1

$$\gamma_s = 26,5 \text{ kN/m}^3$$

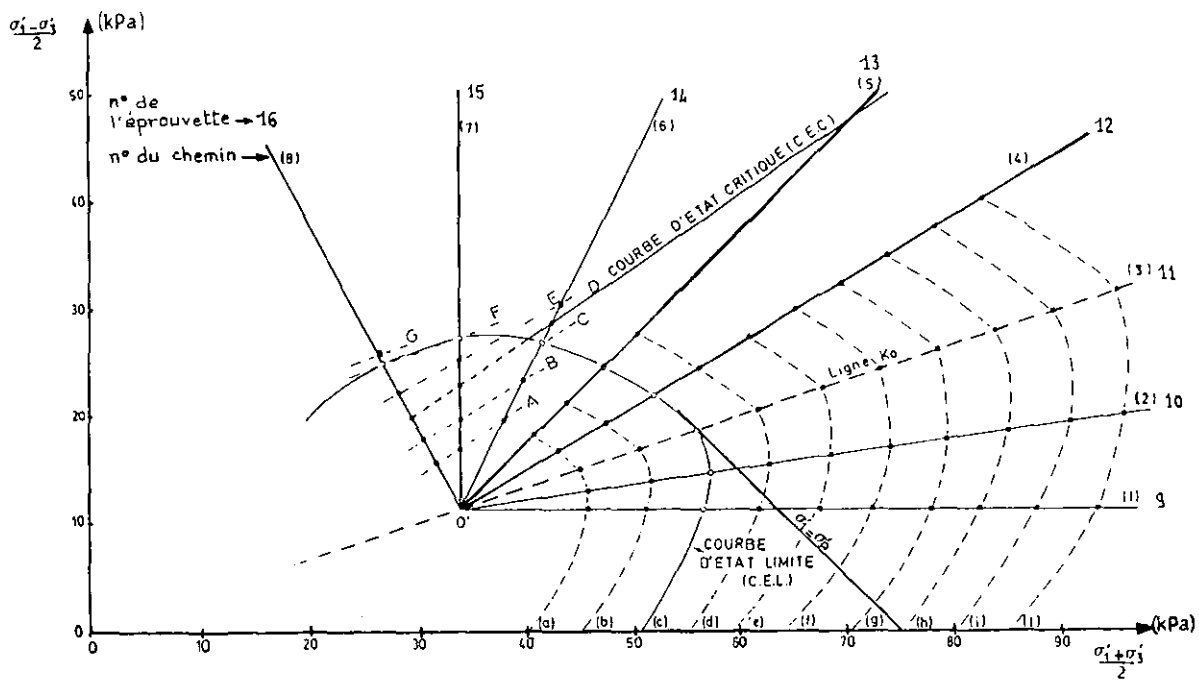


Fig. 28 Etats de contraintes appliqués pendant la deuxième série d'essais.

Tableau 4 Caractéristiques géotechniques des éprouvettes dans la deuxième série d'essais.

CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES		NUMEROS DES EPROUVETTES							
	Symbole	9	10	11	12	13	14	15	16
Numéro du sondage		T11 A43 (E3)	T12 A43 (E1)	T12 A43 (E1)	T11 A43 (E3)	T11 A43 (E3)	T11 A43 (E3)	T12 A43 (E2)	T12 A43 (E2)
Profondeur du prélèvement	H (m)	7,23 7,36	7,58 7,71	7,58 - 7,71	7,23 - 7,36	7,23 - 7,36	7,23 - 7,36	7,71 - 7,84	7,71 - 7,84
Poids volumique du sol	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	15,02	14,36	14,17	14,67	14,13	14,96	14,66	14,61
Poids volumique du sol sec	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	8,28	7,81	7,68	7,52	8,33	8,15	8,04	8,05
Teneur en eau initiale	$w_0$ (%)	81,5	83,8	84,6	95	68,6	83,5	82,1	81,5
Degré de saturation initiale	$S_{r0}$ (%)	98,2	92,9	91,4	99,8	84,5	98,3	94,9	94,2
Indice de vide initial	$e_0$	2,2	2,39	2,45	2,52	2,18	2,25	2,29	2,29
Teneur en eau finale	$w_f$ (%)	66,3	73,5	72,1	69	72,6	70,4	81,3	82,8
Degré de saturation final	$S_{rf}$ (%)	92	88,9	84,8	89,4	91,8	90,9	89,8	89,5

#### II.4.7 Traitement des résultats d'essais

Le comportement en fluage des argiles a généralement été défini en termes de déformation axiale (SINGH et MITCHELL, 1968 ; LARSSON, 1977 ; etc.). C'est notamment le cas pour les essais de fluage non drainés, pour lesquels la déformation volumique est en principe nulle.

##### II.4.7.1 Paramètres utilisés

Les paramètres de contraintes et de déformations utilisés dans cette étude sont les mêmes que ceux utilisés dans les travaux de l'Université de Cambridge. Les conventions de signe sont celles de la mécanique des sols.

Tableau 5 Définition des paramètres utilisés

NOM DU PARAMETRE	SIGNIFICATION
Contrainte moyenne effective	$p' = \frac{1}{3} (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$
Déviateur de contraintes	$q = \sigma'_1 - \sigma'_3$
Rapport des incréments des contraintes effectives	$\eta = \frac{\Delta q}{\Delta p}$
Rapport des contraintes effectives in situ	$\eta_0 = \frac{q_0}{p_0}$
Déformation volumique	$v = \epsilon_1 + 2\epsilon_3$
Déformation déviatorique	$\gamma = \frac{2}{3} (\epsilon_1 - \epsilon_3)$

Dans les définitions du tableau 5,  $\sigma'_1$ ,  $\sigma'_3$ ,  $\epsilon_1$  et  $\epsilon_3$  sont respectivement les composantes principales verticales et horizontales du tenseur des accroissements des contraintes effectives et des déformations depuis l'état re-consolidé sous les contraintes en place.

Ils sont choisis de sorte que leur valeur ne soit pas affectée par le choix des axes de référence. Ils représentent les invariants des tenseurs de contraintes et de déformations.

##### II.4.7.2 Traitement des résultats d'essais

L'exploitation informatique des résultats de mesures a été faite au moyen d'un programme de dépouillement qui fait appel à un logiciel de gestion des résultats existant au LCPC (ARMOR).

Tous les résultats bruts obtenus par mesure directe (comparateurs, bagues, volumètres) ont été disposés dans un fichier à partir duquel des sélections sont effectuées au moyen du logiciel ARMOR.

Les programmes de dépouillement établis calculent les déformations volumiques et déviatoriques et permettent un tracé automatique des résultats dépouillés.

##### II.4.7.3 Présentation des résultats d'essais

Le calcul d'erreurs sur l'évaluation des contraintes appliquées  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  et des déformations mesurées  $\epsilon_1$  et  $\epsilon_3$  est présenté dans l'annexe A.

La précision des résultats, c'est-à-dire l'ordre de grandeur des erreurs absolues, est une donnée fondamentale pour l'interprétation des essais car, dans certains cas, les déformations sont trop petites pour que leur mesure ait un sens.

Tous les résultats expérimentaux dépouillés sont représentés dans l'annexe B sous forme de courbes donnant l'évolution des déformations volumiques et déviatoriques de chaque éprouvette en fonction du temps.

## INTERPRETATION DES RESULTATS D'ESSAIS

### III.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on analyse les caractéristiques du comportement de l'argile de Cubzac-les-Ponts que révèlent les résultats d'essais.

Les concepts utilisés par les auteurs qui ont traité d'une manière analogue le problème du fluage des argiles sont confrontés avec ces résultats, en particulier celui d'état limite de l'argile. On a tenté notamment de répondre aux questions suivantes :

- au passage de l'état limite, les déformations de fluage présentent-elles un accroissement plus rapide ?

- en deçà de l'état limite, les déformations sont-elles essentiellement réversibles comme le suppose le modèle non visqueux CAM-CLAY et les modèles qui en dérivent ?

- les déformations de recouvrance sont-elles quasi-instantanées ou présentent-elles au contraire un caractère visqueux évident ?

Grâce à la répétition des chemins de contrainte suivis d'une série à l'autre, nous pouvons apprécier les différences de comportement des éprouvettes dues à leur hétérogénéité et mettre en évidence l'influence des déchargements sur les déformations totales mesurées.

Les résultats permettent d'analyser le caractère linéaire ou non linéaire des relations entre contraintes et déformations de recouvrance, d'une part, et entre contraintes et déformations de fluage, d'autre part.

Des informations peuvent être également obtenues sur l'anisotropie de l'argile, en particulier en analysant les réponses des éprouvettes soumises à un chemin de compression isotrope par paliers et celles des éprouvettes correspondant au chemin de contrainte  $K_0$  (pour lequel  $\sigma'_3 = K_0 \sigma'_1$ ,  $K_0$  étant le coefficient de pression des terres au repos).

### III.2 ETUDE DES CHEMINS DE DEFORMATION

#### III.2.1 Caractéristiques générales

Pour les paliers de chargement inclus dans la courbe d'état limite (dans le domaine surconsolidé), les figures 29 et 30 représentent

l'évolution des déformations déviatoriques  $\varepsilon$  en fonction des déformations volumiques  $v$  des éprouvettes de la première série d'essais et de celles de la deuxième série d'essais.

Les figures 31 et 32 fournissent le chemin de déformation de ces mêmes éprouvettes sous les paliers de charge situés hors de la courbe d'état limite initiale (dans le domaine normalement consolidé).

La fin d'un palier de chargement et le début du suivant, qui peut être un palier de déchargement (dans la première série d'essais), est marquée sur les courbes par un symbole portant le numéro du palier achevé. Entre ces points, les déformations se développent donc sous des charges constantes.

La première caractéristique des courbes représentant les chemins de déformation est leur quasi-linéarité. Le rapport  $\delta\varepsilon/\delta v$ , pour un même chemin de chargement caractérisé par une droite sur la figure 27 (ou la figure 28), est approximativement constant quel que soit le numéro du palier appliqué et quelle que soit la valeur du temps écoulé.

Ce résultat doit être rapproché de celui représenté sur la figure 33 et publié par FELIX et KENANA (1983) : le rapport entre les déformations volumiques et déviatoriques provoquées par des paliers de chargement appliqués hors du domaine surconsolidé de l'argile des Flandres (argile très raide) décroissait rapidement d'un palier à l'autre.

Il est probable que la quasi-préservation de l'état initial obtenue grâce à la reconsolidation de l'argile de Cubzac-les-Ponts sous les contraintes estimées in situ est essentielle pour obtenir la linéarité des courbes "déformations volumiques - déformations déviatoriques". Dans le cas de l'argile des Flandres, une reconsolidation sous une contrainte hydrostatique qui excédait largement la contrainte de préconsolidation de ce matériau a fortement transformé la structure des éprouvettes.

Cette quasi-linéarité des chemins de déformations n'est pas observée pour les éprouvettes des deux séries d'essais soumises aux chargements n°6, 7 et 8, pour lesquels, au troisième palier, les contraintes appliquées sont situées sur la courbe d'état critique (ou très proche d'elle, dans le cas du chargement n° 6) et provoquent donc la rupture des éprouvettes. Celle-ci se traduit par un développement rapide des déformations déviatoriques.



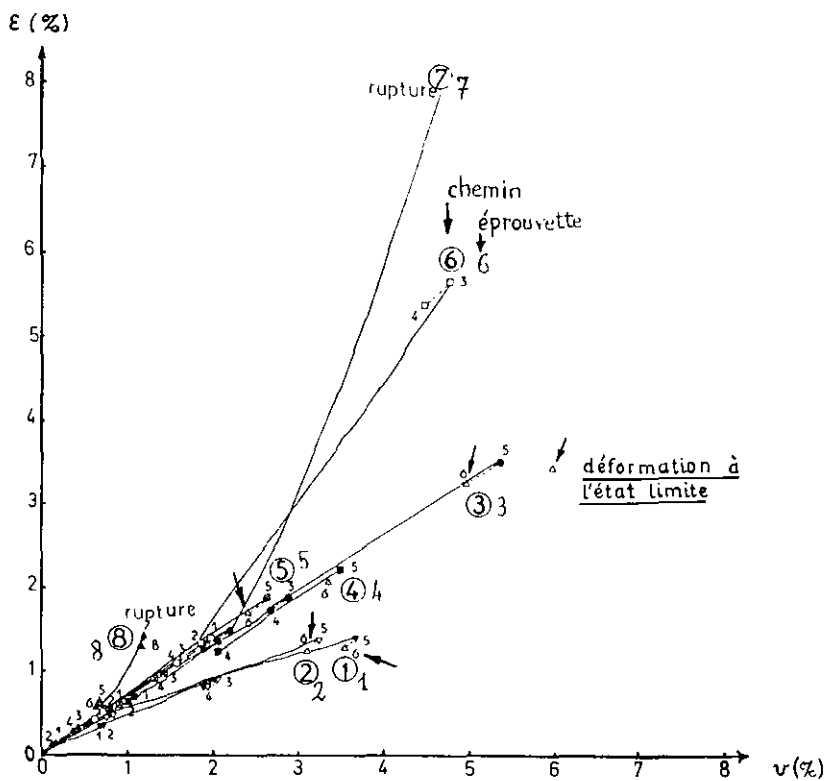


Fig. 29 Chemins de déformation des huit éprouvettes de la première série dans le domaine surconsolidé.

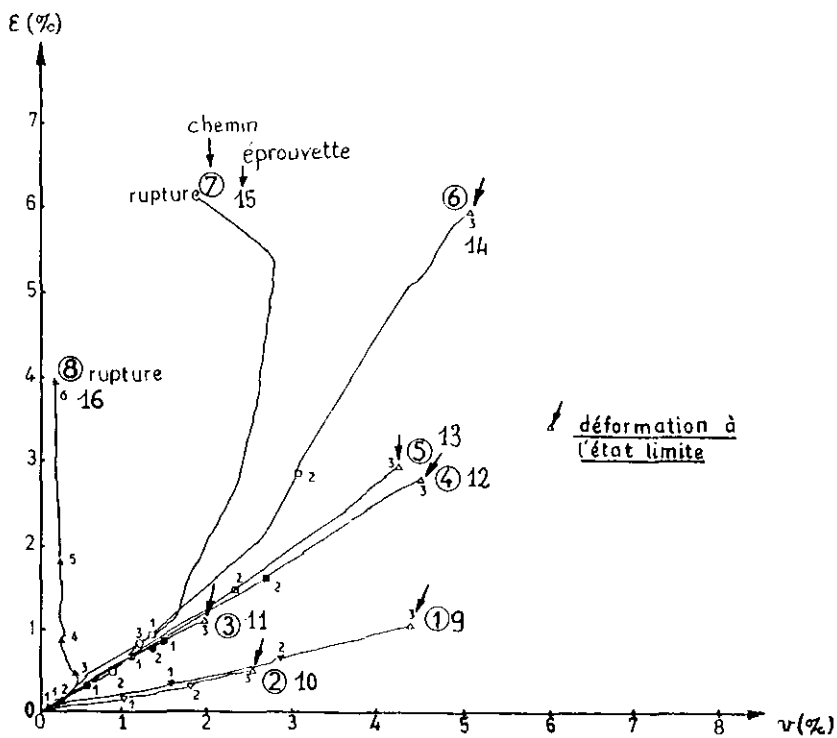


Fig. 30 Chemins de déformation des huit éprouvettes de la deuxième série dans le domaine surconsolidé.

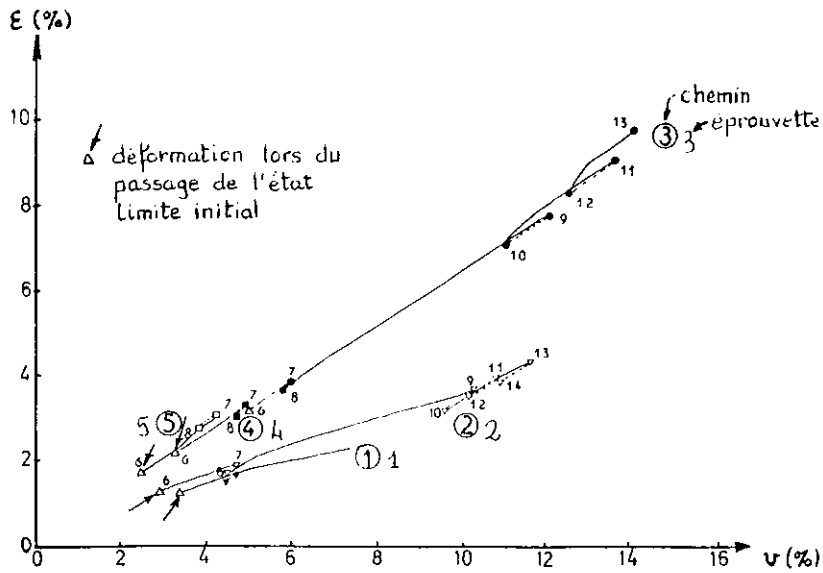


Fig. 31 Chemins de déformation de cinq éprouvettes dans la première série dans le domaine normalement consolidé.

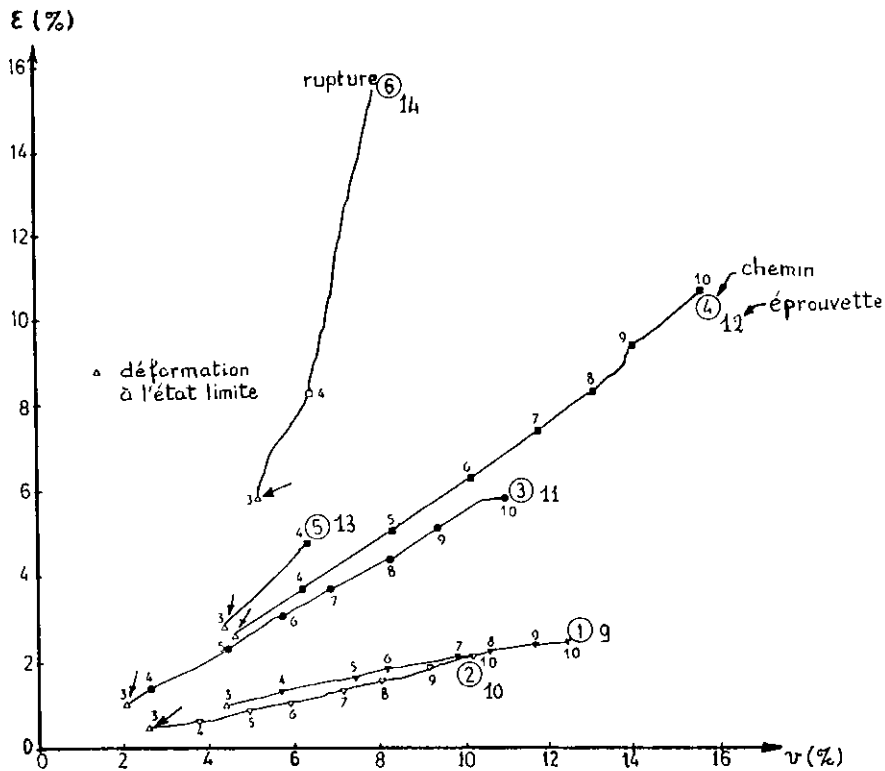


Fig. 32 Chemins de déformation de six éprouvettes de la deuxième série dans le domaine normalement consolidé.

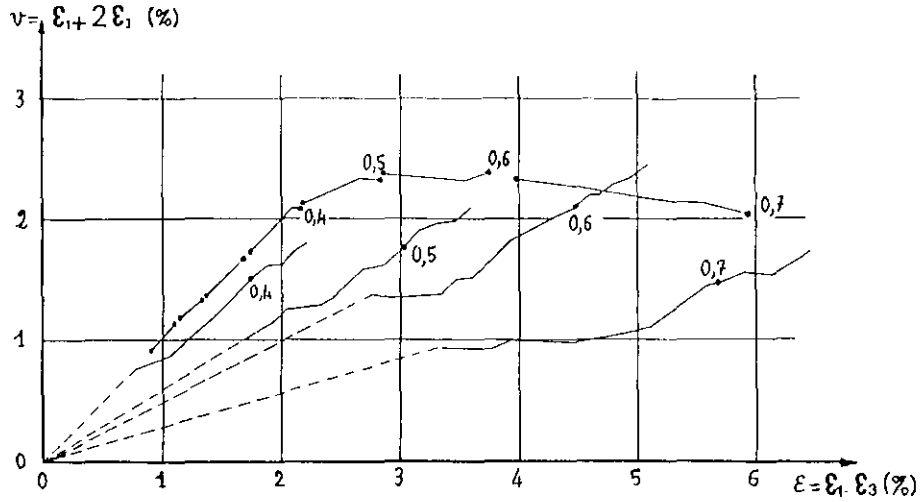


Fig. 33 Evolution de la déformation volumique en fonction de la déformation déviatorique au cours de cinq essais de fluage en cisaillement, sous charges constantes ou variant par paliers (Argile des Flandres, Félix et Kenana, 1983).

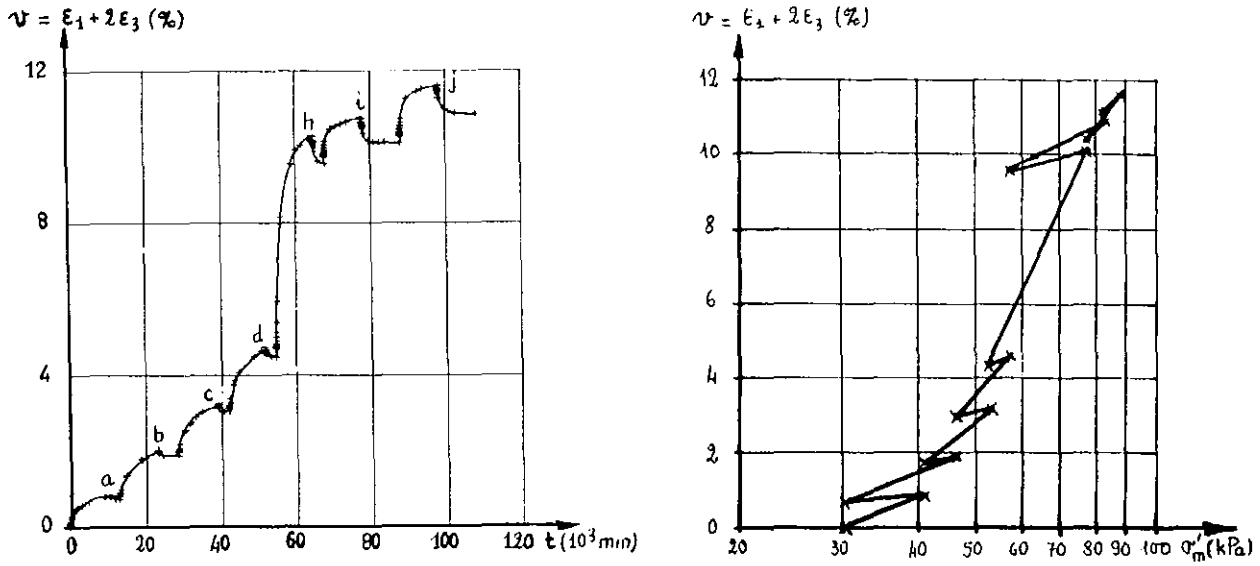


Fig. 34 Evolution des déformations volumiques de l'éprouvette 2 en fonction du temps (a) et des contraintes (b).

L'évolution en fonction du temps des déformations volumiques et déviatoriques de l'éprouvette numéro 2, soumise au chargement correspondant à la droite 2 de la figure 27, est représentée sur les figures 34 et 35, respectivement. Les contraintes moyennes appliquées sont prépondérantes. On observe sur la figure 34b que la contrainte de préconsolidation est nettement inférieure à la valeur de 78,9 kPa qui correspond à la courbe d'état limite "instantanée".

On observe la régularité des portions de courbes correspondant à chacun des paliers de chargement puis de déchargement.

Le passage du palier d au palier h, par application d'un incrément de forte ampleur (pour entrer largement dans le domaine normalement consolidé), s'accompagne bien entendu d'un important accroissement de déformation.

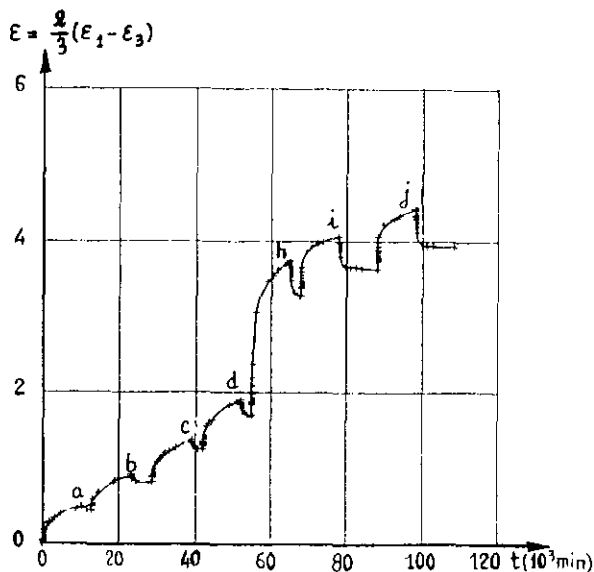


Fig. 35 Evolution des déformations déviatoriques de l'éprouvette 2 en fonction du temps.

Les figures 36 et 37 montrent l'évolution en fonction du temps des mêmes déformations pour l'éprouvette n°5, soumise au chargement correspondant à la droite 5 de la figure 27, les contraintes déviatoriques étant ici prépondérantes. Là aussi, la régularité des portions de courbes correspondant à chaque palier est observée.

### III.2.2 Déformabilité comparée des éprouvettes

Par "déformabilité" des éprouvettes, nous entendons la capacité de celles-ci à subir des déformations plus ou moins grandes sous un incrément de contrainte donné.

Les éprouvettes ayant des caractéristiques sensiblement différentes, comme le montrent les tableaux 3 et 4 du chapitre 2, dues à l'hétérogénéité inévitable du sol prélevé à Cubzac-les-Ponts, leur déformabilité n'est pas identique.

Ceci apparaît sur les courbes  $v - \epsilon$  des figures 29 à 32. L'état de déformation après application du troisième palier de charge, donc sous une charge  $(p', q)$  caractéristique de l'état limite présumé du sol, est caractérisé, pour les deux séries d'essais, par des points de coordonnées  $(v, \epsilon)$  qui sont disposés sans régularité apparente.

La compacité initiale des éprouvettes ne permet pas d'expliquer cette hétérogénéité de déformabilité : dans la première série, l'éprouvette n°5, qui subit des déformations particulièrement petites, est justement celle qui a l'indice des vides initial le plus grand.

De même, dans la deuxième série, l'éprouvette 11, qui présente les plus petites déformations, est celle qui a le deuxième indice des vides par ordre d'importance, dans cette série.

De façon à quantifier le comportement en déformations des éprouvettes, l'énergie de déformation appliquée aux différentes éprouvettes de la deuxième série sous chacun des paliers a été calculée.

Cette énergie est définie par l'équation (53), où  $\sigma'_1, \sigma'_3, \epsilon_1$  et  $\epsilon_3$  sont respectivement les composantes principales verticales et horizontales du tenseur des accroissements des contraintes effectives et des déformations à partir de l'état reconsolidé sous les contraintes en place, après 24 h de chargement.

$$W = V_0 [\sigma'_1 \epsilon_1 + 2\sigma'_3 \epsilon_3] = V_0 [p'v + q\epsilon], \quad (53)$$

$V_0$  étant le volume initial de l'éprouvette.

Par extrapolation des valeurs trouvées pour chacun des paliers, les courbes d'égale énergie de déformation ont été tracées dans le repère  $(p', q)$ .

Elles sont représentées pour une série de valeurs discrètes de l'énergie (calculée en  $10_{-5}$  joule) sur la figure 38. La représentation couvre l'ensemble des chargements situés sous la courbe d'état critique. L'approche de cette courbe et son dépassement éventuel se traduisent par une rupture et par conséquent par un accroissement très brutal de l'énergie de déformation, dont la représentation manque d'intérêt.

Sur la figure 38, la plus grande déformabilité des éprouvettes 9, 12 et 13 de la deuxième série correspond à des énergies de déformation plus rapidement croissantes sous les paliers successifs (les courbes d'égale énergie de déformation se rapprochent de l'origine).

Le franchissement de la courbe d'état limite présumée ne se traduit pas par un accroissement sensible de la déformabilité des éprouvettes ; l'augmentation de l'énergie de déformation n'y est pas particulièrement significative.

Le faisceau des courbes d'égale énergie n'est pas particulièrement serré autour de la courbe d'état limite, bien que la forme de ces courbes présente une certaine analogie avec cette dernière.

La puissance de déformation après un jour de chargement sous chacun des paliers a été également calculée suivant la formule

$$\dot{W} = V_0 (p' \dot{v} + q \dot{\epsilon}) \quad , \quad (54)$$

où  $\dot{v}$  et  $\dot{\epsilon}$  sont respectivement les vitesses de déformation volumique et déviatorique calculées par dérivation numérique des déformations mesurées. La croissance de la puissance de déformation est plus faible le long du chemin de chargement N°3 (fig.39).

Les figures 30 et 32 confirment que l'éprouvette 11 soumise à ce chargement est particulièrement peu déformable.

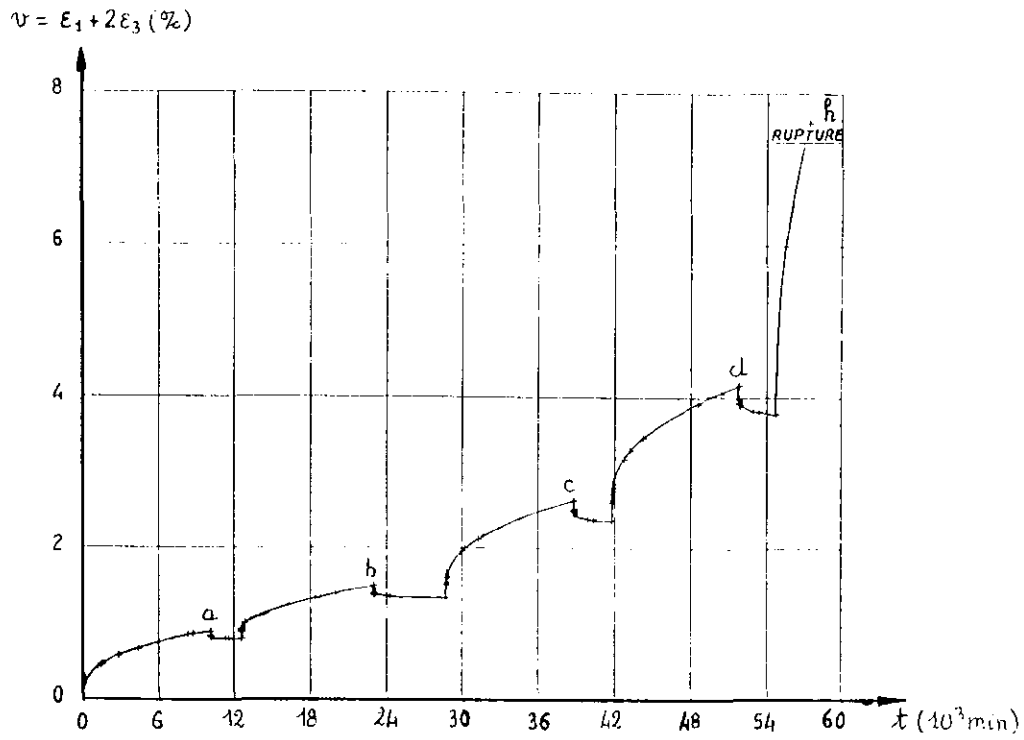


Fig. 36 Evolution des déformations volumiques de l'éprouvette 5 en fonction du temps.

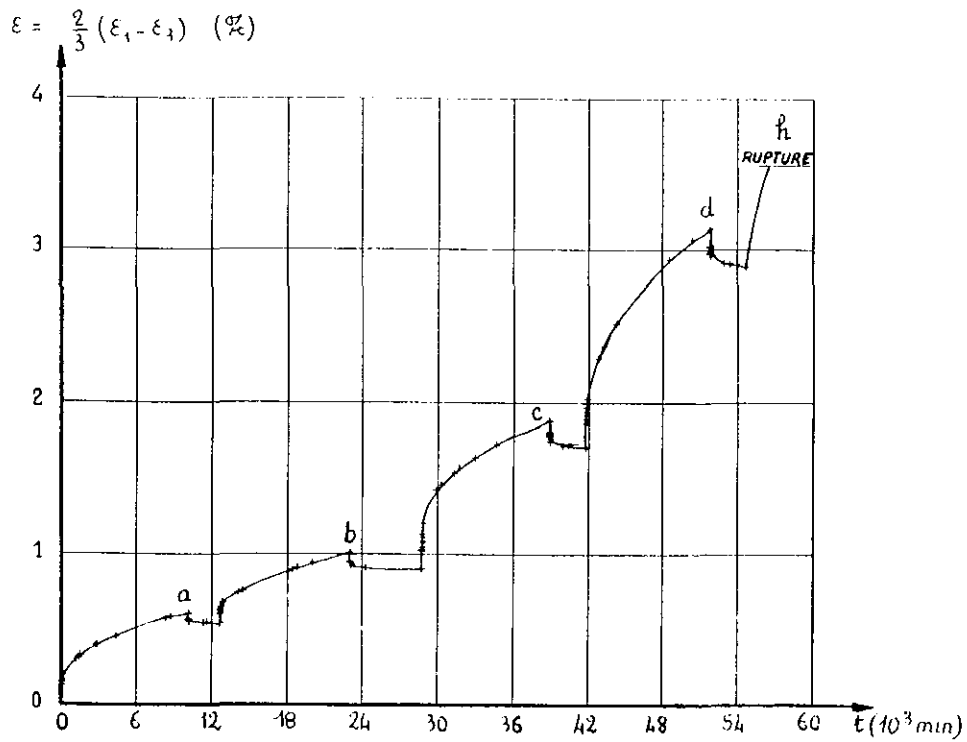


Fig. 37 Evolution des déformations déviatoriques de l'éprouvette 5 en fonction du temps.

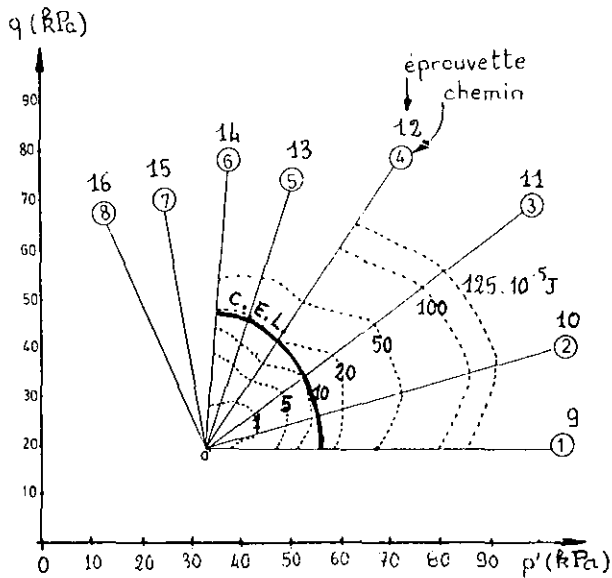


Fig. 38 Courbes d'égale énergie de déformation de l'argile de Cubzac (pour une durée de déformation de 1440 min = 1 jour).

Ce résultat sur l'argile de Cubzac-les-Ponts se présente donc d'une manière totalement différente de celui trouvé par Tavenas et al. (1979) pour l'argile sensible de Saint Alban au Québec (figure 40), pour laquelle les courbes d'égale puissance de déformation sont homothétiques à la courbe d'état limite et le gradient de  $W$  est maximum à son voisinage.

### III.2.3 Les chemins de contraintes particuliers

Le premier chemin de chargement particulier est le chemin 1 de compression isotrope ( $\delta q = 0$ ). Les figures 29 à 32 montrent que cette compression s'accompagne de déformations de cisaillement  $\varepsilon_1 - \varepsilon_3$  positives et croissant à peu près linéairement avec la composante  $p'$  de l'état de contraintes appliqué. Curieusement, la déformation verticale  $\varepsilon_1$  est supérieure à la déformation radiale  $\varepsilon_3$ , alors que la contrainte verticale in situ est largement supérieure à la contrainte horizontale  $\sigma'_{ho}$  (le coefficient  $K_0$  vaut 0,5).

Le deuxième chemin de chargement particulier est le chemin 3, le long duquel  $\sigma'_3 = K_0 \sigma'_1$ . Le chemin de déformation correspondant a, dans le diagramme  $v - \varepsilon$  des figures 29 à 32, une pente 2/3, ce qui signifie que les déformations radiales  $\varepsilon_3$  des éprouvettes 3 et 11 soumises à ce type de chargement restent quasiment nulles de palier en palier. La condition de compression oedométrique est donc respectée sur ces éprouvettes triaxiales. Les figures 29 à 32 montrent également que les éprouvettes 4, 5, 12 et 13, soumises aux chargements suivant les chemins voisins 4 et 5, subissent des déformations de type quasi-oedométriques dans le domaine surconsolidé.

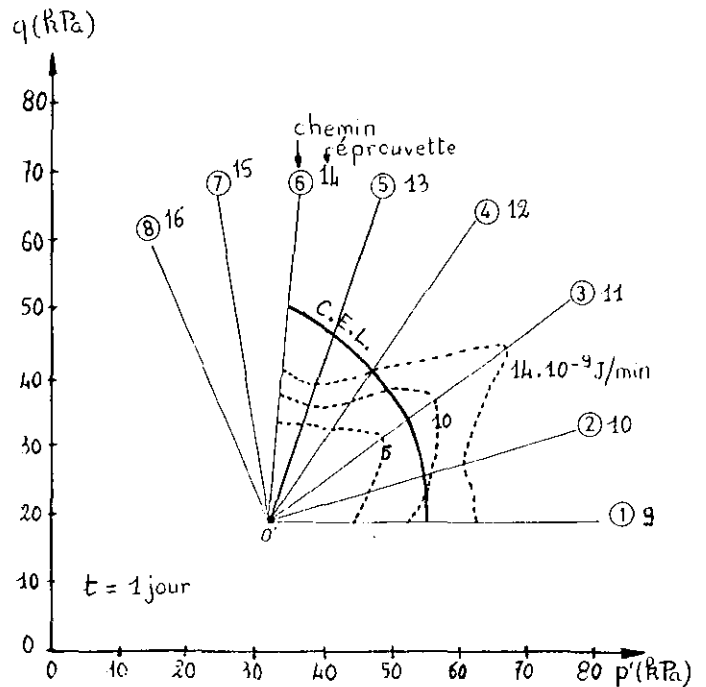


Fig. 39 Courbes d'égale puissance de déformation de l'argile de Cubzac.

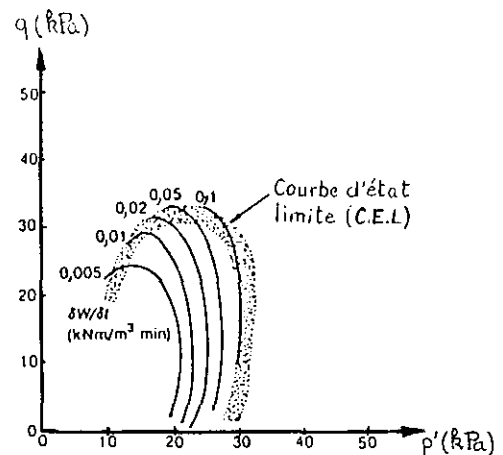


Fig. 40 Courbes d'égale puissance de déformation de l'argile de St-Alban (d'après TAVENAS et al. 1979).

Le troisième chemin de chargement particulier, le chemin 6, est caractérisé par une augmentation de la composante de cisaillement  $q$  sous composante volumique  $p'$  presque constante. Sous ce chemin de chargement, les éprouvettes 6 et 14 diminuent de volume sous les premiers paliers (dilatance négative) puis, au troisième palier, qui mène à la rupture, ils amorcent une

augmentation de volume. Un comportement analogue peut être observé sur les éprouvettes 7, 8, 15 et 16, soumises à des chemins de chargement le long desquels la composante volumique  $p'$  diminue au fur et à mesure que la composante de cisaillement  $q$  augmente. Sous des contraintes de cisaillement inférieures à la résistance à la rupture, l'argile de Cubzac-les-Ponts est donc contractante.

### III.3 COMPARAISON DES DEFORMATIONS DES EPROUVETTES SOUMISES A DES PALIERS DE CHARGEMENT SUIVIS ET NON SUIVIS DE DECHARGEMENT

En d'autres termes, nous allons comparer les déformations des éprouvettes de la première et de la deuxième séries soumises à des chemins de chargements similaires dans le diagramme  $(p', q)$  qui est reproduit sur la figure 41. Les vecteurs ayant pour origine le point caractéristique du chargement appliqué au cours du palier représentent les déformations par leurs composantes  $v$  et  $\varepsilon$ , suivant l'axe des contraintes moyennes effectives  $p'$  et celui des déviateurs de contraintes  $q$ , respectivement, à la fin de chacun des paliers.

Le comportement d'ensemble présente de grandes analogies. Les divergences en amplitude et en direction entre les vecteurs s'expliquent probablement par l'hétérogénéité mécanique des éprouvettes, que nous avons déjà mise en évidence dans l'analyse des chemins de déformation relatifs à chacune des deux séries. Elles sont

sensibles pour les chemins de contraintes 1 et 2, comme le montre la comparaison des chemins de déformation correspondants des figures 29 et 30, d'une part, et 31 et 32, d'autre part. L'éprouvette 10 de la deuxième série a subi des déformations déviatoriques particulièrement faibles, inférieures même à celles de l'éprouvette 9, pourtant soumise à des déviateurs de contraintes plus faibles.

Sur le chemin de chargement 3, on observe que l'éprouvette 3 (indice de vides égal à 2,15) est plus déformable que l'éprouvette 11 (indice de vides égal à 2,45).

Les chemins de chargement 6,7 et 8, qui conduisent à la rupture des éprouvettes provoquent au troisième ou au quatrième palier des déformations déviatoriques qui ne sont pas identiques d'une éprouvette à l'autre.

Pour comparer les amplitudes des vecteurs de déformation, la composante volumique mesurée sous un palier de chargement de la deuxième série est représentée sur la figure 42 en ordonnée, en fonction de la composante volumique mesurée sous le même palier de la première série, placée en abscisse.

On observe là aussi que les divergences sont maximales pour les chargements 7 et 8, essentiellement déviatoriques : les cycles de "chargement" ont activé les déformations en fonction du temps, en particulier à l'approche de la courbe d'état critique, donc d'un état instable.

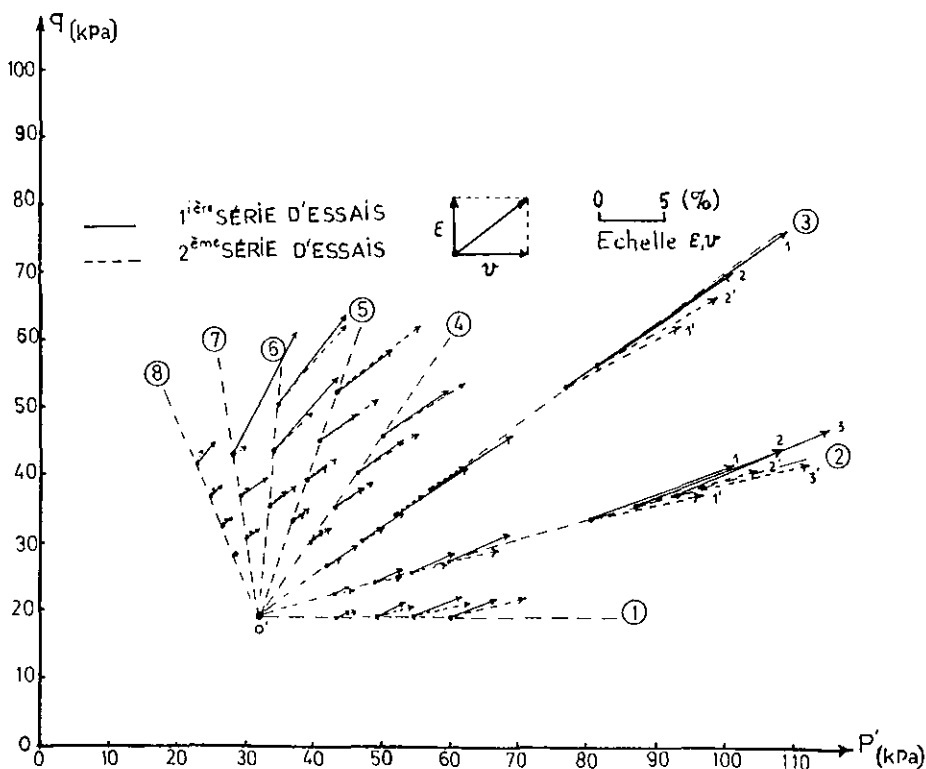


Fig. 41 Comparaison des vecteurs de déformations totales des deux séries d'essais.

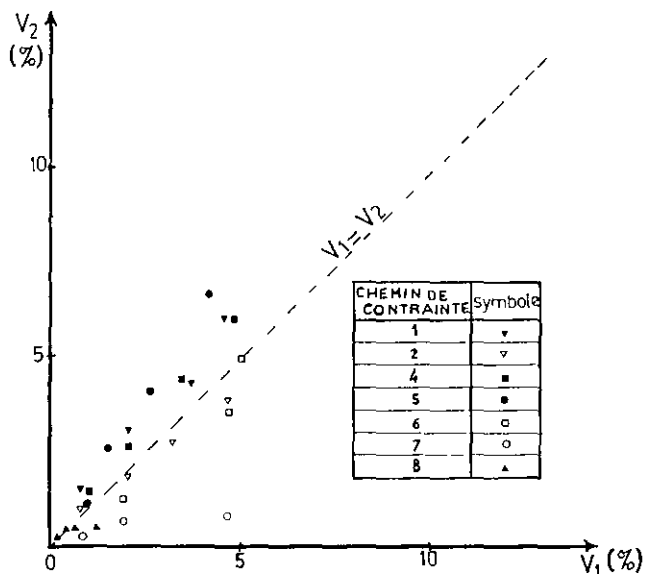


Fig. 42 Comparaison des déformations volumiques totales des deux séries d'essais.

La comparaison d'ensemble montre que le chargement par cycles, par rapport au chargement monotone croissant, n'exerce pas d'effet systématique, constant et clairement apparent.

Une modélisation basée sur le principe de superposition des effets des chargements (et des déchargements) sur les déformations élastiques (réversibles) et de fluage (donc différées et irréversibles) a donc été tentée (chap. IV).

#### III.4 ANALYSE DES COMPOSANTES REVERSIBLES DES DEFORMATIONS SUBIES PAR LES EPROUVETTES DE LA PREMIERE SERIE

La recouvrance, c'est-à-dire la diminution des déformations résultant du déchargement des éprouvettes de la première série après chaque palier de chargement, est représentée sur les figures 29 à 32 relatives aux chemins de déformation de ces éprouvettes.

Les petits arcs de courbes compris entre la fin d'un palier de chargement et le début du suivant montrent que la recouvrance est petite. Ces arcs sont en général des segments de droite dont la pente est proche de la valeur 2/3 caractéristique des chemins de déformation uniquement axiaux (les déformations radiales mesurées sont nulles).

En fait, ces déformations sont petites, si bien que les erreurs commises sur les déformations radiales (annexe A), sont du même ordre de grandeur que les mesures pour les premiers paliers de chargement.

D'autre part, le changement de sens de la variation de déformation entraîne un rattrapage de jeu sur les colliers montés sur chaque éprouvette. Bien que, par construction, le jeu soit minime, il n'est pas nul et perturbe la mesure.

Les figures 43 et 44 récapitulent, en fonction des composantes volumiques et déviatoriques des chargements appliqués, les valeurs des coefficients d'irréversibilité volumique et déviatorique, c'est-à-dire des rapports des incréments de déformations non recouvrables aux incréments de déformations totales provoquées par chacun des paliers de chargement.

La valeur moyenne de ces coefficients est de l'ordre de 0,8.

Il est intéressant de noter que le passage du domaine surconsolidé au domaine normalement consolidé (le franchissement de la courbe d'état limite initiale) ne s'accompagne pas d'un changement significatif de la valeur du coefficient d'irréversibilité.

Le domaine limité par la courbe d'état limite est pourtant considéré dans les modélisations classiques du type CAM-CLAY et de ses dérivés comme un domaine élastique.

Les raisons de cette importante divergence peuvent être de deux types.

1 - Les essais réalisés sont des essais de fluage. Les déformations qui se sont développées entre 1 jour (durée classique des chargements oedométriques) et la fin des paliers, c'est-à-dire 5 à 8 j, représentent une fraction très importante des déformations totales ; elles sont quasiment irréversibles. La figure 45 illustre cet effet du temps pour le cas de la compression oedométrique (chemin 3).

Dans le domaine surconsolidé, la courbe de compressibilité instantanée est représentée dans le diagramme semi-logarithmique par une droite de pente  $C_s$  et, dans le domaine normalement consolidé, par une droite de pente  $C_c$ .

D'après l'analyse de BJERRUM (1967), la durée d'application de la charge transforme la courbe de compressibilité en courbes parallèles situées d'autant plus loin sous la courbe instantanée que la durée d'application de la charge est grande.

En cas de déchargement, l'éprouvette gonfle et la courbe de gonflement est approximativement parallèle à la droite de pente  $C_s$  : le rapport "déformation irréversible sur déformation totale" augmente donc avec le temps, que la charge appliquée excède l'état limite (la contrainte de préconsolidation) ou non.

2 - L'argile de Cubzac-les-Ponts est légèrement surconsolidée et sa structure, qui contient beaucoup de matières organiques, ne se transforme pas aussi brutalement que les argiles sensibles du Canada étudiées par WONG et MITCHELL (1975) et TAVENAS et al. (1978), lorsque la contrainte de préconsolidation est dépassée. Par conséquent, un cycle de chargement-déchargement appliqué en deçà de la contrainte de préconsolidation s'accompagne d'une recouvrance incomplète.

Sur la figure 46 sont représentées les déformations de recouvrance élastique ayant pour origine le point de coordonnées  $(p', q)$  caractéristique du chargement appliqué au cours du palier puis retiré.



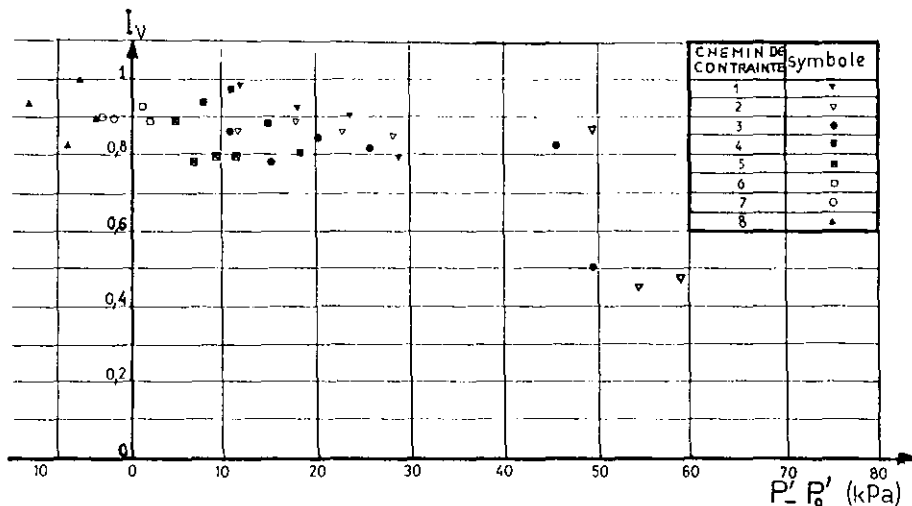


Fig. 43 Variation du coefficient d'irréversibilité volumique en fonction de la contrainte moyenne effective appliquée.

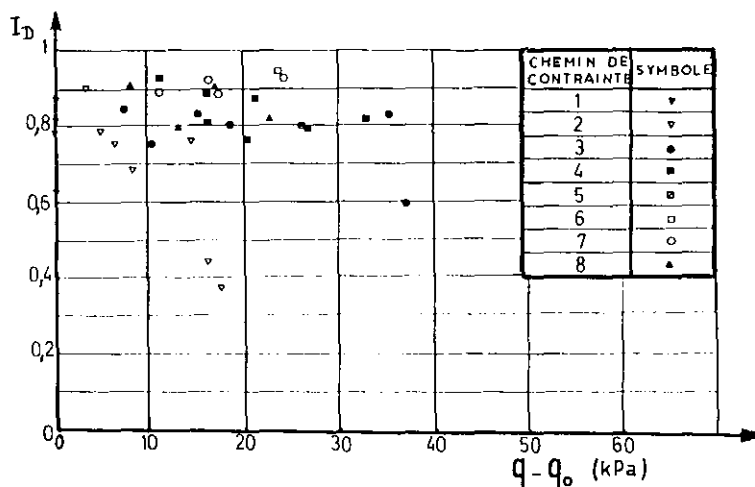


Fig. 44 Variation du coefficient d'irréversibilité déviatorique en fonction du déviateur appliqué.

On remarque que ces vecteurs ont une direction privilégiée, de pente proche de la valeur 2/3 (déformations radiales nulles), pour une raison explicitée plus haut. Pour un chemin de chargement donné, l'amplitude de ces vecteurs croît approximativement linéairement avec l'amplitude des charges. Une modélisation de ces déformations de recouvrance pourra donc être envisagée au chapitre suivant, à l'aide d'un modèle élastique anisotrope linéaire.

Il est vraisemblable que la durée du chargement exerce une influence sur la réversibilité des déformations. Les travaux effectués par MESCHYAN (1967) et par MITCHELL et MAC CONNELL

(1965) ont montré sur des argiles reconstituées que l'irréversibilité des déformations, exprimée par le pourcentage de la déformation totale que représentent les déformations irréversibles, augmentait avec le temps.

Sur des argiles non remaniées, donc insensibles a priori à des phénomènes de reconstitution thixotropique, la diminution est moins sensible. En valeur absolue, les déformations de recouvrance peuvent être considérées comme beaucoup moins décroissantes, le taux d'irréversibilité étant dû essentiellement à l'augmentation des déformations de fluage (viscoplastiques).

Les déformations de recouvrance sont fonction du temps ; elles sont en fait visco-élastiques. Les figures 47 et 48 montrent respectivement, pour chacun des paliers du chemin de chargement n°2, les déformations volumiques et déviatoriques de l'éprouvette 2 en fonction du temps. Les figures 49 et 50 fournissent les mêmes résultats pour le chemin de chargement numéro 5, appliqué à l'éprouvette 5. Aux erreurs de mesure près, les déformations sont stabilisées après 2.000 minutes environ. Cette durée est donc courte par rapport à celle des paliers de chargement ou de déchargement. Dans la modélisation du comportement de l'argile de Cubzac développée au chapitre suivant, la déformation de recouvrance sera considérée comme instantanée et égale à la déformation élastique initiale (au moment du chargement).

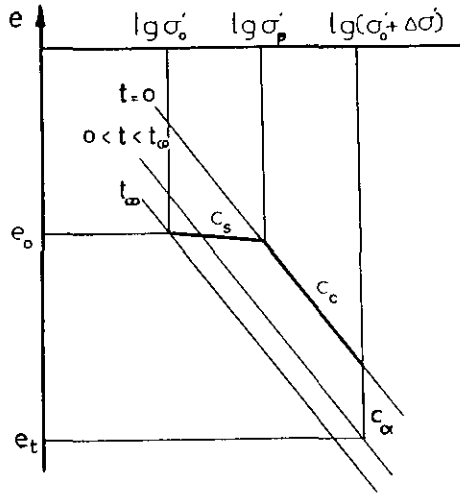


Fig. 45 Schéma de BJERRUM.

### III.5 ANALYSE DES COMPOSANTES IRREVERSIBLES DES DEFORMATIONS

Cette analyse porte sur le fluage de l'argile de Cubzac-les-Ponts, c'est-à-dire la partie différée des déformations non recouvrable au déchargement.

La détermination des coefficients d'irréversibilité au paragraphe 4 précédent a montré que cette partie de la déformation représentait

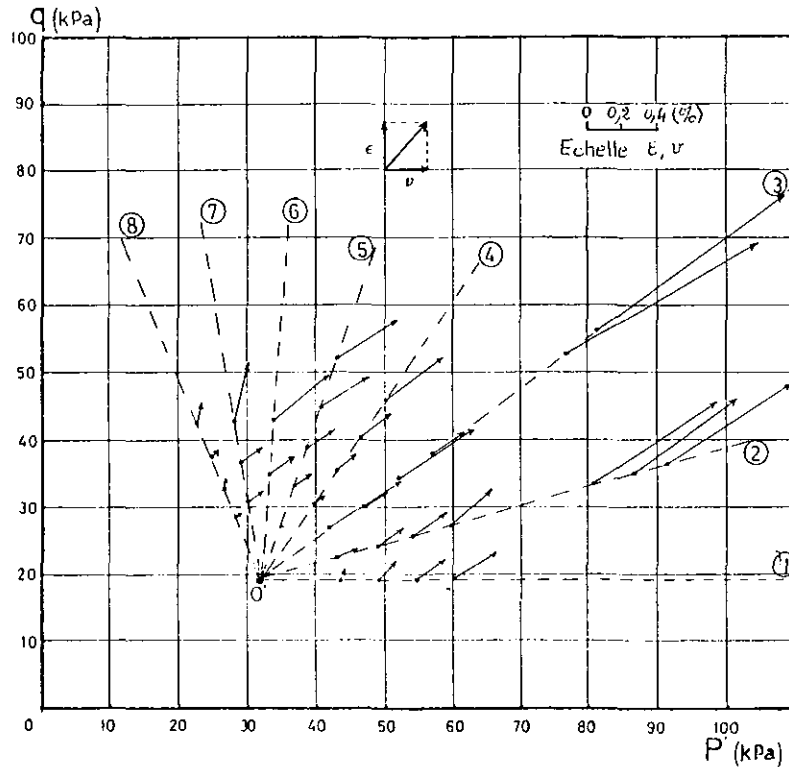


Fig. 46 Vecteurs de déformation de recouvrance élastique.

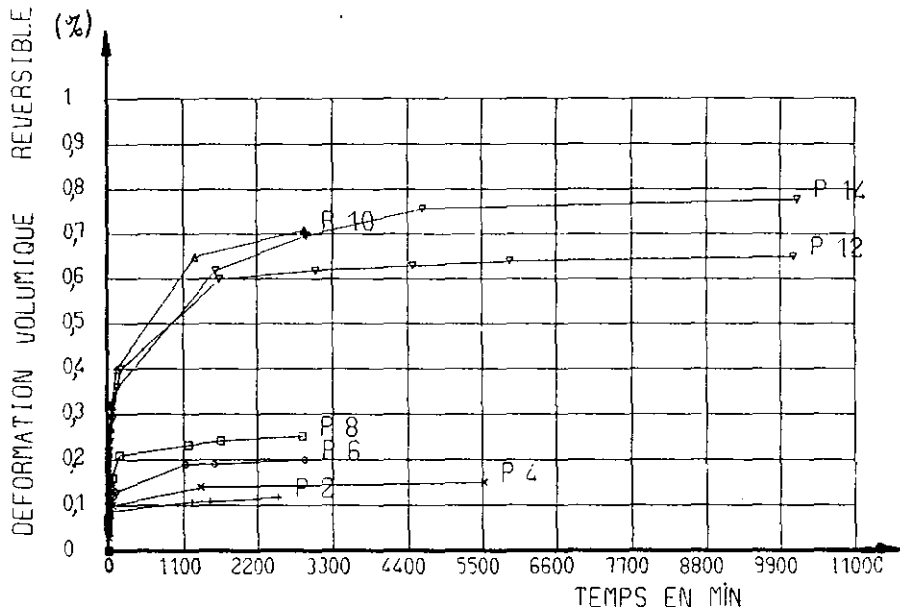


Fig. 47 Evolution des déformations volumiques de recouvrance de l'éprouvette 2 en fonction du temps, pour les paliers de déchargement P2 à P14.

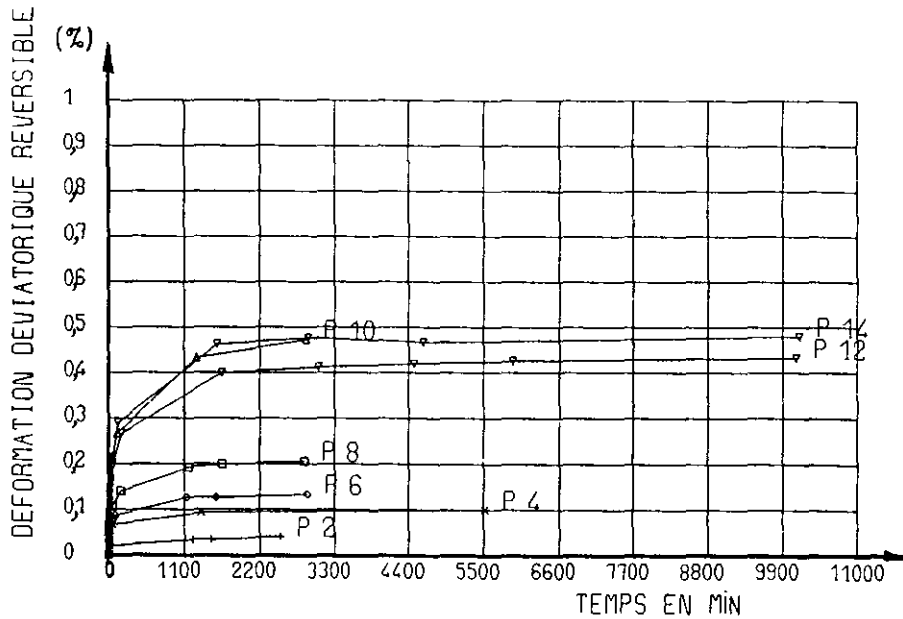


Fig. 48 Evolution des déformations déviatoriques de recouvrance de l'éprouvette 2 en fonction du temps, pour les paliers de déchargement P2 à P14.

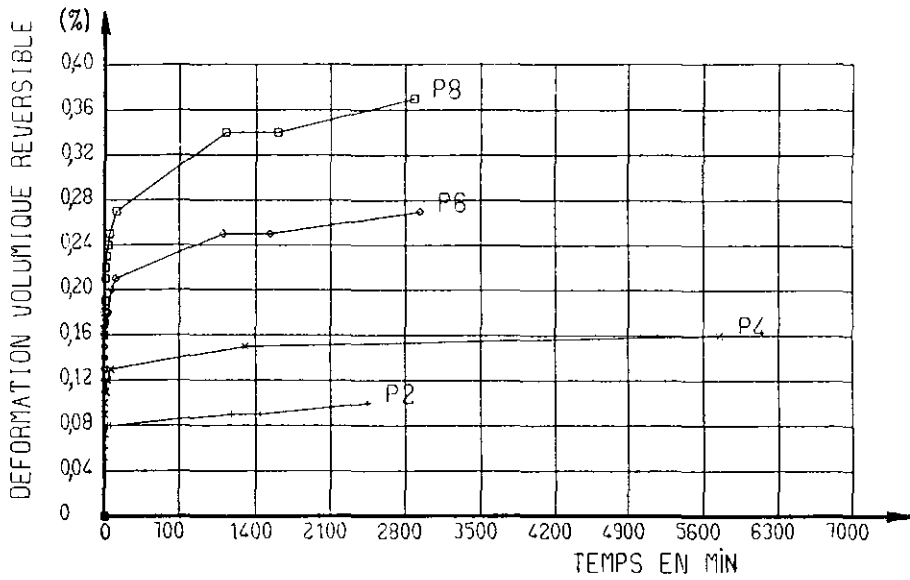


Fig. 49 Evolution des déformations volumiques de recouvrance de l'éprouvette 5 en fonction du temps, pour les paliers de déchargement P2 à P8.

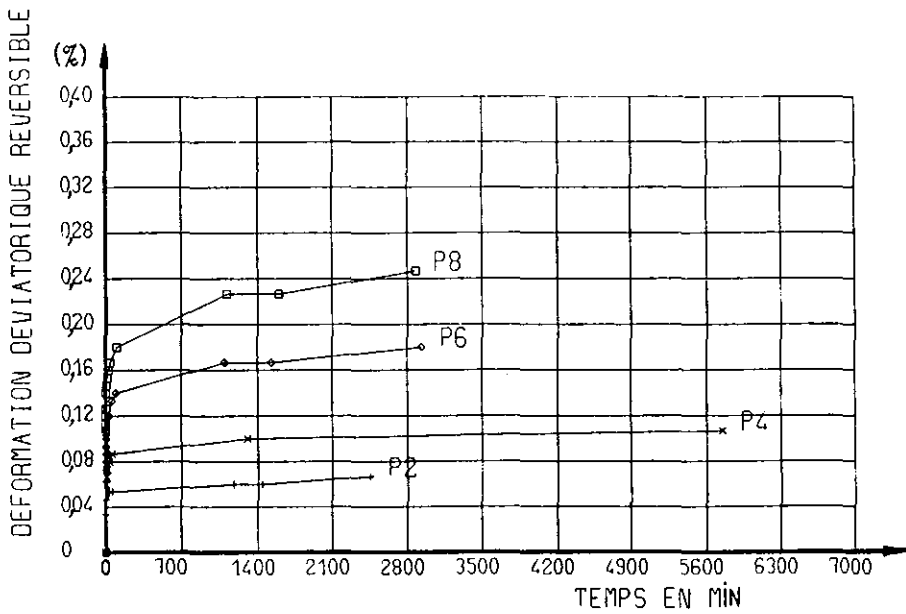


Fig. 50 Evolution des déformations déviatoriques de recouvrance de l'éprouvette 5 en fonction du temps, pour les paliers de déchargement P2 à P8.

en moyenne, au cours des essais de la première série, 80 % des déformations totales.

Déduction faite de la déformation recouvrable au déchargement, la figure 51 représente les incréments de déformation de fluage par des vecteurs issus, dans le diagramme (p',q), des points caractéristiques des chargements appliqués au cours de chaque palier.

La figure 52 représente les incréments de déformations totales enregistrés au cours de la deuxième série d'essais dans le même repère et les compare aux déformations de fluage de la première série.

On constate, bien que la partie recouvrable des déformations de la deuxième série n'ait pas été soustraite, que les déformations de cette série donnent, à l'hétérogénéité du comportement des éprouvettes près, une image cohérente du fluage du matériau.

Le franchissement de la courbe d'état limite initiale ne se traduit pas par un accroissement sensible du fluage. Ceci confirme l'analyse faite pour les déformations élastiques (recouvrables).

L'amplitude des déformations de fluage (la longueur des vecteurs) n'est pas une fonction linéaire de celle des contraintes appliquées. La modélisation de ces déformations comportera donc nécessairement des relations contraintes-déformations (pour une valeur donnée du temps) non linéaires, ce qui, entre autre, concorde avec les modélisations proposées pour ce type de déformations par SINGH et MITCHELL (1968) ou par MESCHYAN (1967).

A l'exception des paliers de charge des chemins de contraintes 6, 7 et 8, situés sur la courbe d'état critique ou à son voisinage, on remarque que la direction des vecteurs de fluage (rapport des déformations déviatoriques aux déformations volumiques) est pour chaque chemin de chargement approximativement constante et ne change pas au franchissement de la courbe d'état limite initiale.

A l'approche de la rupture (palier au voisinage ou sur la courbe d'état critique), les déformations déviatoriques se développent très rapidement et la pente des vecteurs ainsi que leur module augmentent.

A cette exception près, la pente des vecteurs, définie exactement par  $\frac{\delta \epsilon^{VP}}{\delta v^{VP}}$  et approximativement par  $\frac{\delta \epsilon}{\delta v}$ , peut être exprimée comme une fonction du paramètre de chargement  $\eta = \delta q / \delta p'$  :

$$\frac{\delta \epsilon}{\delta v} \simeq \frac{\delta \epsilon^{VP}}{\delta v^{VP}} = f(\eta) \quad (55)$$

WONG et MITCHELL (1975) ont effectué des essais drainés sur des chemins de chargement rayonnant avec un paramètre  $\eta$  constant à partir d'un état de reconsolidation donné à la fois en compression et en extension, sur une argile intacte prélevée à Ottawa.

Ces auteurs ont, de la même façon, exprimé la pente du vecteur de déformation plastique en fonction de  $\eta$  (figure 53).

Sur les chemins de chargement 1 à 4, après quatre paliers à l'intérieur de la courbe d'état limite initiale, sur celle-ci puis légèrement au delà, un cinquième palier d'amplitude beaucoup grande a été appliqué pendant la première série, de façon à entrer largement dans le domaine normalement consolidé (figure 27).

Ce palier d'amplitude plus importante a généré instantanément sur ces quatre chemins de fortes pressions interstitielles, qui se sont traduites sur le chemin 3 par des déformations déviatoriques accrues juste après le chargement (elles apparaissent clairement sur le chemin de déformation relatif à ce chemin de chargement, sur la figure 31). Les pressions interstitielles se traduisent par une diminution de  $\delta p' = \delta p - u$  et donc une augmentation de  $\eta$ . Sur le chemin 4, les pressions interstitielles ont été suffisantes pour amener le point de chargement de coordonnées (p',q) sur la courbe d'état critique et entraîner la rupture.

Pour éviter le retour de cet effet indésirable, les paliers de chargement appliqués à la seconde série d'éprouvettes ont tous été de même amplitude. Leur nombre a été porté de 7 à 10 et la durée totale des essais augmentée d'autant.

### III.6 CONCLUSION

Les éprouvettes les plus "déformables" ne sont pas nécessairement celles qui sont les moins compactes (qui ont l'indice des vides initial le plus grand).

Pour un chargement par paliers caractérisé par des accroissements des composantes volumique et déviatorique de l'état de contrainte dans un rapport constant, les déformations déviatorique et volumique évoluent avec le temps et avec les charges appliquées dans une proportion approximativement constante, tant que les contraintes appliquées restent à l'écart de la courbe d'état critique. Celle-ci correspond à la rupture et, à son approche, un développement important des déformations déviatoriques est observé.

Le domaine des contraintes que nous étudierons de manière privilégiée et pour lequel un modèle de comportement sera proposé au chapitre suivant englobe donc le domaine situé sous la courbe d'état critique et nous excluons son voisinage et le fluage tertiaire (rupture par fluage).

Le domaine étudié correspond donc au fluage primaire, et éventuellement secondaire, dont nous avons fourni une définition au chapitre 1.

Le concept d'état limite, très riche pour l'analyse du comportement des argiles sensibles canadiennes, n'est pas directement applicable pour celle des déformations de fluage et de recouvrance de l'argile de Cubzac-les-Ponts soumise à des essais de fluage par paliers.

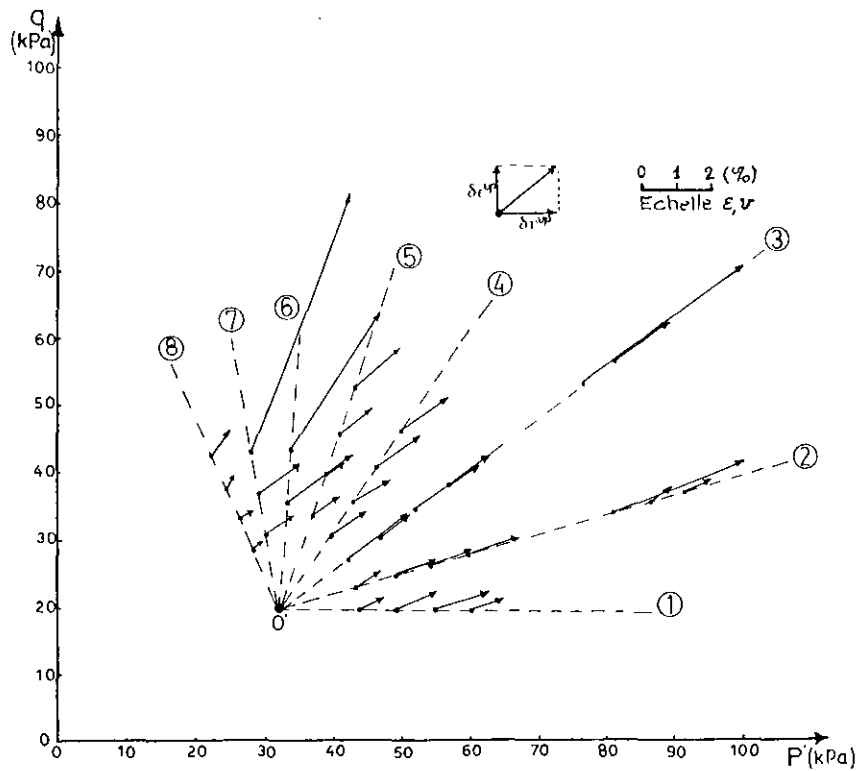


Fig. 51 Vecteurs incréments de déformation de fluage associés aux différents paliers de charges appliqués lors de la première série d'essais.

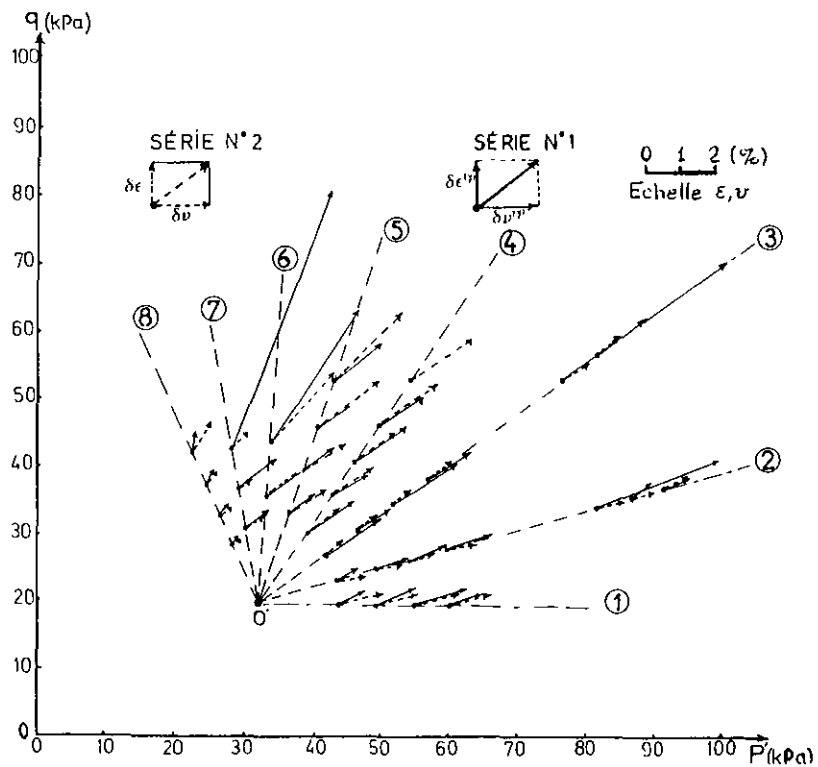


Fig. 52 Comparaison des vecteurs incréments de déformation de fluage de la première série avec les vecteurs incréments de déformation totale de la seconde série.

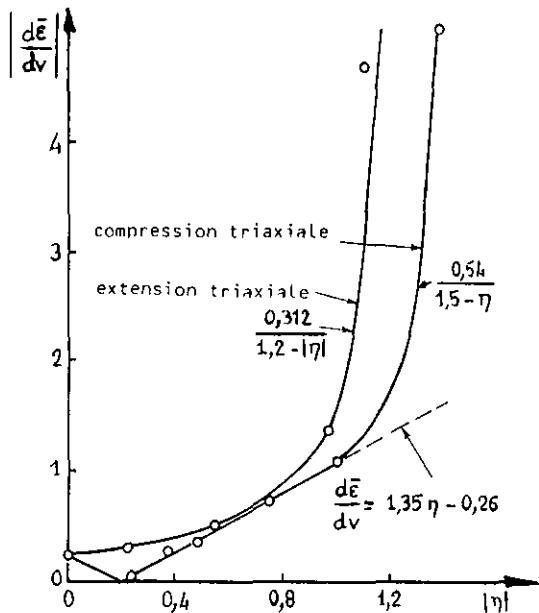


Fig. 53 Variation de la pente du vecteur de déformation plastique en fonction du niveau de contrainte (d'après WONG et MITCHELL, 1975).

Le franchissement de la courbe d'état limite initiale présumée ne se traduit pas par une augmentation sensible de la "déformabilité" des éprouvettes, ce que montre clairement la répartition des courbes d'égale énergie de déformation dont le gradient ne présente pas de valeur maximale au voisinage de cette courbe.

A l'hétérogénéité mécanique près, les éprouvettes des première et deuxième séries, qui ont été soumises les premières à des cycles de "chargement-déchargement", les deuxièmes à des paliers croissant de manière monotone, présentent des déformations totales sensiblement analogues.

Au voisinage de la courbe d'état critique, on constate que les cycles de chargement-déchargement ont activé le fluage tertiaire (les déformations déviatoriques différées mènent à la rupture).

Les déformations de recouvrance élastiques ont une amplitude égale en moyenne à 20 % des déformations totales acquises en fin de palier de chargement. Du fait de leur petitesse, les déformations radiales sont impossibles à mesurer sous les premiers paliers ; leur mesure est perturbée par le rattrapage du jeu dans les bagues de mesure des déformations radiales provoqué par le changement de sens de variation de celles-ci au cours du cycle de chargement. Il reste toutefois que les déformations de recouvrance sont, dans le domaine de chargement étudié, fonction linéaire des contraintes appliquées.

Les déformations de fluage, c'est-à-dire la part des déformations différées non recouvrables à la décharge, se caractérisent par un rapport "déformation déviatorique sur déformation volumique" sensiblement constant sur chacun des chemins de contraintes appliqués. L'amplitude de ces déformations est une fonction non linéaire des contraintes appliquées.

A partir de cette analyse qualitative des résultats d'essais, nous allons proposer au chapitre IV un modèle de comportement viscoélastique susceptible de décrire les déformations de l'argile de Cubzac-les-Ponts soumise à des essais de fluage par paliers caractérisés par un paramètre de chargement  $\eta = \delta q / \delta p$ , constant constant dans le domaine de contrainte sous critique.

## UN MODELE VISCO-ELASTIQUE DU COMPORTEMENT DE L'ARGILE DE CUBZAC-LES-PONTS SOUMISE A DES ESSAIS TRIAXIAUX DE FLUAGE

### IV.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on se propose de formuler et de déterminer les paramètres d'un modèle capable de simuler les déformations mesurées lors des essais de fluage que nous avons réalisés sous cycle de chargement-déchargement et sous paliers croissants de chargement. La validité du modèle et son domaine d'application seront étudiés.

Celui-ci est, a priori, limité aux charges situées largement en deçà de la rupture, qui doivent en principe conduire à des déformations de fluage de type primaire ou à la rigueur secondaire, c'est-à-dire à des vitesses de déformation régulièrement décroissantes dans le temps.

Dans le diagramme des contraintes ( $p'$ ,  $q$ ), les points caractéristiques des chargements pour lesquels le modèle sera opérant sont situés sous la droite de Mohr-Coulomb, qui caractérise la courbe d'état critique de l'argile de Cubzac.

Ce type de modèle peut donc présenter de l'intérêt pour la partie de la mécanique des sols qui s'intéresse au calcul des déformations et à leur évolution dans le temps, par opposition aux modèles de fluage qui s'intéressent à la rupture à long terme et qui prédisent le temps de rupture et les vitesses de fluage qui y mènent.

Il aura les caractéristiques essentielles du comportement observé au cours des essais :

1 - Pour un chemin de chargement caractérisé par des accroissements proportionnels des composantes  $p'$  et  $q$ , donc des contraintes principales  $\sigma'_1$  et  $\sigma'_3$ , les composantes déviatorique et volumique des déformations évoluent elles-mêmes, en fonction du temps et des contraintes, dans un rapport constant.

2 - Les déformations de fluage s'amortissent très lentement. Après 7 à 10 jours, durée habituelle des paliers de chargement, les vitesses de déformation sont encore importantes. Un effet différé des chargements antérieurs doit donc être pris en compte lorsqu'il s'agira de modéliser les déformations différées sous un palier donné. Les modèles qui en sont capables sont dits habituellement "héréditaires".

3 - Les relations entre déformations de recou-

vrance et contraintes appliquées au cours des cycles de chargement-déchargement sont linéaires pour un chemin de contraintes donné.

4 - La linéarité des déformations recouvrables et la non linéarité des déformations non recouvrables font que le concept d'état limite, défini comme la limite d'un domaine élastique au delà duquel les déformations sont essentiellement plastiques, n'a pas été retenu dans le modèle envisagé pour l'analyse des essais de fluage sur l'argile de Cubzac-les-Ponts.

5 - Le comportement de cette argile, comme celui de toutes les argiles naturelles non remaniées, est anisotrope. Etant donné les conditions de sédimentation in situ, on peut admettre que le matériau est orthotrope de révolution et que l'axe d'orthotropie est l'axe vertical des éprouvettes soumises aux essais de fluage. Le modèle présenté possèdera cette propriété.

Nous présenterons tout d'abord la forme générale du modèle, basée sur une décomposition de la déformation en un terme élastique instantané et en un terme visqueux. Ensuite, nous déterminerons les paramètres caractéristiques des déformations élastiques et nous confronterons la modélisation aux déformations de recouvrance observées. Enfin, la fonction "mesure de fluage" et les fonctions de contraintes capables de décrire l'ensemble des déformations visqueuses seront déterminées. Ceci étant établi, une confrontation de l'ensemble des résultats expérimentaux et de la simulation par le modèle sera présentée.

### IV.2 ANALYSE DU COMPORTEMENT D'UN MATERIAU VISQUEUX SOUS UN CYCLE DE CHARGEMENT-DECHARGEMENT

#### IV.2.1 Caractéristiques générales

La figure 54 représente la déformation en fonction du temps d'un matériau soumis à un chargement constant, appliqué en un temps infiniment court puis retiré dans les mêmes conditions.

En concomitance avec le chargement, se développe une déformation instantanée élastoplastique (partie OA de la courbe de déformation) ; ensuite se produisent des déformations visqueuses ou retardées, dont la vitesse ini-



tiale est infinie par continuité avec la déformation instantanée (arc AB de la courbe).

A l'instant précis du déchargement, on observe une déformation instantanée (segment BC) dont l'amplitude est égale à la composante élastique de la déformation instantanée initiale, puis se développe une déformation élastique retardée (arc CD), qui amène asymptotiquement la déformation finale vers la déformation résiduelle  $\epsilon_r$ . La vitesse de recouvrement est également infinie au moment du déchargement.

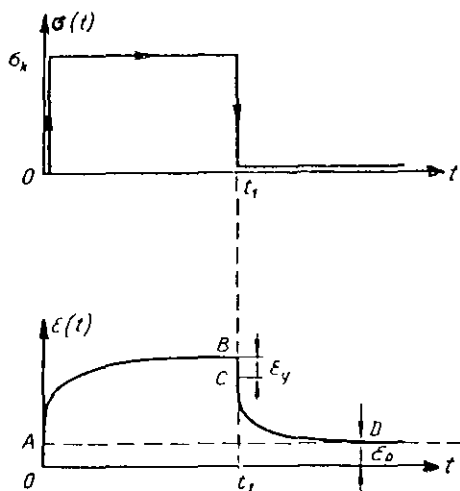


Fig. 54 Evolution de la déformation pendant un cycle de chargement-déchargement.

La différence entre la déformation retardée et le recouvrement retardé représente le fluage du matériau durant la période de déchargement. La connaissance des différentes déformations au chargement et au déchargement permet théoriquement de décomposer la déformation atteinte au temps  $t$  de fin de chargement en quatre termes :

$$\epsilon(t) = \epsilon_e + \epsilon_p + \epsilon_{vr}(t) + \epsilon_f(t) ; \quad (56)$$

$\epsilon_e$  est la déformation élastique instantanée, égale au recouvrement instantané.

$\epsilon_p$  est la déformation plastique instantanée, égale à la différence entre la déformation instantanée et le recouvrement instantané  $\epsilon_e$ .

$\epsilon_{vr}$  est la déformation visqueuse réversible définie par la déformation de recouvrement retardée. Cette composante est nécessairement amortie et se modélise à l'aide d'une fonction du temps à asymptote horizontale.

Enfin,  $\epsilon_f$  est la déformation de fluage ou visqueuse irréversible, déterminée par différence entre la déformation retardée au chargement et le recouvrement retardé. Cette déformation peut être amortie ou tendre vers l'infini avec la

durée de chargement, suivant le niveau de contrainte appliqué.

La déformation résiduelle est égale à

$$\epsilon_r = \epsilon_p + \epsilon_f(t_0) \quad (57)$$

La mesure des composantes de la déformation pose quelques problèmes pratiques ; en particulier, l'amplitude des déformations instantanées dépend de l'appareillage de mesure et de son temps de réponse : plus celui-ci est court, plus la déformation définie comme "instantanée" sera petite. D'autre part, dans le cas de matériaux vieillissants dont les caractéristiques visqueuses varient avec l'âge, il est certain que l'amplitude du recouvrement retardé ne dépend pas uniquement de celle de la déformation retardée au chargement, mais aussi de l'âge du matériau au moment du déchargement.

#### IV.2.2 Hypothèses retenues pour la modélisation des déformations de l'argile de Cubzac-Ponts mesurées au cours des deux séries d'essais.

Malgré le caractère schématique de la décomposition de la déformation proposée précédemment, celle-ci, appliquée à la compression triaxiale d'éprouvettes de sol, est encore trop complexe. Nous allons présenter quelques hypothèses simplificatrices, qui sont justifiées par les caractéristiques du comportement observé au cours des deux séries d'essais et analysées au chapitre précédent :

- les recouvrements observés représentent en moyenne moins de 20 % des déformations en fin de chargement,
- le recouvrement est en grande partie acquis dans les premières heures qui suivent le déchargement et se stabilise ensuite.

Nous supposons donc, pour la modélisation tridimensionnelle du comportement des éprouvettes soumises à des compressions triaxiales, que :

- le recouvrement est instantané, donc que, quelle que soit la durée du déchargement,  $\epsilon_{vr}(t)$  reste petit et négligeable devant  $\epsilon_e$  ;
- la déformation instantanée au chargement est entièrement élastique, c'est-à-dire que  $\epsilon_p$  est petit devant  $\epsilon_e$ .

Par conséquent, la décomposition se réduit à :

$$\epsilon(t) = \epsilon_e + \epsilon_f(t) \quad .$$

Dans le cas d'un comportement élastique linéaire et visqueux newtonien (à viscosité constante), le modèle proposé est celui de Maxwell, schématisé sur la figure 55.

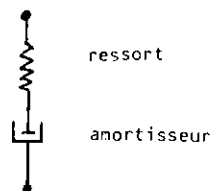


Fig. 55 Modèle de MAXWELL

Il convient maintenant de généraliser ce modèle à trois dimensions et d'introduire les non linéarités qui permettront de décrire avec davantage de précision le comportement observé.

### IV.3. FORME GENERALE DU MODELE PROPOSE

#### IV.3.1 Rappel sur les modèles visco-élastiques héréditaires

Ces modèles, comme celui de MAXWELL présenté sur la figure 55, relèvent de la théorie du fluage héréditaire de BOLTZMANN (1876) et sont pour cette raison appelés boltzmanniens.

Cette théorie est basée sur le principe de superposition. Soit une charge  $\sigma(\tau)$  appliquée au temps  $\tau$  durant un intervalle de temps  $\Delta\tau$  court. Ultérieurement, au temps  $t - \tau$  grand devant  $\Delta\tau$ , elle provoque une déformation retardée égale à :

$$\varepsilon(t) = K(t-\tau) \cdot \sigma(\tau) \cdot \Delta\tau \quad (58)$$

$K(t)$  est la fonction d'influence caractéristique de la visco-élasticité du corps.

Si non pas une, mais une série de charges  $\sigma_i(\tau_i)$  sont appliquées à des dates  $\tau_i$  différentes durant des intervalles de temps  $\Delta\tau_i$  courts, les déformations qu'elles provoquent au temps  $t$  s'additionnent ; il convient de plus de leur ajouter la déformation élastique instantanée due à la charge  $\sigma(t)$  appliquée au temps  $t$  :

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E} + \sum_{i=1}^n K(t-\tau_i) \sigma(\tau_i) \Delta\tau_i \quad (59)$$

Lorsque le chargement évolue suivant la fonction  $\sigma(\tau)$  entre les temps 0 et  $t$ , la déformation devient :

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E} + \int_0^t K(t-\tau) \sigma(\tau) d\tau \quad (60)$$

Sous une charge unité maintenue constante entre  $\tau = 0$  et  $t$ , on a

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{E} + \int_0^t K(t-\tau) d\tau = \frac{1}{E} + \int_0^t K(\tau) d\tau \quad (61)$$

$C(t) = \int_0^t K(\tau) d\tau$  représente donc la déformation retardée du modèle, qui est fournie par un simple essai de fluage sous charge constante. Au cours d'un tel essai :

$$\dot{\varepsilon}(t) = \dot{C}(t) = \frac{dC(t)}{dt}$$

La théorie du fluage héréditaire peut être généralisée aux matériaux non linéaires (RABOTNOV, 1948) :

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{E} f[\sigma(t)] + \int_0^t K(t-\tau) f[\sigma(\tau)] d\tau \quad (62)$$

où  $f[\sigma]$  est la fonction de contrainte caractéristique de la relation contrainte-déformation mesurée au temps  $t_0$  donné. En effet, pour une telle contrainte  $\sigma_0$  :

$$\varepsilon(t_0) = f[\sigma_0] \cdot \left[ \frac{1}{E} + C(t_0) \right] \quad (63)$$

Les équations unidimensionnelles précédentes se généralisent facilement à des équations tensorielles de comportement entre les contraintes et les déformations d'un solide à 3 dimensions. Le solide sera dans un premier temps supposé isotrope.

FLORIN (1961) a proposé pour les sols les équations (64) et (65) liant respectivement les composantes normales et tangentielles des contraintes et des déformations. Il a supposé que le coefficient de POISSON  $\nu$  est constant et identique pour les composantes élastiques instantanée et retardée.  $E$  est le module d'YOUNG instantané et  $\int_0^t K(\tau) d\tau = C(t)$  est la mesure de fluage caractéristique du fluage en compression simple du sol :

$$\varepsilon_{ii}(t) = \frac{1}{E} \sigma_{ii}(t) - \frac{\nu}{E} [\sigma_{jj}(t) + \sigma_{kk}(t)] + \int_0^t K(t-\tau) [\sigma_{ii}(\tau) - \nu(\sigma_{jj}(\tau) + \sigma_{kk}(\tau))] d\tau \quad (64)$$

et :

$$\varepsilon_{ij}(t) = \frac{2(1+\nu)}{E} \sigma_{ij}(t) + 2(1+\nu) \int_0^t K(t-\tau) \sigma_{ij}(\tau) d\tau \quad (65)$$

Si l'on écrit le produit de convolution sous la forme suivante :

$$\int_0^t K(t-\tau) \sigma(\tau) d\tau = \int_0^t K(\tau) \sigma(t-\tau) d\tau = K(t) \otimes \sigma(t)$$

les formules (64) et (65) peuvent se résumer sous la forme matricielle :

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{11}(t) \\ \varepsilon_{22}(t) \\ \varepsilon_{33}(t) \\ \varepsilon_{12}(t) \\ \varepsilon_{13}(t) \\ \varepsilon_{21}(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E - \nu/E - \nu/E & & & & & \\ -\nu/E & 1/E - \nu/E & & & & \\ -\nu/E & -\nu/E & 1/E & & & \\ & & & \frac{2(1+\nu)}{E} & & \\ & & & & \frac{2(1+\nu)}{E} & \\ & & & & & \frac{2(1+\nu)}{E} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_{11}(t) \\ \sigma_{22}(t) \\ \sigma_{33}(t) \\ \sigma_{12}(t) \\ \sigma_{13}(t) \\ \sigma_{21}(t) \end{bmatrix} \quad (66)$$

qui s'écrit plus simplement :

$$\{\varepsilon(t)\} = (1 + EK(t) \otimes) [\xi(E, \nu)] \{\sigma(t)\} \quad (67)$$

où  $[\xi(E, \nu)]$  est la matrice d'élasticité linéaire isotrope caractérisée par les paramètres  $E$  et  $\nu$  (FLORIN, 1961), et où le symbole  $\otimes$  représente le produit de convolution.

Dans le modèle précédent, les modules élastiques instantanés de compressibilité  $K$  et de cisaillement  $G$  sont proportionnels au module d'YOUNG  $E$  suivant les relations classiques :

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad \text{et} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (68)$$

et les mesures de fluage caractéristiques de la compression simple  $C(t)$ , de la compression isotrope  $B(t)$  et du cisaillement  $S(t)$  sont de la même forme mathématique et liées par des relations de proportionnalité analogues :

$$\begin{aligned} B(t) &= 3(1-2\nu) C(t) \\ S(t) &= 2(1+\nu) C(t) \end{aligned} \quad (69)$$

Dans un cas plus général, on peut supposer que le coefficient de POISSON est constant pour les composantes élastiques instantanées et retardées, mais qu'il possède une valeur  $\nu_1$  pour les premières et  $\nu_2$  pour les secondes.

L'équation matricielle (67) s'écrit alors :

$$\{\varepsilon(t)\} = \left[ \xi(E, \nu_1) + EK(t) \otimes \xi(E, \nu_2) \right] \{\sigma(t)\} \quad (70)$$

Les relations classiques (68) font intervenir le coefficient  $\nu_1$  et les relations (69) le coefficient  $\nu_2$ .

Pour être plus général encore, on peut supposer que les mesures de fluage  $C(t)$ ,  $B(t)$  et  $S(t)$  ne sont pas proportionnelles et que le coefficient de Poisson relatif aux composantes retardées des déformations est lui-même une fonction du temps ; l'équation matricielle (67) devient :

$$\{\varepsilon(t)\} = \left[ \xi(E, \nu_1) + EK(t) \xi[E, \nu(t)] \otimes \right] \{\sigma(t)\} \quad (71)$$

Enfin, il est possible d'abandonner l'hypothèse de la linéarité des relations contraintes-déformations et donc de généraliser aux solides à trois dimensions l'équation de RABOTNOV (1948), et même de supposer que ces relations ne sont pas identiques pour les composantes élastiques instantanées et différées :

$$\{\varepsilon(t)\} = \left[ \xi(E, \nu_1) \right] \{f[\sigma(t)]\} + EK(t) \left[ \xi[E, \nu(t)] \right] \{g[\sigma(t)]\} \quad (71)$$

Pour simuler les résultats des essais de fluage en compression triaxiale sur l'argile de Cubzac-les-Ponts, nous avons choisi un modèle relevant de la théorie du fluage héréditaire, qui nous assure de la prise en compte des effets différés des paliers de chargement antérieurs sur les déformations observées sous les paliers suivants. L'analyse qualitative des résultats d'essais que nous avons présentée au chapitre III nous conduit :

à choisir une relation contrainte-déformation élastique instantanée linéaire. La fonction  $f[\sigma(t)]$  dans (71) se réduit à  $\sigma(t)$  ;

à prendre en compte l'orthotropie de révolution du comportement mécanique des éprouvettes ;

à choisir les fonctions caractéristiques du fluage de façon à simuler le développement proportionnel des déformations volumiques et déviatoriques au cours d'un chargement où les composantes volumiques et déviatoriques de l'état de contraintes évoluent elles-mêmes proportionnellement.

#### IV.3.2 Prise en compte dans le modèle de l'orthotropie de révolution du matériau

Les relations entre contraintes et déformations d'un matériau élastique linéaire orthotrope de révolution dépendent de cinq paramètres indépendants (LEKHNITSKIJ, 1963).

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{12} \\ \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{23} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_v} - \frac{\nu_{11}}{E_h} - \frac{\nu_{11}}{E_h} & & & & & \\ -\frac{\nu_{11}}{E_v} & \frac{1}{E_h} - \frac{\nu_{11}}{E_h} & & & & \\ -\frac{\nu_{11}}{E_v} & -\frac{\nu_{11}}{E_h} & \frac{1}{E_h} & & & \\ & & & \frac{1}{G_{vh}} & & \\ & & & & \frac{1}{G_{vh}} & \\ & & & & & \frac{1}{G_{hh}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{bmatrix} \quad (72)$$

Dans la relation (72) :

$E_v$  est le module d'YOUNG dans la direction verticale 1, qui est l'axe d'orthotropie,

$E_h$  est le module d'YOUNG dans une direction horizontale quelconque du plan défini par les axes 2 et 3 ;

$G_{vh}$  est le module de cisaillement liant la déformation de cisaillement et contrainte de cisaillement dans un plan vertical contenant l'axe d'orthotropie ;

$G_{hh}$  est le module de cisaillement dans un plan horizontal ;

$\nu_{31}$  est le coefficient de Poisson qui définit le rapport entre la déformation suivant l'axe vertical 1 et la déformation suivant un axe horizontal, créées par une contrainte normale appliquée suivant un axe horizontal ;

$\nu_{13}$  est le coefficient de Poisson qui définit le rapport entre la déformation suivant un axe horizontal et la déformation suivant l'axe vertical 1, créées par une contrainte normale appliquée suivant l'axe vertical 1 ;

$\nu_{33}$  est le coefficient de Poisson qui caractérise l'effet d'une contrainte horizontale sur la déformation horizontale dans la direction perpendiculaire dans le même plan horizontal.

Ces paramètres se réduisent à 5 car :

$$G_{hh} = \frac{E_h}{2(1 + \nu_{33})}$$

et des considérations d'énergie permettent d'écrire que :

$$\frac{\nu_{13}}{E_v} = \frac{\nu_{31}}{E_h}$$

Par commodité d'écriture, nous réduisons la relation (72) au cas particulier des états de contraintes et déformations triaxiaux de révolution (où  $\epsilon_{ij} = \sigma_{ij} = 0$  pour  $i = j$  et où  $\sigma_{22} = \sigma_{33} = \sigma_3$  et  $\epsilon_{22} = \epsilon_{33} = \epsilon_3$ ), soit :

$$\begin{bmatrix} \epsilon_1 \\ \epsilon_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_v} & -\frac{2\nu_{13}}{E_v} \\ \frac{\nu_{13}}{E_v} & \frac{1-\nu_{33}}{E_h} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_3 \end{bmatrix}$$

Il apparaît donc que des essais triaxiaux sur des éprouvettes taillées verticalement (suivant l'axe d'orthotropie) ne permettent de mesurer que trois grandeurs faisant intervenir les paramètres d'élasticité orthotrope de révolution, soit  $E_v$ ,  $\nu_{13}$  et  $E_h/(1-\nu_{33})$ .

PIYAL (1983) a étudié les cinq paramètres d'élasticité anisotrope de l'argile de Cubzacles-Ponts en exécutant des essais triaxiaux sur éprouvettes taillées verticalement, horizontalement et obliquement.

La compression triaxiale d'un matériau orthotrope de révolution qui satisfait aux hypothèses de la théorie du fluage héréditaire s'exprime par les équations suivantes, qui généralisent les équations (71) :

$$\begin{bmatrix} \epsilon_1 \\ \epsilon_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_{v,e}} & -\frac{2\nu_{13,e}}{E_{v,e}} \\ -\frac{\nu_{13,e}}{E_{v,e}} & \frac{1-\nu_{33,e}}{E_{h,e}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_3 \end{bmatrix} + K(t) \begin{bmatrix} 1 & -2\nu_{13,f} \\ -\nu_{13,f} & \frac{E_{v,f}(1-\nu_{33,f})}{E_{h,f}} \end{bmatrix} \otimes \begin{bmatrix} g_1[\sigma_1(t)] \\ g_2[\sigma_3(t)] \end{bmatrix} \quad (73)$$

où la composante élastique instantanée est supposée linéaire et l'indice e est relatif aux paramètres instantanés et l'indice f aux paramètres de viscosité.

#### IV.3.3 Prise en compte du développement proportionnel des déformations volumiques et déviatoriques au cours d'un chargement où composantes déviatoriques et volumiques croissent elles-mêmes proportionnellement

Les chemins de chargement qui ont été utilisés au cours des essais de fluage réalisés sont définis par le rapport

$$\eta = \frac{q}{p'} = \frac{3(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}$$

Les contraintes principales  $\sigma'_1$  et  $\sigma'_3$  évoluent elles-mêmes proportionnellement et

$$\sigma'_3 = \alpha \sigma'_1$$

$$\text{avec } \alpha = \frac{3 - \eta}{3 + 2\eta}$$

Dans ce cas, la déformation volumique élastique est égale à

$$v^e = \epsilon_1^e = 2 \epsilon_3^e$$

$$v^e = M_{v,e} \cdot \sigma'_1(t)$$

avec

$$M_{v,e} = \frac{1}{E_{v,e}} - \frac{2\nu_{13,e}}{E_{v,e}} - \alpha \left( \frac{2\nu_{13,e}}{E_{v,e}} - \frac{2(1-\nu_{33,e})}{E_{h,e}} \right)$$

et la déformation déviatorique élastique à

$$\epsilon^e = \frac{2}{3} (\epsilon_1^e - \epsilon_3^e)$$

$$\epsilon^e = M_{\epsilon,e} \sigma'_1(t)$$

avec

$$M_{\epsilon,e} = \frac{2}{3} \left[ \frac{1}{E_{v,e}} + \frac{\nu_{13,e}}{E_{v,e}} - \alpha \left( \frac{2\nu_{13,e}}{E_{v,e}} + \frac{1-\nu_{33,e}}{E_{h,e}} \right) \right]$$

La déformation volumique retardée est égale à

$$v^f = K(t) \otimes \left[ g_1[\sigma_1(t)] (1-2\nu_{13,f}) - g_2[\alpha\sigma_1(t)] \left( 2\nu_{13,f} - \frac{E_{v,f}(1-\nu_{33,f})}{E_{h,f}} \right) \right]$$

$$v^f = K(t) \otimes \left[ M_{v,f} g_1[\sigma_1(t)] - M_{v,f} g_2[\alpha\sigma_1(t)] \right]$$

où

$$M_{v,f1} = 1 - 2\nu_{13,f}$$

et

$$M_{v,f2} = 2\nu_{13,f} - 2E_{v,f} \frac{1 - \nu_{33,f}}{E_{h,f}}$$

La déformation déviatorique retardée est égale à

$$\begin{aligned} v^f &= K(t) \otimes \frac{2}{3} g_1[\sigma_1(t)] (1 + \nu_{13,f}) \\ &\quad - g_3[\alpha\sigma_1(t)] \left( 2\nu_{13,f} + \frac{E_{v,f}}{E_{h,f}} (1 - \nu_{13,f}) \right) \end{aligned}$$

$$\varepsilon^f = K(t) \otimes \left[ M_{\varepsilon f,1} g_1[\sigma_1(t)] - M_{\varepsilon f,2} g_3[\alpha\sigma_1(t)] \right]$$

où

$$M_{\varepsilon,f1} = \frac{2}{3} (1 + \nu_{13,f})$$

$$M_{\varepsilon,f2} = \frac{2}{3} \left[ 2\nu_{13,f} + \frac{E_{v,f}}{E_{h,f}} (1 - \nu_{33,f}) \right]$$

Le rapport des composantes volumique et déviatorique de la déformation se présente donc sous la forme :

$$\frac{v}{\varepsilon} = \frac{v^e + v^f}{\varepsilon^e + \varepsilon^f} =$$

$$\frac{M_{ve} \sigma_1'(t) + K(t) \otimes \left[ g_1[\sigma_1(t)] M_{vf1} - g_3[\alpha\sigma_1(t)] M_{vf2} \right]}{M_{\varepsilon e} \sigma_1'(t) + K(t) \otimes \left[ g_1[\sigma_1(t)] M_{\varepsilon f1} - g_3[\alpha\sigma_1(t)] M_{\varepsilon f2} \right]}$$

En théorie, pour un chemin de chargement caractérisé pour une valeur de  $\alpha$  quelconque, le rapport  $v/\varepsilon$  ne peut être maintenu constant que si :

. les fonctions  $g_1(\sigma_1)$  et  $g_3(\sigma_3)$  sont réduites aux contraintes elles-mêmes  $g_1(\sigma_1) = \sigma_1$  et  $g_3(\sigma_3) = \sigma_3$ ,

. les constantes élastiques instantanées et les constantes des déformations retardées sont égales :

$$E_{v,e} = E_{v,f}$$

$$\nu_{13,e} = \nu_{13,f}$$

et

$$\frac{1 - \nu_{33,e}}{E_{h,e}} = \frac{1 - \nu_{33,f}}{E_{h,f}}$$

c'est-à-dire si

$$M_{v,e} = M_{v,f1} - M_{v,f2}$$

et

$$M_{\varepsilon,e} = M_{\varepsilon,f1} - M_{\varepsilon,f2}$$

Dans ce cas :

$$\frac{v}{\varepsilon} = \frac{M_{ve} \left[ \sigma_1'(t) + \int_0^t K(t-\tau) \sigma_1'(\tau) d\tau \right]}{M_{\varepsilon e} \left[ \sigma_1'(t) + \int_0^t K(t-\tau) \sigma_1'(\tau) d\tau \right]} = \frac{M_{ve}}{M_{\varepsilon e}} \quad (74)$$

En pratique, les essais ont montré que les déformations de recouvrance considérées comme élastiques instantanées sont petites devant les déformations retardées. Par conséquent, le développement proportionnel des déformations volumiques et déviatoriques est essentiellement celui des déformations retardées :

$$\frac{v}{\varepsilon} = \frac{v^e + v^f}{\varepsilon^e + \varepsilon^f} \approx \frac{v^f}{\varepsilon^f} =$$

$$\frac{K(t) \otimes \left[ g_1[\sigma_1(t)] M_{vf1} - g_3[\alpha\sigma_1(t)] M_{vf2} \right]}{K(t) \otimes \left[ g_1[\sigma_1(t)] M_{\varepsilon f1} - g_3[\alpha\sigma_1(t)] M_{\varepsilon f2} \right]}$$

Dans ce cas, le rapport  $v/\varepsilon$  reste constant si  $g_1(\sigma_1)$  et  $g_3(\alpha\sigma_1)$  restent proportionnels quelle que soit la valeur de  $\sigma_1$ .

$$\text{La forme } G_1(\sigma_1) = \sigma_1^n, \quad g_3(\sigma_3) = \sigma_3^n$$

satisfait à cette condition car :

$$\begin{aligned} \frac{v}{\varepsilon} &= \frac{(M_{vf,1} - \alpha^n M_{vf,2}) \int_0^t K(t-\tau) \sigma_1^n(\tau) d\tau}{(M_{\varepsilon f,1} - \alpha^n M_{\varepsilon f,2}) \int_0^t K(t-\tau) \sigma_1^n(\tau) d\tau} \\ &= \frac{M_{vf,1} - \alpha^n M_{vf,2}}{M_{\varepsilon f,1} - \alpha^n M_{\varepsilon f,2}} \end{aligned}$$

qui reste constant pour un chemin de chargement caractérisé par une valeur donnée de  $\alpha$ .

L'emploi de cette fonction de contrainte est très répandu en rhéologie. MESCHYAN (1967), MESCHYAN et BADALYAN (1976), l'ont utilisée pour la description du fluage des argiles en compression oedométrique et en cisaillement. Elle est caractéristique du modèle de NORTON (1929) pour les aciers :

$$\dot{\varepsilon} = \alpha \sigma^n \quad (75)$$

Les déformations retardées prises en compte par le deuxième terme du membre de droite de l'équation matricielle (73) relèvent d'ailleurs de ce modèle, pourvu que  $C(t-\tau) = A(t-\tau)$ , c'est-à-dire si  $K(t) = A$ .

Si  $n = 1$ , le modèle se réduit à un modèle linéaire et si, de plus, la mesure de fluage se réduit à  $C(t-\tau) = A(t-\tau)$ , le terme relatif aux composantes retardées de l'équation décrit le comportement du modèle de NEWTON, l'addition du terme élastique instantané le transformant en modèle de MAXWELL.

La viscosité des sols n'étant bien évidemment pas newtonienne, la fonction "mesure de fluage" est choisie du type  $C(t) = At^m$ .

Nous avons vu au chapitre 1 qu'une fonction de ce type a été proposée par SINGH et MITCHELL (1968) pour décrire le fluage déviatorique ou axial d'éprouvettes soumises à des compressions triaxiales drainées ou non drainées. Cette fonction a également été reprise par KAVEZAJIAN et MITCHELL (1977), TAVENAS et al. (1978), etc. Elle apparaît dans les travaux de MESCHYAN (1967).

Finalement, le modèle visco-élastique héréditaire orthotrope de révolution que nous avons retenu a pour équation de comportement

$$\begin{bmatrix} \epsilon_1(t) \\ \epsilon_3(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_{ve}} & -\frac{2\nu_{13,e}}{E_{ve}} \\ -\frac{\nu_{13,e}}{E_{ve}} & \frac{1-\nu_{33,e}}{E_{he}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1(t) \\ \sigma_3(t) \end{bmatrix} \quad (76)$$

$$+ At^m \otimes \begin{bmatrix} 1 & -2\nu_{13,f} \\ -\nu_{13,f} & \frac{E_{vf}(1-\nu_{33,f})}{E_{hf}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1^n(t) \\ \sigma_3^n(t) \end{bmatrix},$$

où  $\otimes$  désigne le produit de convolution :

$$At^m \otimes \sigma_1(t)^n = A \int_0^t (t-\tau)^m \sigma_1(\tau)^n d\tau$$

$$= A \int_0^t \tau^m \sigma_1(t-\tau)^n d\tau.$$

Le modèle comporte :

- 3 paramètres élastiques indépendants

$$E_{v,e} ; \nu_{13,e} ; \frac{E_{h,e}}{1 - \nu_{33,e}},$$

- 3 constantes de viscosité

$$A ; \nu_{13,f} \quad A = B ;$$

$$A \frac{E_{v,f}}{E_{h,f}} (1 - \nu_{33,f}) = C ,$$

- 2 paramètres de non linéarité

$$m ; n.$$

#### IV.4 ANALYSE DES DEFORMATIONS DE RECOUVRANCE SUPPOSEES ELASTIQUES INSTANTANÉES

Dans le chapitre 3, les déformations de recouvrance, considérées dans le modèle choisi comme élastiques instantanées, ont été analysées en fonction des incréments de contraintes appliquées. On a adopté une relation linéaire de la forme

$$\epsilon_1^e = \frac{1}{E_{ve}} \sigma_1^e - \frac{2\nu_{13,e}}{E_{v,e}} \sigma_3^e$$

$$\epsilon_3^e = -\frac{\nu_{13,e}}{E_{v,e}} \sigma_1^e + \frac{1-\nu_{33,e}}{E_{he}} \sigma_3^e. \quad (77)$$

Sur les chemins de chargement choisis,  $\sigma_1^e$  et  $\sigma_3^e$  sont liés par  $\sigma_3^e = \alpha \sigma_1^e$ , où  $\alpha$  est une constante caractéristique de chacun d'eux, récapitulée au chapitre 2 dans le tableau 2.

Pour chaque cycle de chargement-déchargement, on établit les rapports  $\epsilon_1^e/\sigma_1^e$  et  $\epsilon_3^e/\sigma_1^e$  des déformations de recouvrance mesurées, sur le palier de contrainte appliqué.

Compte tenu des relations (77), ces rapports s'expriment en fonction des paramètres d'élasticité et du coefficient  $\alpha$  :

$$\chi = \frac{\epsilon_1^e}{\sigma_1^e} = \frac{1}{E_{ve}} - 2\alpha \frac{\nu_{13,e}}{E_{ve}}$$

et

$$\lambda = \frac{\epsilon_3^e}{\sigma_1^e} = \frac{-\nu_{13,e}}{E_{ve}} + \frac{\alpha(1-\nu_{33,e})}{E_{he}}. \quad (78)$$

Sur chacun des chemins de contrainte, la valeur  $\chi_m$  moyenne de  $\chi = \epsilon_1^e/\sigma_1^e$  a été calculée ainsi que celle de  $\lambda = \epsilon_3^e/\sigma_1^e$ , soit  $\lambda_m$ . Une relation linéaire approximative est établie entre  $\lambda_m$  et  $\alpha$  par une méthode de moindres carrés, soit :

$$\begin{cases} \chi_m = (10,75 - 0,99\alpha) \cdot 10^{-5} \text{ kPa}^{-1} \\ \lambda_m = (-0,23 + 0,266\alpha) \cdot 10^{-5} \text{ kPa}^{-1} \end{cases} \quad (79)$$

Par identification terme à terme des coefficients des équations (78) et (79), on trouve:

$$E_{v,e} = 9.300 \text{ kPa},$$

$$\nu_{13,e} = 0,045$$

et

$$\frac{E_{h,e}}{1 - \nu_{33,e}} = 376 \text{ 000 kPa}.$$

Ces valeurs permettent de décrire les mesures de recouvrance effectuées au cours des essais. Elles ne permettent pas de caractériser les composantes réversibles des déformations. En effet, les bagues munies de vernier qui ont été utilisées pour mesurer les déformations radiales ne garantissent pas un rattrapage du jeu lors du changement de sens des déformations. Par conséquent, les déformations radiales de recouvrance sont certainement sous-évaluées, ce qui se traduit par une minoration du coeffi-

cient de Poisson  $\nu_{13,e}$  et une majoration sensible du module d'YOUNG  $E_{h,e}$  relatifs aux déformations et aux contraintes normales appliquées horizontalement. Le coefficient de Poisson  $\nu_{33,e}$  est en théorie compris entre -1 et +1, et en pratique vraisemblablement entre 0 et 0,5.

Les mesures effectuées conduisent à une valeur de  $E_{h,e}$  très nettement supérieure à  $E_{v,e}$ .

Cette limitation de nos résultats avait déjà été soulignée au chapitre 3. La détermination des paramètres élastiques orthotropes de révolution, caractéristiques des déformations de recouvrance, nécessite donc un appareillage de mesure des déformations radiales plus complexe et plus précis que celui que nous avons utilisé.

Nous considérons toutefois, au vu des mesures effectuées, que les relations entre déformations de recouvrance et contraintes de déchargement sont linéaires et que la forme élastique linéaire orthotrope de révolution du modèle choisi pour la décrire est justifiée.

Les déformations volumiques et déviatoriques de recouvrance mesurées sont liées aux composantes volumiques et déviatoriques par les relations suivantes :

$$\begin{aligned} \nu^e &= p' \left[ \frac{1-4\nu_{13,e}}{E_{v,e}} + \frac{2(1-\nu_{11,e})}{E_{h,e}} \right] \\ &+ \frac{2q}{3} \left[ \frac{1-\nu_{13,e}}{E_{v,e}} - \frac{1-\nu_{11,e}}{E_{h,e}} \right] , \\ \varepsilon^e &= \frac{2p'}{3} \left[ \frac{1-\nu_{13,e}}{E_{v,e}} - \frac{1-\nu_{11,e}}{E_{h,e}} \right] \\ &+ \frac{2q}{9} \left[ \frac{2(1+2\nu_{13,e})}{E_{v,e}} + \frac{1-\nu_{11,e}}{E_{h,e}} \right] . \end{aligned} \quad (80)$$

La figure 56 représente par des vecteurs ayant pour origine les points (p',q) du diagramme des contraintes, les déformations de recouvrance mesurées (en traits continus) et calculées par les équations (80) (en traits pointillés).

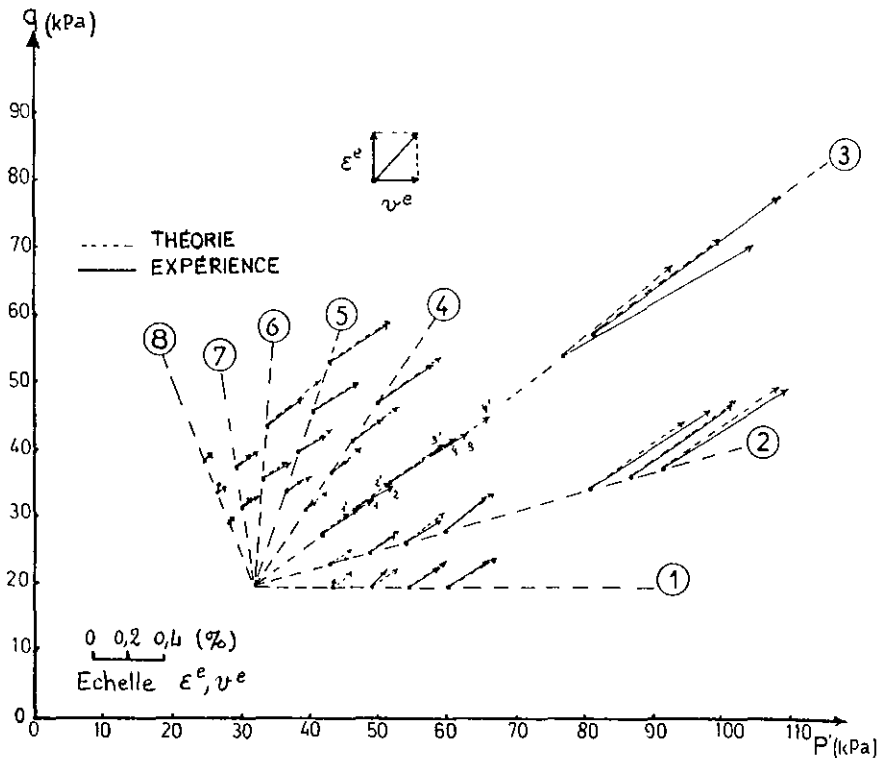


Fig 56 Comparaison des déformations de recouvrance calculées et mesurées (série 1).

#### IV.5. ANALYSE DES DEFORMATIONS RETARDEES

Les caractéristiques essentielles de ces déformations ont été analysées au chapitre III et ont été prises en compte dans la forme du modèle proposé au paragraphe 3 de ce chapitre.

Dans le deuxième terme du membre de droite de l'équation matricielle (76) interviennent :

- les trois constantes

$$A = \frac{1}{E_{v,f}} ; \quad B = \frac{\nu_{13,f}}{E_{v,f}} ;$$

$$C = \frac{1 - \nu_{33,f}}{E_{h,f}} ; \quad (80 \text{ bis})$$

- les paramètres m et n de la fonction de mesure de fluage et de la fonction de contrainte, soit 5 paramètres.

##### IV.5.1 Détermination des paramètres de la mesure de fluage

Les déformations volumique et déviatorique retardées mesurées sous le premier palier de charge de chacun des chemins de chargement ont été représentées en fonction du temps par une fonction du type  $At^m$ .

Pour le premier palier, aucun effet différé des paliers antérieurs n'est à envisager. Par conséquent, cette fonction peut être considérée comme proportionnelle à la mesure de fluage  $C(t)$ .

Pour la deuxième série d'essais, les valeurs de m trouvées dans les différents cas sont récapitulées dans le tableau 6.

Ces valeurs de l'exposant m sont relativement peu dispersées autour d'une valeur moyenne de 0,45. TAVENAS et al. (1978) ont trouvé un résultat identique sur l'argile de Saint-Alban pour les déformations axiales et volumiques, avec  $0,2 < m < 0,3$ .

Les valeurs de m sont déterminées par une méthode de moindres carrés établissant une relation linéaire entre le logarithme des déformations volumique et déviatorique retardées et le temps sur une période équivalente à celle du premier palier, donc courte devant la durée totale de l'essai.

Pour une détermination plus correcte de ce paramètre, il aurait fallu exécuter des essais de fluage sous charges constantes de longue durée, comme cela avait été fait pour une étude antérieure sur l'argile des Flandres (FELIX et KENANA, 1983). Malheureusement, on n'a pu le faire, faute de temps, dans le cas de l'argile de Cubzac.

Nous pensons que des essais de longue durée auraient montré que les déformations retardées présentaient un caractère plus rapidement amorti que la fonction  $At^{0,45}$ . Ceci nous conduit au choix de la valeur  $m = 0,3$  pour notre modèle.

TABLEAU 6 Valeurs du paramètre m (2ème série)

Numéro du chemin de chargement	Valeur de l'exposant m pour les déformations volumiques	Valeur de l'exposant m pour les déformations déviatoriques
1	0,442	0,532
2	0,466	0,465
3	0,441	0,470
4	0,561	0,525
5	0,428	0,444
6	0,478	0,365
7	0,450	0,492
8	0,517	0,565

##### IV.5.2 Méthode de détermination des constantes A, B, C et du paramètre n de la fonction de contrainte

La composante retardée des déformations des échantillons est modélisée dans l'équation matricielle de comportement du modèle (76) par le deuxième terme du membre de droite, soit :

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_1^{VP}(t) \\ \varepsilon_3^{VP}(t) \end{bmatrix} = t^m \begin{bmatrix} A & -2B \\ -B & C \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1^n(t) \\ \sigma_3^n(t) \end{bmatrix} . \quad (81)$$

Il convient tout d'abord de généraliser le modèle au cas, rencontré au cours des chargements imposés sur les éprouvettes de l'argile de Cubzac-les-Ponts, où  $\sigma'_3(t)$  est négative.

Nous conviendrons de la symétrie de comportement en traction et en compression, le nombre d'essais effectués ne nous permettant pas d'affiner la forme de la fonction de contrainte dans les domaines où  $\sigma'_1$  ou  $\sigma'_3$  sont négatifs.

Par conséquent,

$$f(\sigma'_1) = \sigma_1^n \quad \text{si } \sigma'_1 > 0$$

et

$$f(\sigma'_1) = -|\sigma_1|^n \quad \text{si } \sigma'_1 < 0.$$

De façon à permettre un ajustement de la valeur des paramètres du modèle sur les résultats obtenus expérimentalement, les équations vont être réécrites en représentant les déformations en termes de  $v$  et  $\varepsilon$ , et les contraintes en termes de  $p'$  et  $q$ , toutes ces variables ayant été utilisées au chapitre III pour l'analyse des résultats d'essais.



Trois cas se présentent au cours de l'expérimentation :

1er cas

$$\sigma'_1 > 0 ; \sigma'_3 > 0 ; p' > 0 ; q' > 0$$

$$0 < \alpha = -\frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} < 1 \quad (\text{chemins 1 à 5})$$

2e cas

$$\sigma'_1 > 0 ; \sigma'_3 < 0 ; p' > 0 ; q' > 0$$

$$-0,5 < \alpha < 0 \quad (\text{chemin 6})$$

3e cas

$$\sigma'_1 > 0 ; \sigma'_3 < 0 ; p' < 0 ; q' > 0$$

$$\alpha < -0,5 ; \quad (\text{chemins 7 et 8})$$

Pour un chargement  $(\sigma'_1, \sigma'_3)$  constant maintenu jusqu'au temps  $t$ , les équations deviennent dans chacun des cas :

1er cas :

$$\epsilon_1^{VP}(t) = [A\sigma_1'^n - 2B\sigma_3'^n] t^m$$

$$\epsilon_3^{VP}(t) = [-B\sigma_1'^n + C\sigma_3'^n] t^m$$

et

$$v^{VP}(t) = [(A-2B)\sigma_1'^n + 2(C-B)\sigma_3'^n] t^m \quad (82)$$

$$\epsilon^{VP}(t) = \left[ \frac{2}{3}(A+B)\sigma_1'^n - \frac{2}{3}(2B+C)\sigma_3'^n \right] t^m$$

Etant donné que

$$p' = \frac{\sigma_1'(1+2\alpha)}{3} = \frac{\sigma_3'(1+2\alpha)}{3\alpha}$$

$$q' = \sigma_1'(1-\alpha) = \frac{\sigma_3'(1-\alpha)}{\alpha}$$

on peut aussi écrire

$$v^{VP}(t) = \left( \frac{3}{1+2\alpha} \right)^n [(A-2B) + 2(C-B)\alpha^n] t^m p'^n \quad (83)$$

$$v^{VP}(t) = \left( \frac{1}{1-\alpha} \right)^n [(A-2B) + 2(C-B)\alpha^n] t^m q'^n \quad (84)$$

$$\epsilon^{VP}(t) = \frac{2}{3} \left( \frac{3}{1+2\alpha} \right)^n [(A+B) - (2B+C)\alpha^n] t^m p'^n \quad (85)$$

ou

$$\epsilon^{VP}(t) = \frac{2}{3} \left( \frac{1}{1-\alpha} \right)^n [(A+B) - (2B+C)\alpha^n] t^m q'^n \quad (86)$$

On remarque que, pour  $\alpha = 1$ ,  $q = 0$  et les équations (84) et (86) sont indéterminées ;

seules les équations (83) et (85) sont retenues.

2ème cas

$$\epsilon_1^{VP}(t) = (A\sigma_1'^n + 2B|\sigma_3'|^n) t^m$$

$$\epsilon_3^{VP}(t) = (-B\sigma_1'^n - C|\sigma_3'|^n) t^m$$

et

$$v^{VP}(t) = [(A-2B)\sigma_1'^n - 2(C-B)|\sigma_3'|^n] t^m \quad (87)$$

$$\epsilon^{VP}(t) = \left[ \frac{2}{3}(A+B)\sigma_1'^n + \frac{2}{3}(2B+C)|\sigma_3'|^n \right] t^m$$

Etant donné que :

$$p' = \frac{\sigma_1'(1-2|\alpha|)}{3} = \frac{|\sigma_3'| (1-2|\alpha|)}{2|\alpha|}$$

$$q = \sigma_1'(1+|\alpha|) = \frac{|\sigma_3'| (1+|\alpha|)}{|\alpha|}$$

$$v^{VP}(t) = \left( \frac{3}{1-2|\alpha|} \right)^n [(A-2B) - 2(C-B)|\alpha|^n] t^m p'^n \quad (88)$$

ou :

$$v^{VP}(t) = \left( \frac{1}{1+|\alpha|} \right)^n [(A-2B) - 2(C-B)|\alpha|^n] t^m q'^n \quad (89)$$

$$\epsilon^{VP}(t) = \frac{2}{3} \left( \frac{3}{1-2|\alpha|} \right)^n [(A+B) + (2B+C)|\alpha|^n] t^m p'^n \quad (90)$$

ou :

$$\epsilon^{VP}(t) = \frac{2}{3} \left( \frac{1}{1+|\alpha|} \right)^n [(A+B) + (2B+C)|\alpha|^n] t^m q'^n \quad (91)$$

On remarque de même que, pour la valeur limite  $\alpha = -0,5$ ,  $p' = 0$  et les équations (88) et (90) sont indéterminées ; seules les équations (89) et (91) sont retenues.

3ème cas

Les équations (87) sont toujours valables, mais :

$$|p'| = \frac{\sigma_1'(2|\alpha|-1)}{3} = \frac{|\sigma_3'| (2|\alpha|-1)}{3|\alpha|}$$

$$q = \sigma_1'(1+|\alpha|) = \frac{|\sigma_3'| (1+|\alpha|)}{|\alpha|}$$

$$v^{VP}(t) = \left( \frac{3}{2|\alpha|-1} \right)^n \left[ (A-2B) - 2(C-B)|\alpha|^n \right] t^m p'^n \quad (92)$$

$$v^{VP}(t) = \left( \frac{1}{1+|\alpha|} \right)^n \left[ (A-2B) - 2(C-B)|\alpha|^n \right] t^m q^n \quad (93)$$

$$\varepsilon^{VP}(t) = \frac{2}{3} \left( \frac{3}{2|\alpha|-1} \right)^n \left[ (A+B) + (2B+C)|\alpha|^n \right] t^m p'^n \quad (94)$$

$$\varepsilon^{VP}(t) = \frac{2}{3} \left( \frac{1}{1+|\alpha|} \right)^n \left[ (A+B) + (2B+C)|\alpha|^n \right] t^m q^n \quad (95)$$

La détermination correcte de n ne peut être obtenue à partir des essais réalisés. Dans le domaine normalement consolidé, la compressibilité tangentielle étant décroissante, n est supposé inférieur à 1. La modélisation a été effectuée avec n = 0,4.

Pour le calcul des constantes A, B, C, trois équations établies par égalisation des résultats numériques du modèle avec les résultats expérimentaux correspondants suffisent.

La première équation choisie est celle de la pente de la courbe "déformation déviatorique-déformation volumique" dans le cas du chemin 3, dit chemin "K<sub>0</sub>", pour lequel les déformations  $\varepsilon_3$  mesurées sont nulles. Sur ce chemin,  $\alpha = K_0$ .

D'après l'équation (82) :

$$\varepsilon_3^{VP}(t) = 0 = -B\sigma_1^n + C\sigma_3^n \sigma_1^n,$$

d'où

$$B = C K_0^n$$

La deuxième équation choisie est l'équation (83) pour le dernier palier du chemin 1, où p' et v<sup>VP</sup> ont pour valeurs

$$p' = p'_{10}$$

et

$$v^{VP}(t) = v^{VP}(t_{10}).$$

On suppose à titre d'approximation que le chargement p' a été appliqué au temps t = 0 et maintenu constant ensuite. On obtient :

$$(A-4B+2C) = \frac{v^{VP}(t_{10})}{t_{10}^m \cdot p'_{10}{}^n} \quad (97)$$

Enfin, la troisième équation choisie est l'équation (86), où q et  $\varepsilon^{VP}$  ont pour valeurs les composantes déviatoriques des contraintes et des déformations retardées mesurées pour le dernier palier de chargement du chemin 4, soit q = q<sub>10</sub> et  $\varepsilon^{VP}(t) = \varepsilon^{VP}(t_{10})$ .

On suppose de même que le chargement est constant depuis le temps t = 0 et égal à q<sub>10</sub> :

$$A+B-(2B+C)\alpha^n = \frac{3}{2} \frac{\varepsilon^{VP}(t_n)(1-\alpha)^n}{t_n^m \cdot q_n^n} \quad (98)$$

avec  $\alpha = 0,25$ .

La résolution du système formé par les trois équations fournit les valeurs suivantes :

$$A = 9,28 \times 10^{-4} \text{ min}^{-m} \text{ kPa}^{-n}$$

$$B = 2,33 \times 10^{-4} \text{ min}^{-m} \text{ kPa}^{-n}$$

$$C = 3,08 \times 10^{-4} \text{ min}^{-m} \text{ kPa}^{-n},$$

qui dépendent du temps de référence t<sub>10</sub> choisi et bien sûr des unités de temps et de contraintes retenues. Elles appellent les commentaires suivants :

. d'après (80) bis

$$\nu_{13,f} = \frac{B}{A} = 0,25;$$

0,25 est une valeur couramment admise pour les calculs en élasticité linéaire des problèmes de mécanique des sols ;

. d'après (80) bis :

$$(1 - \nu_{33,f}) \frac{E_{v,f}}{E_{h,f}} = \frac{C}{A} = 0,33.$$

Il faudrait que  $\nu_{33,f}$  soit supérieur à 0,66 pour que le coefficient d'anisotropie relatif aux déformations retardées soit supérieur à 1. En d'autres termes, les résultats d'essais semblent indiquer que le module d'YOUNG "horizontal" E<sub>h,f</sub> est supérieur au module "vertical" E<sub>v,f</sub>, ce qui est surprenant dans le cas d'une argile faiblement surconsolidée telle que celle de Cubzac-les-Ponts et qui n'est pas confirmé par les résultats obtenus précédemment par PIYAL (1983), pour de petites déformations et dans le domaine surconsolidé du matériau, toutefois.

#### IV.6. COMPARAISON ENTRE LES RESULTATS EXPERIMENTAUX ET LES RESULTATS DE LA MODELISATION

Le modèle dans sa forme générale est décrit par l'équation matricielle (76). Pour décrire les essais réalisés, pour lesquels  $\sigma'_3 = \alpha \sigma'_1$ , c'est-à-dire q = ηp' avec  $\eta = 3(1-\alpha)/(1+2\alpha)$  et pour un chargement par paliers, ces équations sont écrites sous la forme suivante.

Pour la composante élastique instantanée, d'après (77) :

$$v^e = \frac{3p'}{1+2\alpha} \left[ \frac{1-2\nu_{1,1} e^{(1+\alpha)}}{E_{v,e}} + \frac{2\alpha(1-\nu_{1,1} e)}{E_{h,e}} \right] = p' \cdot R_c$$

$$v^e = \frac{2p'}{1+2\alpha} \left[ \frac{1+\nu_{1,1} e^{(1-2\alpha)}}{E_{v,e}} - \frac{\alpha(1-\nu_{1,1} e)}{E_{h,e}} \right] = p' \cdot S_e$$

et pour la composante retardée, d'après (83) et (85) :

$$v^{vp}(t) = \left( \frac{3}{1+2\alpha} \right)^n \left[ (\Lambda-2B) + 2(C-B)\alpha^n \right] \int_0^t m(t-\tau)^{m-1} p'(\tau) d\tau$$

$$v^{vp}(t) = \frac{2}{3} \left( \frac{3}{1+2\alpha} \right)^n \left[ (\Lambda+B) - (2B+C)\alpha^n \right] \int_0^t m(t-\tau)^{m-1} p'(\tau) d\tau$$

si  $\alpha \geq -0,5$ .

Dans le cas contraire, les équations sont déduites de (93) et (95).

Sous une forme plus synthétique :

$$v^{vp}(t) = R_{vp} \int_0^t m(t-\tau)^{m-1} p'(\tau) d\tau$$

$$v^{vp}(t) = S_{vp} \int_0^t m(t-\tau)^{m-1} p'(\tau) d\tau \quad (99)$$

Dans le cas particulier du chargement par paliers, on peut écrire :

$$p'(\tau) = \sum_{i=1}^{n_1} (p'_i - p'_{i-1}) h(\tau - t_{i-1}) \quad (100)$$

où  $h(\tau)$  est la fonction échelon telle que  $h(\tau) = 1$  pour  $\tau > 0$  et  $h(\tau) = 0$  pour  $\tau < 0$ ,

$p_0 = 0$  pour le chargement initial et  $t_0 = 0$  pour le temps d'application de la première charge,

$p_i$  est le chargement au  $i$ -ème palier appliqué au temps  $t_i$ .

Compte tenu de l'équation (100), les équations (99) deviennent :

$$v^{vp} = R_{vp} \left[ \sum_{i=1}^{n_1} (p'_i - p'_{i-1}) \int_0^t m(t-\tau)^{m-1} h(\tau - t_{i-1}) d\tau \right]$$

$$v^{vp} = R_{vp} \sum_{i=1}^{n_1} (p'_i - p'_{i-1}) (t - t_{i-1})^m$$

De même :

$$v^{vp} = S_{vp} \sum_{i=1}^{n_1} (p'_i - p'_{i-1}) (t - t_{i-1})^m$$

Les déformations dans les essais effectués s'expriment finalement en fonction des charges  $p'$  successivement appliquées par :

$$v = v^e + v^{vp} = R_e p'_n + R_{vp} \sum_{i=1}^{n_1} (p'_i - p'_{i-1}) (t - t_{i-1})^m$$

$$v = v^e + v^{vp} = S_e p'_n + S_{vp} \sum_{i=1}^{n_1} (p'_i - p'_{i-1}) (t - t_{i-1})^m$$

Elles se calculent donc par un algorithme aisément programmable.

Les figures 57 à 60 représentent, en fonction du temps, les déformations volumiques et déviatoriques calculées par le modèle et les comparent aux résultats expérimentaux.

Plus précisément :

• les figures 57 à 60 sont relatives aux déformations suivant le chemin 1 de compression volumique avec  $\alpha = 1$ , comparées aux résultats de la première série d'essais (figures 57 et 58) et aux résultats de la deuxième série (figures 59 et 60) ;

• les figures 61 et 62 sont relatives aux déformations volumiques suivant le chemin 3, dit chemin oedométrique ou chemin  $K_0$ . Pour ce chemin, les déformations volumiques et déviatoriques mesurées et calculées sont dans un rapport  $\xi = 2\nu/3$ . La figure 61 est relative à la première série et la figure 62 à la seconde ;

• les figures 63 à 66 représentent pour la première série (Fig. 63 et 64) et pour la deuxième série (Fig. 65 et 66) les déformations volumiques et déviatoriques suivant le chemin 4 ( $\alpha = 0,25$ ) ;

• les figures 67 à 70 représentent les mêmes résultats pour le chemin de chargement 7 ( $\alpha = -1$ ) ;

• enfin, la figure 71 représente la simulation du modèle et les chemins de déformation expérimentaux des essais de la deuxième série. En ordonnée figurent les déformations déviatoriques tracées en fonction des déformations volumiques placées en abscisse.

#### IV.7 CONCLUSION

Compte tenu de l'hétérogénéité du matériau étudié et de la simplicité du modèle, qui ne comporte que huit paramètres, la simulation, bien que parfois très approximative, peut être considérée comme intéressante.

Les imperfections les plus évidentes du modèle sont à situer au niveau de l'établissement de la fonction de contrainte  $f(\sigma) = \sigma^{0,4}$ , qui est arbitraire faute d'essais de fluage de longue durée sous différentes charges maintenues constantes. Une valeur plus élevée de l'exposant  $n$  aurait peut-être été plus adaptée.

La simulation des chargements suivant le chemin 7 souffre sans aucun doute de l'hypothèse simplificatrice qui conduit à considérer que le comportement sous un  $\sigma_3$  négatif est symétrique du comportement sous un  $\sigma_3$  positif de même amplitude. Une définition différente de la fonction de contrainte en chargement et en déchargement, bien que difficile à établir à partir des quelques essais réalisés avec  $\alpha < 0$ , aurait permis de simuler plus correctement les déformations déviatoriques et volumiques pour les raisons exposées au paragraphe 3-3 de ce chapitre, mais cette hypothèse est justement difficile à vérifier pour les essais de ce type.

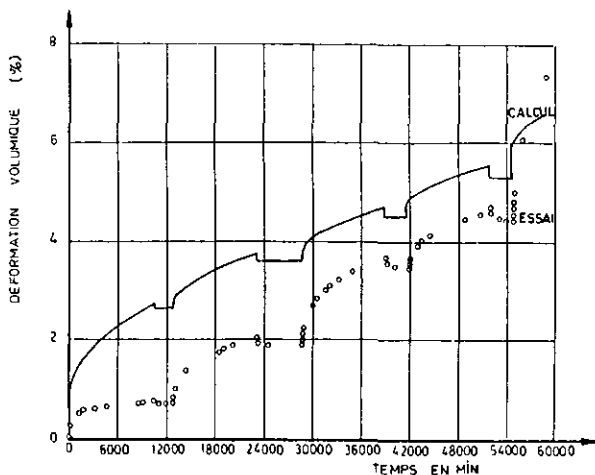


Fig. 57 Comparaison de l'évolution des déformations volumiques calculées et mesurées de l'éprouvette 1 en fonction du temps.

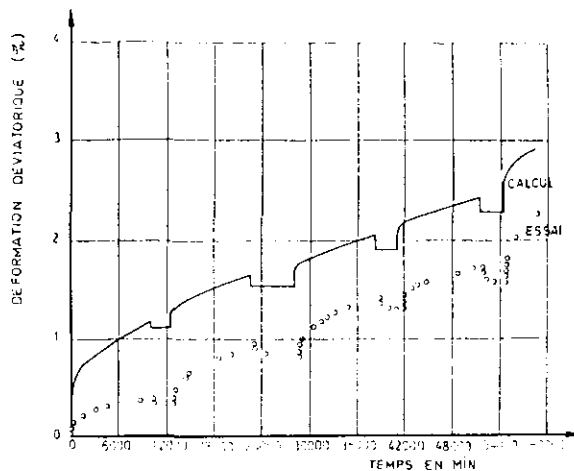


Fig. 58 Comparaison de l'évolution des déformations déviatoriques calculées et mesurées de l'éprouvette 1 en fonction du temps.

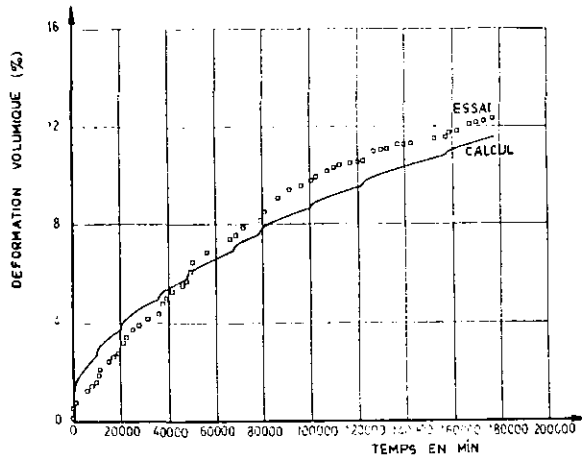


Fig. 59 Comparaison de l'évolution des déformations volumiques calculées et mesurées de l'éprouvette 9 en fonction du temps.

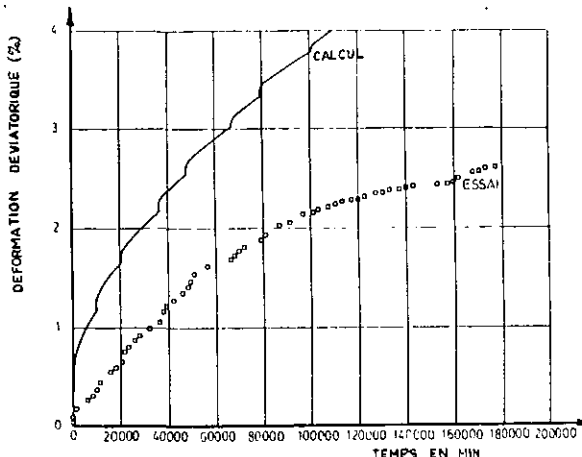


Fig. 60 Comparaison de l'évolution des déformations déviatoriques calculées de l'éprouvette 9 en fonction du temps.

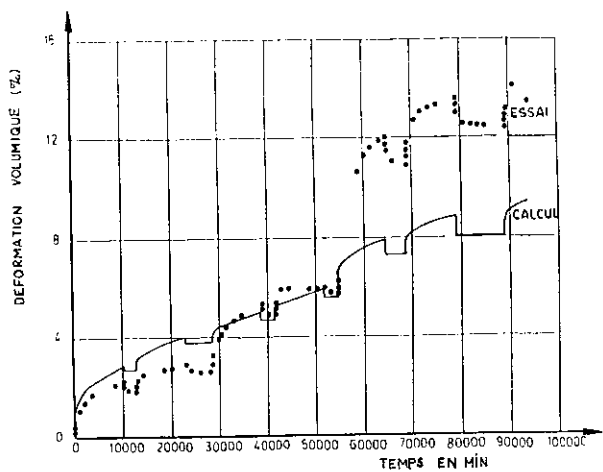


Fig. 61 Comparaison de l'évolution des déformations volumiques calculées et mesurées de l'éprouvette 3 en fonction du temps.

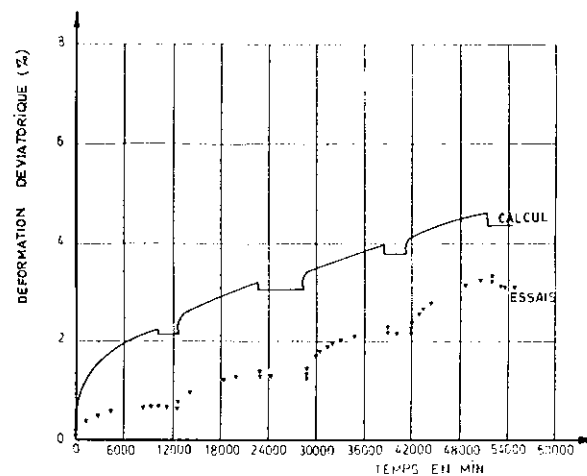


Fig. 64 Comparaison de l'évolution des déformations déviatoriques calculées et mesurées de l'éprouvette 4 en fonction du temps.

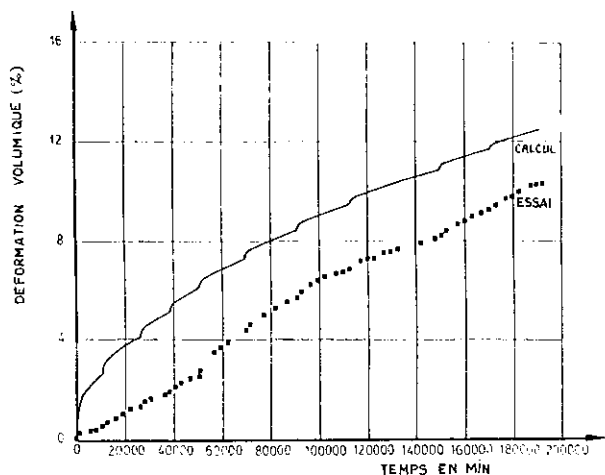


Fig. 62 Comparaison de l'évolution des déformations volumiques calculées et mesurées de l'éprouvette 11 en fonction du temps.

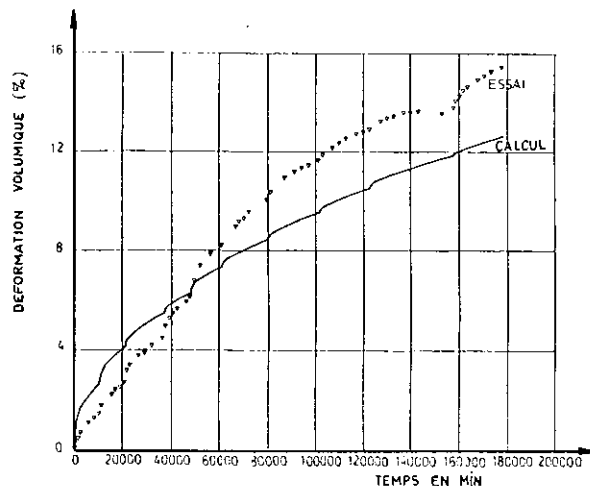


Fig. 65 Comparaison de l'évolution des déformations volumiques calculées et mesurées de l'éprouvette 12 en fonction du temps.

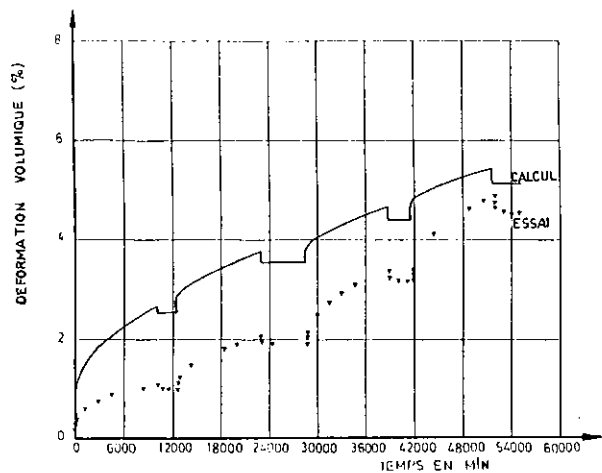


Fig. 63 Comparaison de l'évolution des déformations volumiques calculées et mesurées de l'éprouvette 4 en fonction du temps.

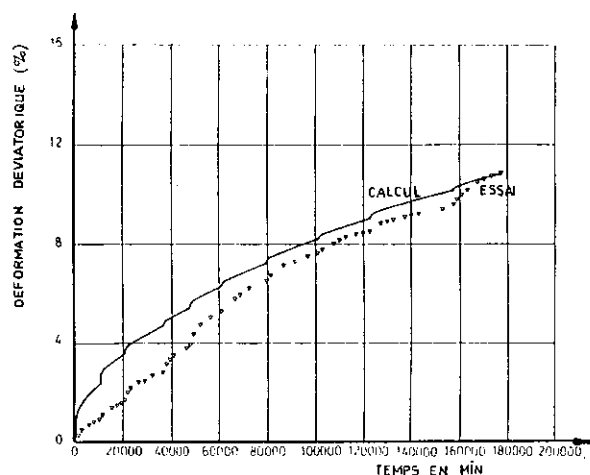


Fig. 66 Comparaison de l'évolution des déformations déviatoriques calculées et mesurées de l'éprouvette 12 en fonction du temps.

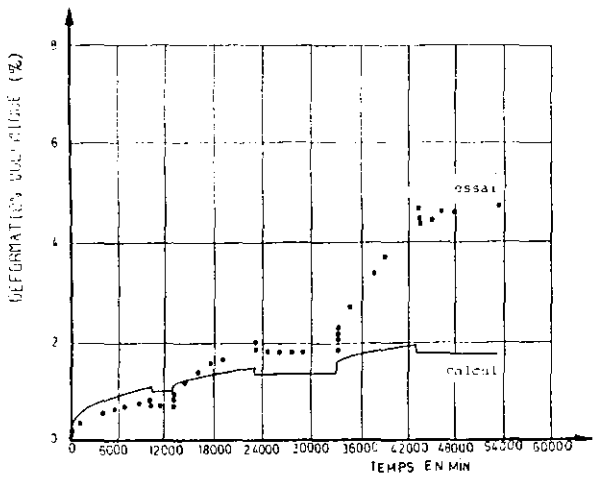


Fig. 67 Comparaison de l'évolution des déformations volumiques calculées et mesurées de l'éprouvette 7 en fonction du temps.

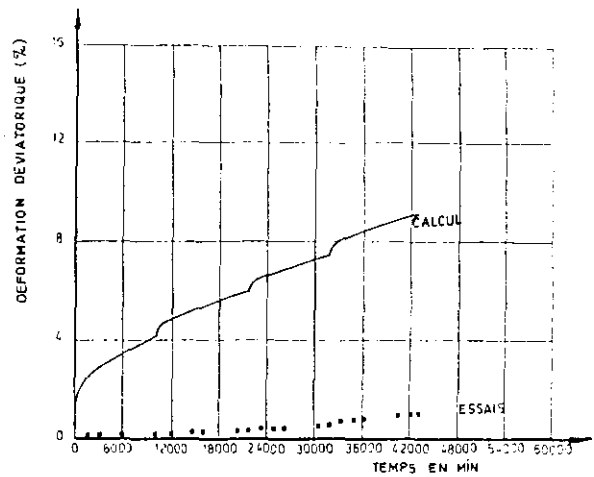


Fig. 70 Comparaison de l'évolution des déformations déviatoriques calculées et mesurées de l'éprouvette 15 en fonction du temps.

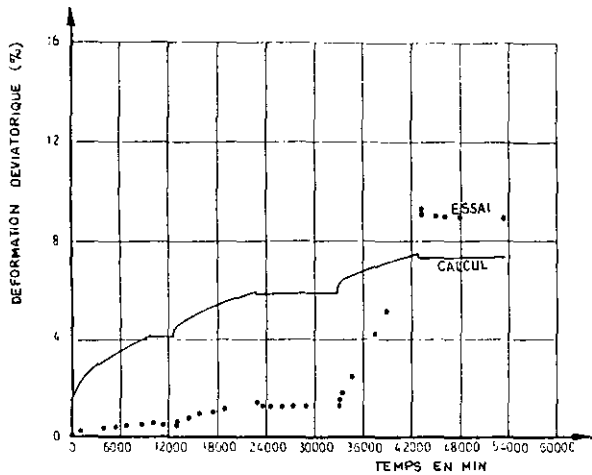


Fig. 68 Comparaison de l'évolution des déformations déviatoriques calculées et mesurées de l'éprouvette 7 en fonction du temps.

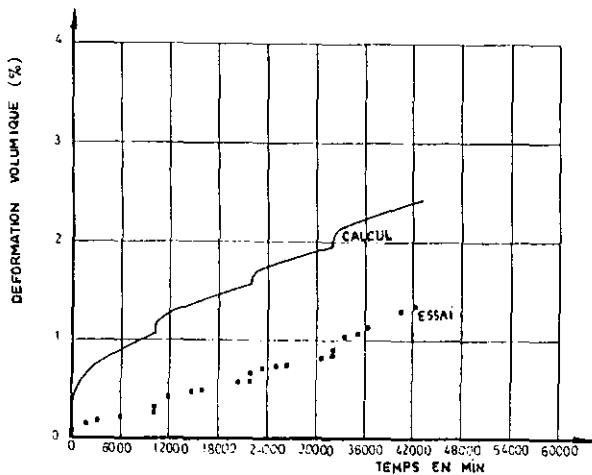


Fig. 69 Comparaison de l'évolution des déformations volumiques calculées et mesurées de l'éprouvette 15 en fonction du temps.

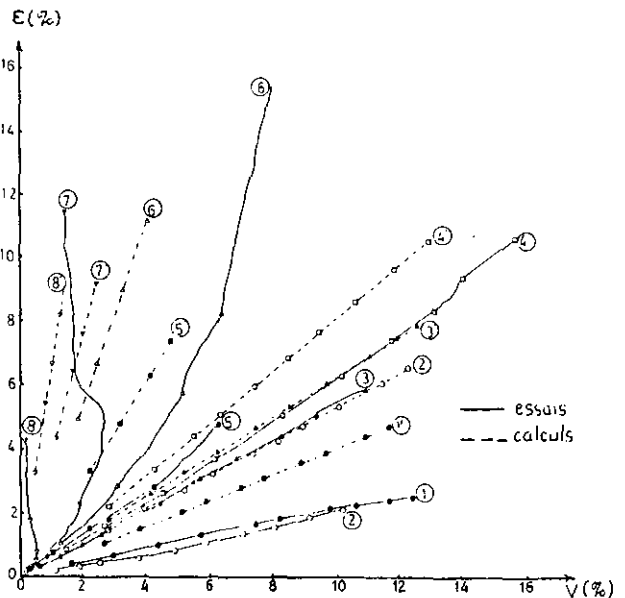


Fig. 71 Comparaison des chemins de déformations calculés et mesurés (série 2).

## CONCLUSION

L'étude expérimentale du fluage de l'argile de Cubzac-les-Ponts a permis de confirmer certaines caractéristiques déjà connues du comportement de cette argile et d'en établir quelques nouvelles :

. L'anisotropie de comportement de l'argile de Cubzac est une donnée essentielle qui doit être prise en compte dans toute modélisation.

. Comme l'avaient souligné PIYAL et SHAHANGUIAN, l'hétérogénéité mécanique du matériau est grande et rend difficile sinon aléatoire la détermination d'un modèle à partir d'une série limitée d'essais. Le fait d'avoir réalisé deux séries d'essais mettant en jeu des contraintes de chargement identiques nous a grandement aidé, sans pour autant nous avoir permis de surmonter l'obstacle.

. La reconsolidation préalable des éprouvettes sous les contraintes effectives supposées in situ est importante. L'état de contrainte initial de référence pour déterminer les paramètres du modèle est celui qui correspond à la structure acquise par le matériau non remanié. Il nous semble que ce mode opératoire nous a permis de trouver un développement proportionnel des déformations volumiques et déviatoriques pour des chemins de contrainte  $(p',q)$  rayonnant à partir de l'état initial, qui constitue l'un des résultats intéressants de cette étude.

Au cours d'un essai de fluage au laboratoire, la partie retardée de la déformation acquise après 7 à 10 jours est beaucoup plus importante que la partie instantanée. Il faut toutefois souligner que si, dans les conditions du laboratoire, des durées très courtes de chargement de l'ordre de la dizaine de secondes peuvent être appréhendées, il n'en est pas de même pour des essais in situ et encore moins pour des mesures faites sur ouvrages réels, où la durée de la mise en charge conduit à définir des déformations dites instantanées beaucoup plus longues. La répartition entre déformation instantanée et déformation retardée ne dépend donc pas uniquement des caractéristiques rhéologiques des sols, mais aussi des conditions de chargement et des appareillages de mesure.

. L'amortissement des déformations différées sous les chargements successifs est très lent, ce que toutes les recherches antérieures sur des argiles très diverses confirment, à commencer par les essais effectués par BISHOP et LOVENBURY (1969) sur les argiles de Londres et de Pise durant plusieurs années.

. Les déformations de recouvrance ont été analysées après des périodes de chargement de 7 à 10 jours. Leur caractère rapidement amorti nous a amené lors de la modélisation à les supposer instantanées. Il apparaît également qu'elles varient linéairement avec les composantes des contraintes de déchargement. L'appareillage utilisé n'a pas permis une détermination correcte des paramètres élastiques orthotropes de révolution qui les caractérisent. Les travaux de MESCHYAN (1967) ont montré que la recouvrance n'était pas indépendante de la durée de chargement et tendait à diminuer avec elle. Notre étude ne s'est pas étendue à cet aspect du comportement de l'argile.

. L'étude expérimentale a montré que la courbe d'état limite définie préalablement pour l'argile de Cubzac grâce aux travaux de SHAHANGUIAN (1981) ne délimitait pas un changement qualitatif dans le comportement du matériau. Ce résultat est à rapprocher des analyses de BJERRUM (1967) et surtout, pour les compressions triaxiales, de TAVENAS et LEROUEIL (1977) : la déformation de fluage qui se développe durant les paliers de charge d'une semaine au plus est importante. Si, sur chaque chemin de contrainte rayonnant à partir de l'état de contrainte effective appliqué en place, une relation est établie entre la déformation (composante volumique ou déviatorique) et la contrainte effective correspondante, une représentation analogue à celle de la figure 72 est obtenue.

Les points de coordonnées  $\lg p' - v$  caractéristiques des états atteints en fin de paliers sont situés sous la courbe de compressibilité caractéristique des paliers d'une durée de 24 heures, qui est la référence pour l'essai de compressibilité oedométrique. Par conséquent, la contrainte d'état limite qui marque le changement de compressibilité du matériau pour des chargements de longue durée est inférieure à la contrainte d'état limite qui est définie sur la base d'un chargement rapide.

Tavenas et Leroueil 1977 ont montré que l'allongement de la durée de chargement avait pour effet de réduire les contraintes d'états limites correspondantes. Dans les essais à vitesse de déformation imposée, la réduction de cette vitesse produit le même effet.

Crawford (1964) et Bjerrum (1967) ont montré que la contrainte de préconsolidation  $\sigma'_p$  était d'autant plus petite que la durée des paliers était plus longue ou que la vitesse de déformation imposée était plus lente.

Dans le cas de l'argile de Cubzac-les-

Ponts, qui est légèrement surconsolidée et peu sensible, les essais par paliers d'une semaine et plus sont trop longs pour qu'une courbe d'état limite puisse être mise en évidence.

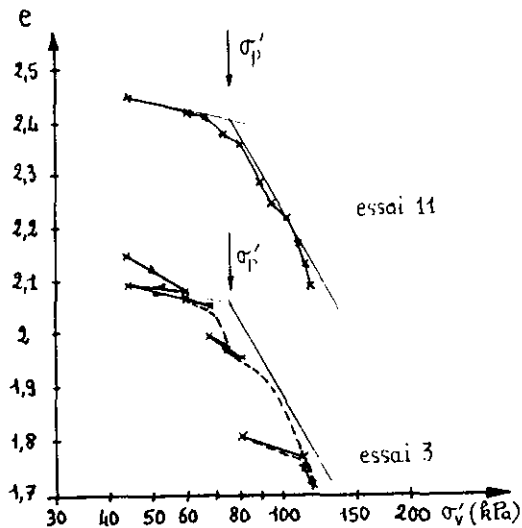


Fig. 72 Représentation des résultats d'essais suivant le chemin de chargement 3 (oedométrique) dans le schéma de Bjerrum.

En écartant de l'analyse les chargements qui conduisent à la rupture à terme, donc situés au voisinage de la courbe d'état critique, nous avons proposé une modélisation qui reprend les termes de la théorie du fluage héréditaire en y intégrant l'anisotropie de comportement observée. Ce modèle comporte huit paramètres et intègre comme cas particuliers les lois de comportement sous chargements constants autour desquelles un consensus s'est établi, en particulier les lois empiriques développées par SINGH et MITCHELL (1968). Les relations contraintes-déformations sont décrites par des fonctions de contraintes du type puissance. Ces fonctions ont été retenues pour les aciers à hautes températures (NORTON, 1929) ou pour les argiles (MESCHYAN, 1967). Elles présentent le double avantage d'être nulles pour des con-

traintes nulles et de permettre une simulation correcte du développement proportionnel des déformations volumiques et déviatoriques correspondant à un chargement progressif "rayonnant" à partir de l'état initial. Cette fonction diffère toutefois de la fonction logarithmique utilisée pour les essais oedométriques ou de la fonction exponentielle proposée par SINGH et MITCHELL.

Ce modèle relativement simple donne une image d'ensemble correcte des résultats qui, nous l'avons vu, montrent l'hétérogénéité mécanique de l'argile de Cubzac-les-Ponts.

Il convient toutefois de souligner que, pour l'établissement précis des paramètres de la mesure de fluage et de la fonction de contrainte, d'autres essais sous charges constantes, appliquées pendant de longues périodes, auraient été nécessaires. Notre travail constitue donc une première approche.

Enfin, il nous faut souligner les limites d'application de ce modèle:

- il s'agit d'un modèle "triaxial" de révolution, c'est-à-dire que les contraintes principales sont appliquées suivant les axes d'orthotropie du sol et que leur direction reste constante au cours des essais. Ces conditions ne sont généralement pas respectées partout dans un sol de fondation ;

- la durée des paliers de chargement et les chemins de chargement rayonnant à partir de l'état de contrainte initial ont été fixés dès le départ. Il reste à vérifier la validité du modèle pour d'autres durées de paliers et pour des chemins de contrainte quelconques. Dans la nature, du fait de l'apparition de surpressions interstitielles longues à se dissiper, les chemins de contraintes effectives suivis à partir de l'état initial diffèrent beaucoup de ceux appliqués pour notre étude expérimentale.

Les essais ont été effectués sur l'argile de Cubzac-les-Ponts consolidée en place sous  $\sigma'_p = 75$  kPa. Les paramètres du modèle dépendent de l'état initial du matériau. Pour une plus grande généralité, il conviendrait donc d'effectuer les mêmes essais sur des échantillons prélevés à plus faible profondeur (consolidés sous une contrainte  $\sigma'_p$  plus réduite). Les travaux de MESCHYAN et BADALYAN (1976) décrits antérieurement (FELIX et KENANA, 1983) permettent de penser que cette généralisation pourrait être acquise sans augmenter beaucoup la complexité du modèle.



## ANNEXE A

L'appareillage utilisé pour réaliser les essais de fluage a été décrit au chapitre 2. Le principe très classique d'application des contraintes introduit une erreur systématique qui est évaluée dans cette annexe pour être prise en compte dans l'interprétation des résultats au chapitre 3. Cette erreur est due à la rigidité de la membrane de caoutchouc qui entoure les éprouvettes, elle est augmentée par les bagues munies de ressort qui servent à mesurer les déformations radiales.

Les intervalles d'incertitude sur la mesure des contraintes appliquées sont ensuite déterminés en y incluant l'incertitude sur l'évaluation de l'erreur systématique.

Enfin, sont déterminés les intervalles d'incertitude sur la mesure des déformations, à partir de la précision des appareils utilisés.

### 1 - EFFET DE LA MEMBRANE ET DES BAGUES

Les déformations radiales d'une éprouvette enfermée dans une mince membrane élastique dépendent de la déformabilité de cette membrane qui, étant plus faible que celle du sol, contribue à limiter ses déformations.

Des expériences avaient été réalisées par HENKEL et GILBERT (cités par BISHOP et HENKEL, 1962) pour étudier les effets de la membrane de caoutchouc sur la valeur des résistances mesurées à l'appareil triaxial.

Ils ont constaté que l'effet de membrane impose des corrections à effectuer sur les résistances à la compression en fonction de leur déformation à la rupture. Ces corrections sont fournies par le tableau 7.

D'autres tableaux, également fournis par HENKEL et GILBERT, correspondent au cas où  $\epsilon_1 = 0,05$  (50 % des valeurs précédentes) et au cas où  $\epsilon_1 = 0,025$  (25 % des valeurs tabulées).

Dans le cas de notre étude expérimentale, où un système de bagues a été utilisé pour la mesure des déformations radiales, l'effet de membrane est augmenté de l'excès de pression latérale exercée par les trois bagues montées sur chaque éprouvette (Fig. 73).

Tableau 7

ESSAI	EPAISSEUR DE LA MEMBRANE EN CAOUTCHOUC		
	Epaisse (0,5mm)	Standard (0,2mm)	Mince (0,1mm)
Corrections à effectuer en kPa ( $\epsilon_1=0,1$ )	9,7	4,1	2

FELIX (1982) a mesuré l'excès de pression latérale que la membrane et les bagues exercent sur une éprouvette en les montant autour d'une membrane gonflable remplie d'air.

La pression intérieure est représentée en fonction du diamètre interne de la bague sur la figure 72 par un trait continu. La courbe supérieure est relative au gonflement de la membrane et la courbe inférieure au dégonflement.

Le trait en pointillé correspond à la pression calculée à partir du coefficient de raideur du ressort et en supposant nuls les frottements des surfaces téflonnées les unes sur les autres.

La différence entre chacune des deux courbes et le trait pointillé donne une idée de l'effet de la membrane et du frottement des bagues.

Au cours d'un essai à contrainte imposée, on enregistre généralement une variation importante du diamètre de l'éprouvette avec le temps.

Sur la figure 72,  $D_{\min} = 53,25$  mm est le diamètre le plus petit atteint par les éprouvettes au cours de tous les essais et  $D_{\max} = 56,11$  mm le diamètre le plus important. La partie hachurée de la figure 72 contient la courbe représentative de l'erreur systématique au cours de l'essai en fonction du diamètre mesuré.

On considère que l'erreur systématique au cours de l'essai est constante et égale à la valeur moyenne sur l'ensemble de la zone hachurée de la figure 72. L'écart entre cette valeur moyenne et la valeur réelle est assimilé à l'incertitude sur l'erreur systématique.

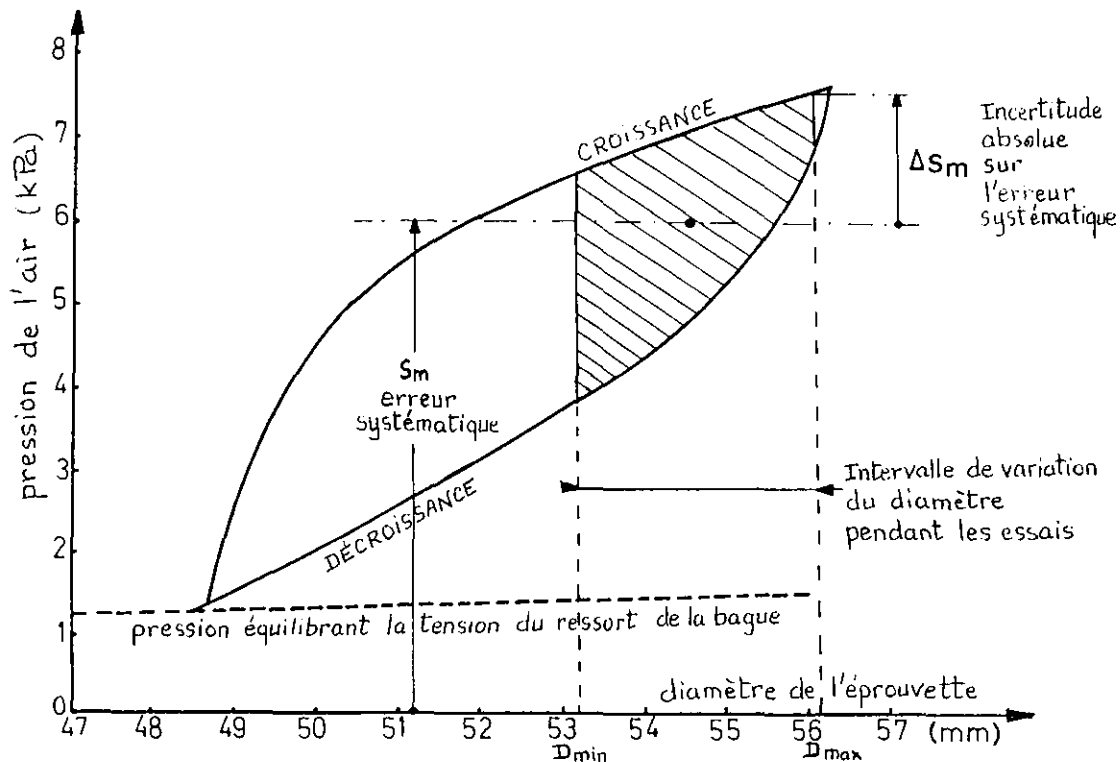


Fig. 73 Evaluation de la pression exercée par la membrane et les bagues sur les éprouvettes (diamètre nominal 50,8 mm).

Chaque bague de mesure des déformations radiales ayant une hauteur de 17 mm, l'excès de pression latérale dû aux trois bagues ne s'exercera que sur la moitié de la surface latérale de l'éprouvette (dont la hauteur moyenne est de 100 mm).

De ce fait, on prendra comme erreur systématique moyenne et comme incertitude sur cette erreur la moitié des valeurs indiquées sur la figure à partir des résultats de l'essai de gonflement-dégonflement de la membrane et des bagues, soit :

$$\begin{aligned} s_m &= 3 \text{ kPa} \\ \Delta s_m &= 1 \text{ kPa} \end{aligned} \quad (101)$$

## II. INCERTITUDE SUR LA VALEUR DES CONTRAINTES APPLIQUEES

La prise en compte de l'erreur systématique se traduit sur l'évaluation des composantes  $p$  et  $q$  de l'état de contrainte de la manière suivante :

\*  $p$  est égal à  $p_H$  si  $s_m$  n'est pas pris en compte et  $q$  est égal à  $q_H$  ;

\* par contre  $p$  est égal à  $p_R$  si  $s_m$  est pris en compte et  $q$  est égal à  $q_R$ .

Si  $(\sigma_3)_h$  est la pression du fluide de confinement de la cellule triaxiale, on peut écrire les équations suivantes :

$$\begin{aligned} p_R &= \frac{2(\sigma_3)_h + 2s_m + \sigma_1}{3} = \frac{\sigma_1 - (\sigma_3)_h}{3} + (\sigma_3)_h + \frac{2}{3} s_m \\ &= p_H + \frac{2}{3} s_m \end{aligned} \quad (102)$$

et

$$q_R = \sigma_1 - (\sigma_3)_h - s_m = q_H - s_m \quad (103)$$

Par conséquent :

$$\begin{aligned} p_R &= p_H + 2 \text{ kPa} \\ q_R &= q_H - 3 \text{ kPa} \end{aligned} \quad (104)$$

La figure 74 représente dans le diagramme  $(p, q)$  les états de contraintes qui définissent le programme de chargement des éprouvettes, calculés à partir de  $\sigma_1$  et de  $(\sigma_3)_h$  en tenant compte de l'erreur systématique et sans en tenir compte. Cette figure montre l'influence de l'effet de membrane et des bagues sur les contraintes appliquées.

Nous allons évaluer l'incertitude absolue relative à la mesure de  $p_R$  et  $q_R$  en évaluant tout d'abord  $(\sigma_3)_h$  et  $(\sigma_1 - \sigma_3)_h$ .

La décomposition des incertitudes absolues

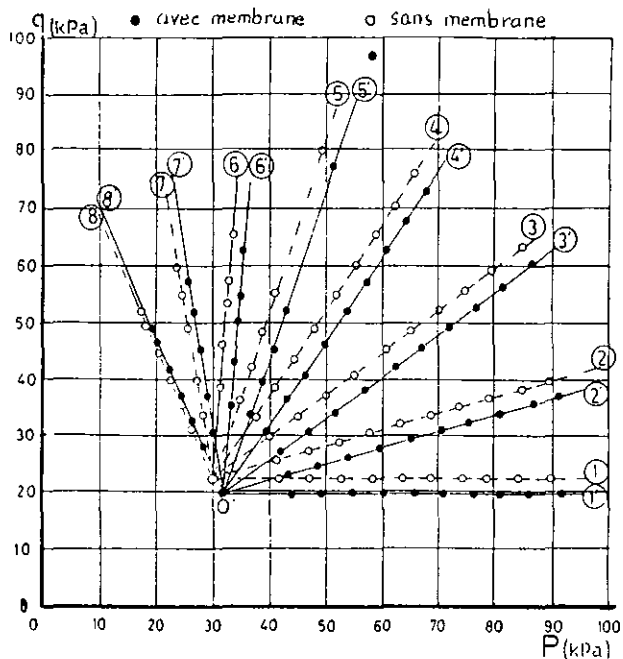


Fig. 74 Etats de contrainte adoptés avec ou sans l'effet de membrane et des bagues.

sur  $(\sigma_3)_h$  est exposée dans le tableau 8.

Le déviateur des contraintes  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  appliqué à un temps donné à l'aide des poids sur l'étrier est donné par l'expression :

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_h = \frac{P}{S} = \frac{36 P}{\pi (D_1 + D_2 + D_3)^2} \quad (105)$$

P désignant les poids placés sur l'étrier et S étant la section de l'éprouvette.

L'incertitude absolue sur  $(\sigma_1 - \sigma_3)_h$  est de la forme :

$$\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)_h = \frac{36 \Delta P}{\pi (D_1 + D_2 + D_3)^2} + \frac{72 P (\Delta D_1 + \Delta D_2 + \Delta D_3)}{\pi (D_1 + D_2 + D_3)^3}$$

Le tableau 8 fournit également les incertitudes absolues qui contribuent aux incertitudes  $\Delta P$  et  $\Delta D$ .

Les frottements existant entre le piston et l'alésage du couvercle de la cellule ont été estimés par WARLAM (cité par BISHOP et HENKEL, 1962). WARLAM, dans une étude des méthodes de chargement utilisées dans les essais à l'appareil triaxial, a conclu que le frottement engendré par un piston d'un diamètre égal à 2/3 pouce est compris entre 1% et 3% de la charge appliquée.

La moyenne des valeurs proposées pour  $\Delta P_2$ , soit 2 % de la charge appliquée, a été retenue.

Compte tenu des équations (102) et (103), l'incertitude absolue sur  $P_R$  et  $q_R$  est égale à

$$\Delta p = \frac{1}{3} \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)_h + \Delta(\sigma_3)_h + \frac{2}{3} \Delta s_m \quad (106)$$

et

Tableau 8

Erreurs commises sur  $(\sigma_3)_h$  et  $(\sigma_1 - \sigma_3)_h$

PARAMETRES AFFECTES	SOURCES D'ERREURS	SYMBOLE	ESTIMATION DE L'ERREUR
Erreurs sur $(\sigma_3)_h$	Précision de la règle et de lecture des pressions	$(\Delta \sigma_3)_1$	0,5 kPa
	Erreur due à la différence de la pression du fluide cellulaire entre le haut et le bas de l'échantillon	$(\Delta \sigma_3)_2$	0,5 kPa
	$\Delta(\sigma_3)_h = (\Delta \sigma_3)_1 + (\Delta \sigma_3)_2 = 1 \text{ kPa}$		
Erreurs sur $(\sigma_1 - \sigma_3)_h$	Incertitude absolue sur les lectures des bagues	$\Delta D_1 = \Delta D_2 = \Delta D_3$	0,03 mm
	Précision de la balance de pesée (METTLER)	$(\Delta P)_1$	$10^{-6}$ kN
	Erreurs dues aux frottements existant entre le piston et l'alésage de la cellule	$(\Delta P)_2$	0,02 P
	$\Delta P = (\Delta P)_1 + (\Delta P)_2$		

$$\Delta q = \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)_h + \Delta s_m \quad (107)$$

Sur la figure 75, chaque chargement représenté par un point de coordonnées (p,q) est entouré de sa zone d'incertitude de dimension  $\Delta p$  et  $\Delta q$ .

### III. CALCUL DES INCERTITUDES ABSOLUES SUR LES DEFORMATIONS CALCULEES

La déformation volumique est donnée par :

$$v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad (108)$$

$$\text{avec } \varepsilon_1 = \frac{\delta h}{H}$$

$$\varepsilon_3 = \frac{\delta D_1 + \delta D_2 + \delta D_3}{3D}$$

où  $\delta h$  représente le tassement différentiel enregistré sur le comparateur,

$\delta H$  est la hauteur de l'éprouvette après la phase de consolidation anisotrope,

$\delta D_1, \delta D_2, \delta D_3$  représentent respectivement les variations des diamètres mesurés par les bagues.

L'incertitude absolue sur la déformation volumique est donnée par :

$$\Delta v = \frac{2}{3\Delta} \Delta(\delta D_1) + \Delta(\delta D_2) + \Delta(\delta D_3) +$$

$$\frac{2}{3} \frac{\Delta D}{D^2} (\delta D_1 + \delta D_2 + \delta D_3) + \frac{\Delta(\delta h)}{H} + \Delta H + \frac{\delta h}{H^2} \quad (109)$$

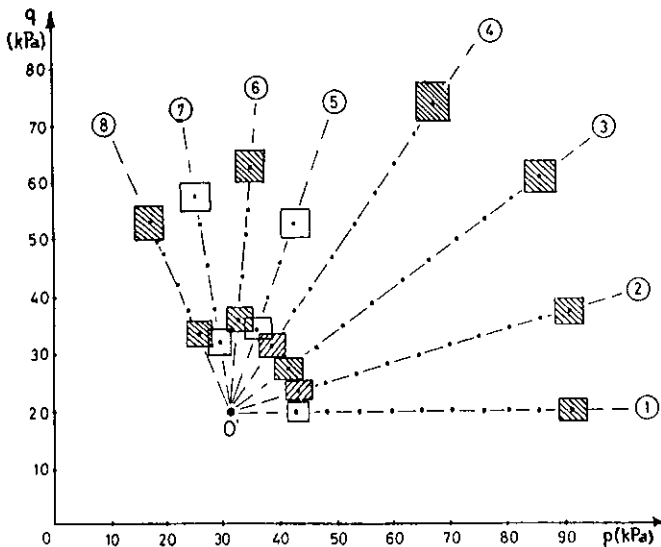


Fig. 75 Plages d'erreurs sur les états de contraintes appliqués.

La déformation déviatorique étant donnée par

$$\varepsilon = \frac{2}{3} (\varepsilon_1 - \varepsilon_3), \quad (110)$$

son erreur absolue maximale est :

$$\Delta \varepsilon = \frac{2}{3} \frac{\Delta(\delta h)}{H} + \frac{2}{3} \frac{\Delta H \cdot \delta h}{H^2} +$$

$$\frac{2}{9} \frac{\Delta(\delta D_1) + \Delta(\delta D_2) + \Delta(\delta D_3)}{D} + \frac{2}{9} \frac{\Delta D}{D^2} (\delta D_1 + \delta D_2 + \delta D_3)$$

Les fiches d'identification de l'appareillage de mesure utilisé donnent :

$$\Delta D = \Delta(\delta D_1) = \Delta(\delta D_2) = \Delta(\delta D_3) = 0,03 \text{ mm}$$

$$\Delta h = 0,01 \text{ mm.}$$

Si l'on pose, compte tenu de leurs valeurs numériques,  $\Delta D = 3\Delta H$ , les expressions (109) à (111) auront respectivement les formes suivantes :

$$\Delta v = \left( \frac{6}{D} + \frac{2}{D^2} (\delta D_1 + \delta D_2 + \delta D_3) + \frac{1}{H} + \frac{\delta h}{H^2} \right) \cdot \Delta h \quad (112)$$

$$\Delta \varepsilon = \left( \frac{2}{3H} + \frac{2}{3} \frac{\delta h}{H^2} + \frac{2}{D} + \frac{2}{3} \frac{\Delta D_1 + \Delta D_2 + \Delta D_3}{D^2} \right) \cdot \Delta h \quad (113)$$

Dans (112), on a :

$$\frac{6}{D} + \frac{1}{H} \gg \frac{2}{D^2} (\Delta D_1 + \Delta D_2 + \Delta D_3) + \frac{2}{3} \frac{\delta h}{H^2}$$

$$\Rightarrow \Delta v \approx \left( \frac{6}{D} + \frac{1}{H} \right) \cdot \Delta h \quad (114)$$

Dans l'expression (113), on a :

$$\frac{2}{3H} + \frac{2}{D} \gg \frac{2}{3} \frac{\delta h}{H^2} + \frac{2}{3} \frac{\Delta D_1 + \Delta D_2 + \Delta D_3}{D^2}$$

$$\Rightarrow \Delta \varepsilon \approx 2 \cdot \left( \frac{1}{D} + \frac{1}{3H} \right) \cdot \Delta h \quad (115)$$

L'approximation introduite par les formules simplifiées (114) et (115) ne dépasse jamais 5 % de l'erreur  $\Delta v$  ou  $\Delta \varepsilon$  correspondante.

Les figures 76 et 77 représentent les plages d'erreurs commises sur les vecteurs d'incrément de déformation différées (1ère série d'essais) et totales (2e série d'essais).

On a représenté une valeur moyenne de ces erreurs, soit :

$$\Delta v = 1,2 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta \varepsilon = 4,5 \cdot 10^{-4}$$

(c'est-à-dire les expressions (114) et (115) avec  $D = 53 \text{ mm}$  et  $H = 100 \text{ mm}$ )

On remarque sur ces figures que l'incertitude sur la mesure des déformations reste petite par rapport aux valeurs de celle-ci.

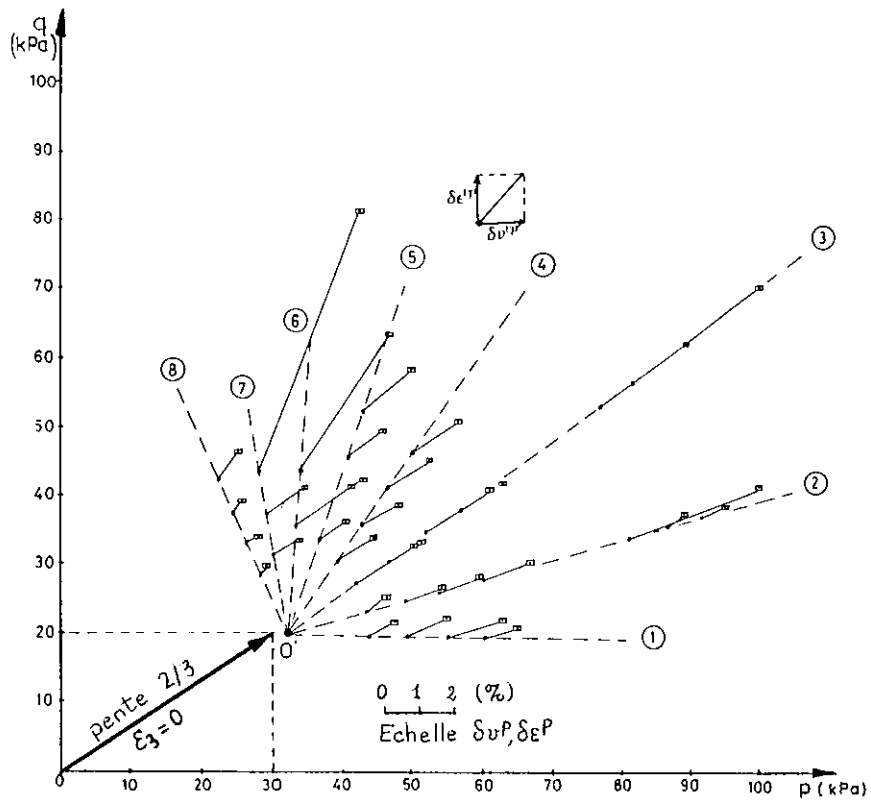


Fig. 76 Plages d'erreurs commises sur les vecteurs d'incrément de déformation de fluage (première série).

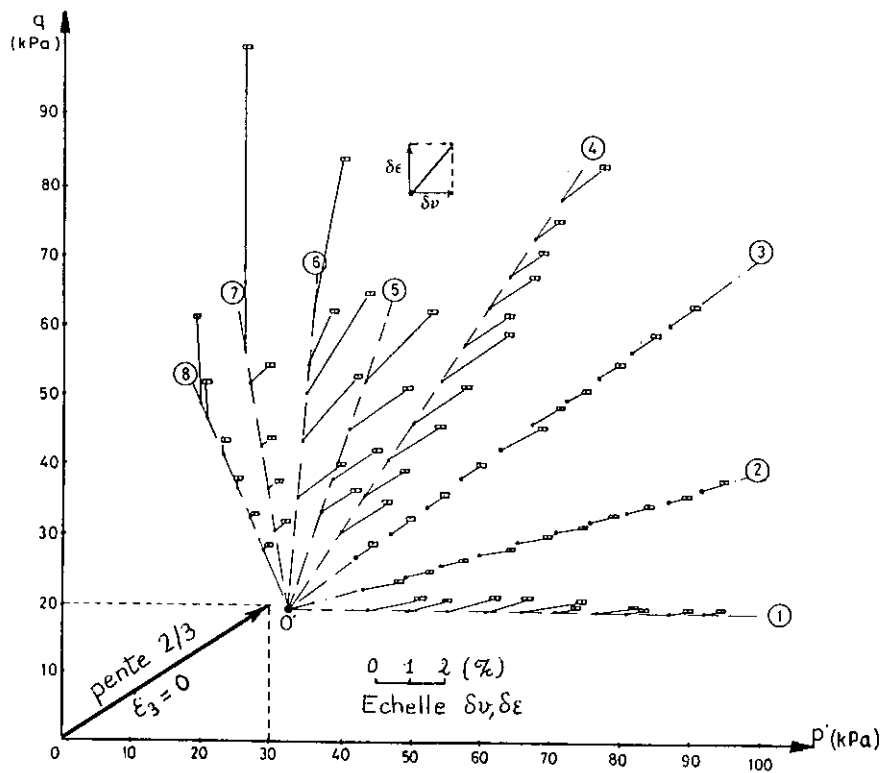


Fig. 77 Plages d'erreurs commises sur les vecteurs d'incrément de déformation totale (deuxième série).

#### IV. MESURE DES DEFORMATIONS VOLUMIQUES AU COURS DES ESSAIS DE FLUAGE

Un problème non négligeable pour les essais de fluage est celui des fuites et des autres phénomènes de transfert entre le fluide interstitiel et le liquide cellulaire.

Ce problème, souvent éludé dans les publications sur le fluage, devient important lorsque les essais sont effectués dans des conditions non drainées. Dans ce genre d'essais, le comportement en fluage est supposé s'effectuer avec des déformations volumiques nulles. Si les fuites et les autres transferts entre le fluide interstitiel et le liquide cellulaire deviennent non négligeables, les pressions interstitielles chutent et les contraintes effectives appliquées sont complètement perturbées.

En étudiant les possibilités de fuites dans un montage triaxial, LEROUEIL (1977) a constaté que le calcul des déformations volumiques à partir du volume d'eau drainée mesuré au volumètre est entaché d'erreurs.

Les sources de ces erreurs, succinctement mentionnées au chapitre II, proviennent essentiellement des fuites d'eau.

Pour mettre en évidence les fuites d'eau éventuelles et leur importance pendant les essais effectués, on a calculé les déformations volumiques par deux méthodes :

- méthode directe ( $V$ ) : grâce aux mesures faites sur le comparateur et les bagues ;
- méthode indirecte ( $V_D$ ) : à partir du volume d'eau drainée (lectures faites sur le volumètre).

Les résultats obtenus sont comparés sur les figures 77 à 82, qui sont relatives aux éprouvettes soumises aux chargements suivant les chemins de contraintes 1, 2, 3 et 4, qui provoquent les déformations volumiques les plus importantes.

Compte tenu des erreurs commises sur les valeurs calculées ( $\Delta v = 1,2 \cdot 10^{-3}$  ;  $\Delta v_D = 5 \cdot 10^{-4}$ ), les figures 78 à 82 reflètent une bonne concordance entre les résultats comparés.

La différence entre les résultats comparés sur la figure 77 s'explique par la déchirure de la membrane au niveau des pierres poreuses, qui a conduit à arrêter l'essai. Pour les éprouvettes n° 10 et 11 de la série 2, chargées suivant les chemins 2 et 3, le volume drainé n'a pu être mesuré à cause d'une défaillance du volumètre.

Au vu de ces résultats, on peut conclure que les fuites d'eau enregistrées au cours de ces essais restent petites.

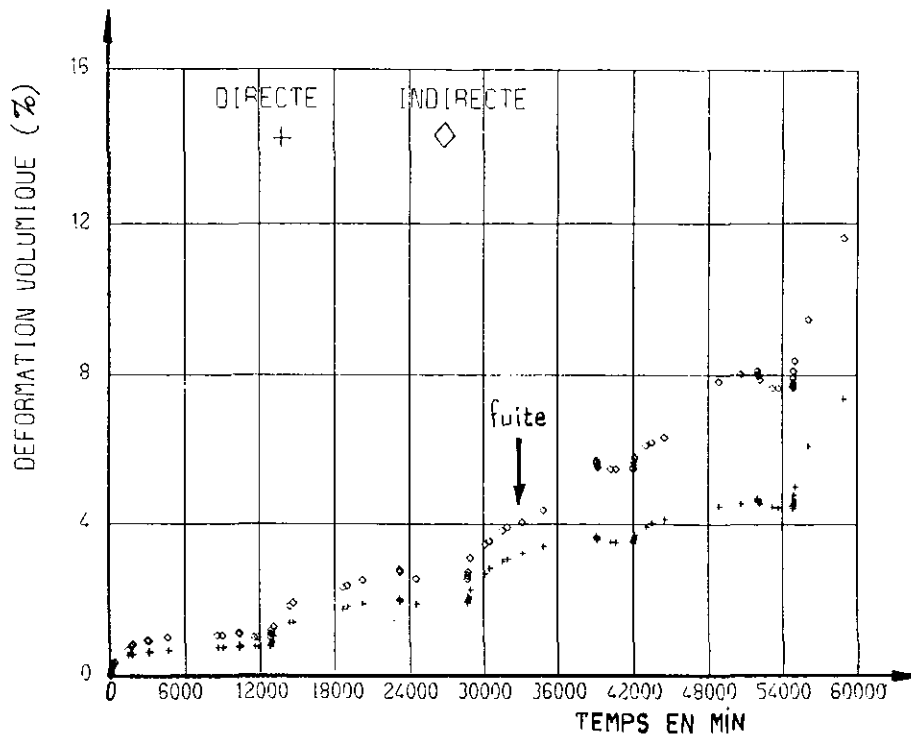


Fig. 78 Comparaison des déformations volumiques de l'éprouvette 1 calculées par les méthodes directe et indirecte.

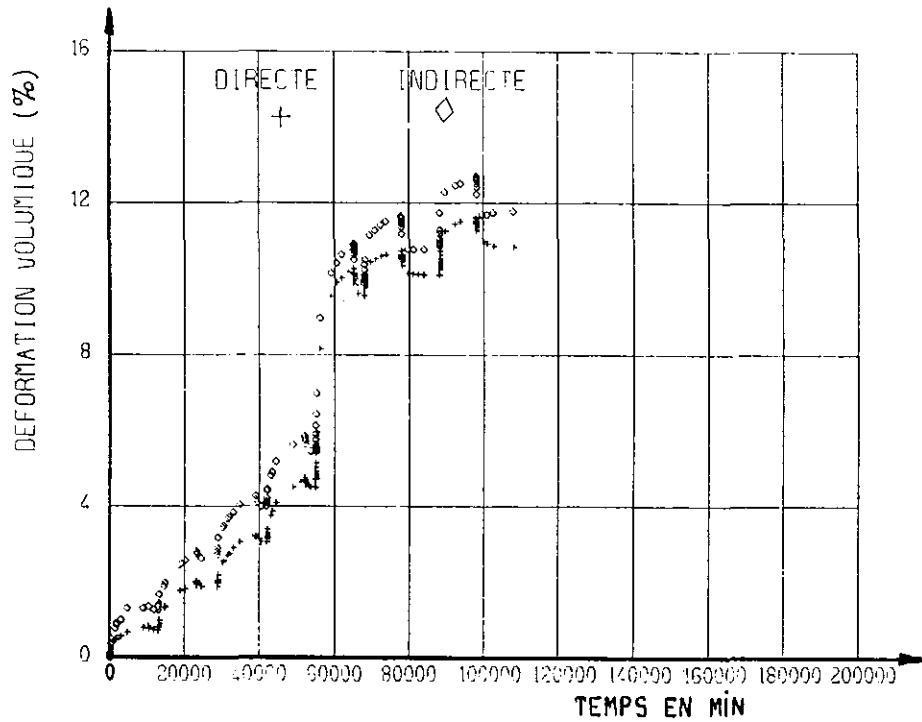


Fig. 79 Comparaison des déformations volumiques de l'éprouvette 2 calculées par les méthodes directe et indirecte.

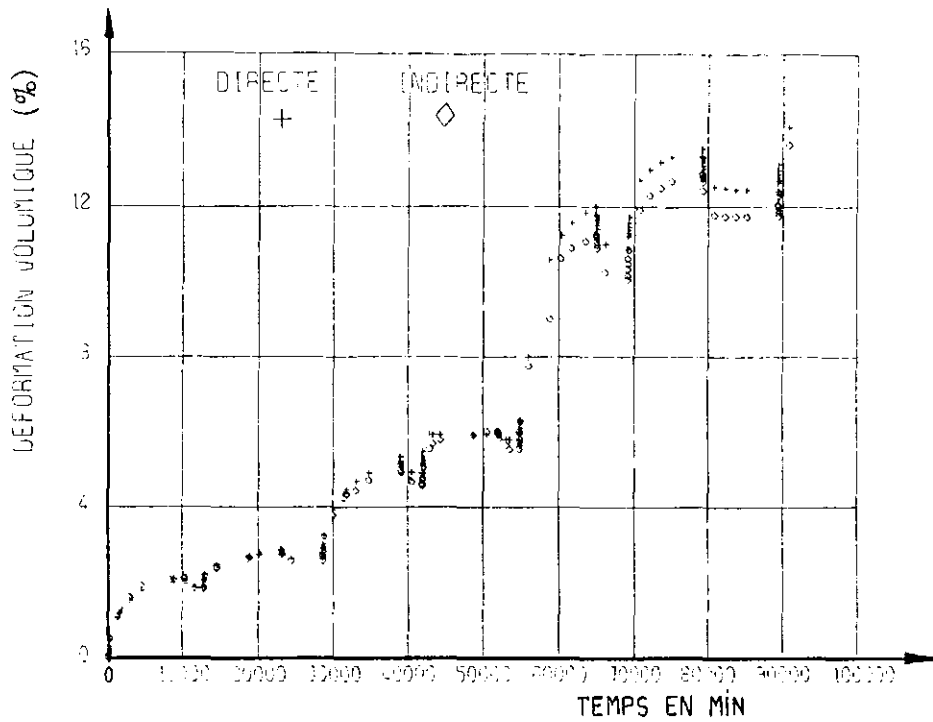


Fig. 80 Comparaison des déformations volumiques de l'éprouvette 3 calculées par les méthodes directe et indirecte.

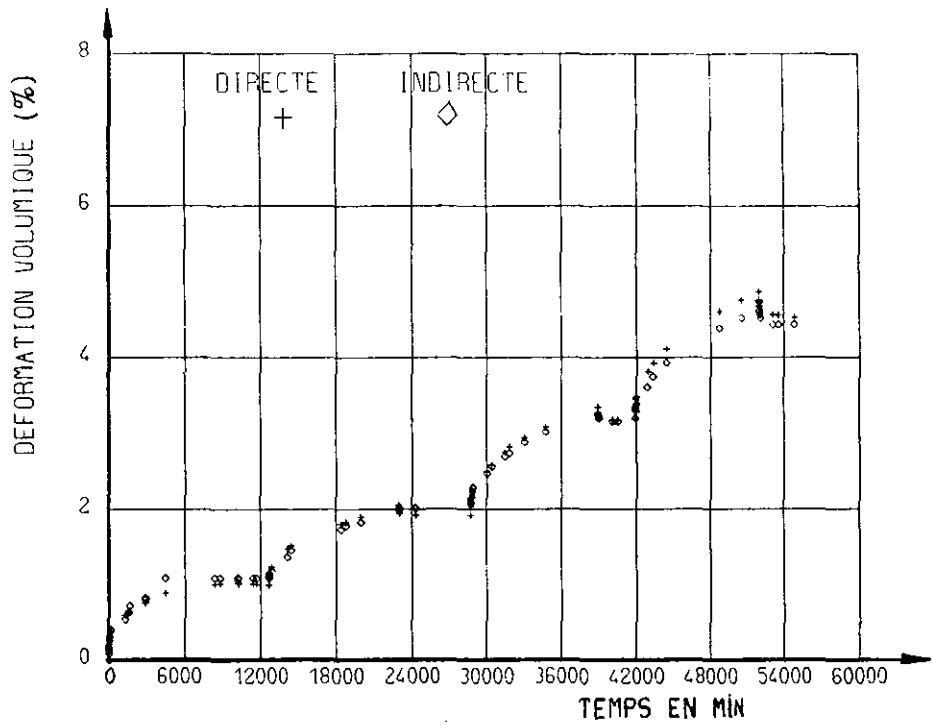


Fig. 81 Comparaison des déformations volumiques de l'éprouvette 4 calculées par les méthodes directe et indirecte.



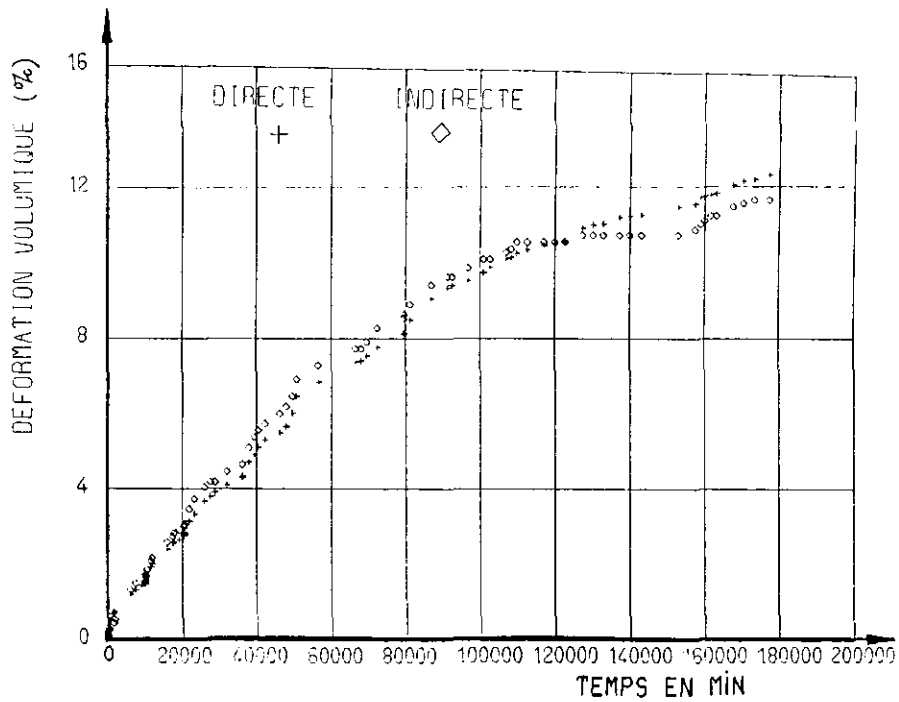


Fig. 82 Comparaison des déformations volumiques de l'éprouvette 9 calculées par les méthodes directe et indirecte.

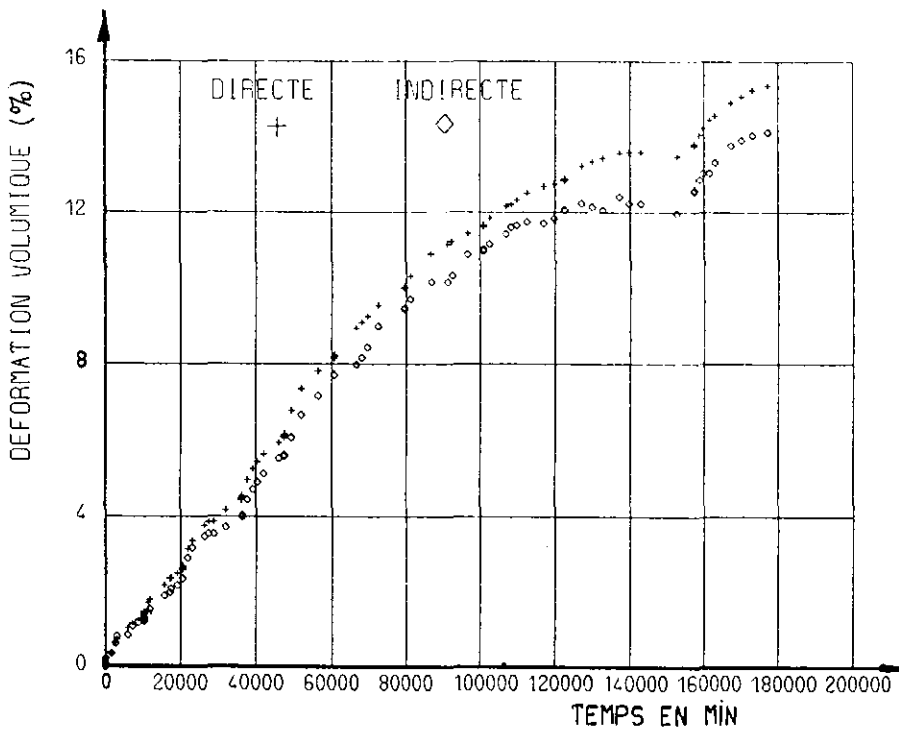


Fig. 83 Comparaison des déformations volumiques de l'éprouvette 12 calculées par les méthodes directe et indirecte.

## ANNEXE B

### R E S U L T A T S    D E S    E S S A I S

- CHARGEMENTS APPLIQUES DANS LES ESSAIS (Tableau 9)
  
- RESULTATS DES ESSAIS (1ère série :  
Cycles de chargement-déchargement) (Figures 84 à 91)
  
- RESULTATS DES ESSAIS (2ème série :  
Chargement par paliers) (Figures 92 à 99)

Tableau 9 Chargements appliqués dans les essais.

(Valeurs des contraintes appliquées en kilopascals)

a - Chargement à composante isotrope prépondérante

CHEMIN DE CONTRAINTE	a		b		c		d		e		f		g		h		i		j	
	$\sigma_1^i$	$\sigma_3^i$	$\sigma_1^i$	$\sigma_3^i$	$\sigma_1^i$	$\sigma_3^i$	$\sigma_1^i$	$\sigma_3^i$	$\sigma_1^i$	$\sigma_3^i$	$\sigma_1^i$	$\sigma_3^i$	$\sigma_1^i$	$\sigma_3^i$	$\sigma_1^i$	$\sigma_3^i$	$\sigma_1^i$	$\sigma_3^i$	$\sigma_1^i$	$\sigma_3^i$
1 (1,9)	56,75	34,25	62,25	39,75	67,75	45,25	73,25	50,75	78,75	56,25	83,75	61,25	89,50	67,00	93,75	71,25	99,25	76,75	104,75	82,25
2 (2,10)	58,40	32,60	65,24	37,76	71,50	42,50	78,07	47,43	84,63	52,37	91,19	57,31	97,20	61,80	103,45	66,55	110,30	71,70	116,00	76,00
3 (3,11)	60,00	30,00	67,33	33,67	74,67	37,33	82,33	41,17	90,67	45,33	97,67	48,83	105,00	52,50	112,00	56,00	119,00	59,50	127,00	63,50
4 (4,12)	59,80	26,20	66,60	27,90	73,40	29,50	80,60	31,40	88,60	33,40	95,40	35,10	102,60	36,90	109,00	38,50	116,20	40,30	123,80	42,20
5 (5,13)	59,00	22,50	65,00	22,50	71,00	22,50	78,00	22,50	84,50	22,50	90,50	22,50	96,50	22,50	102,50	22,50	109,00	22,50	115,50	22,50

08

b - Chargement à composante déviatorique prépondérante

CHEMIN DE CONTRAINTE	A		B		C		D		E		F		G	
	$\sigma_1^i$	$\sigma_3^i$	$\sigma_1^i$	$\sigma_3^i$	$\sigma_1^i$	$\sigma_3^i$	$\sigma_1^i$	$\sigma_3^i$	$\sigma_1^i$	$\sigma_3^i$	$\sigma_1^i$	$\sigma_3^i$	$\sigma_1^i$	$\sigma_3^i$
6 (6,14)	57,15	18,45	62,75	16,25	68,25	14,75	71,25	13,75	77,75	11,75				
7 (7,15)	50,75	16,75	53,75	13,75			56,75	10,75	61,25	8,25	63,75	3,75		
8 (8,16)	47,10	15,90	48,19	12,57			49,25	9,25	50,43	5,57	51,61	1,89	52,22	0

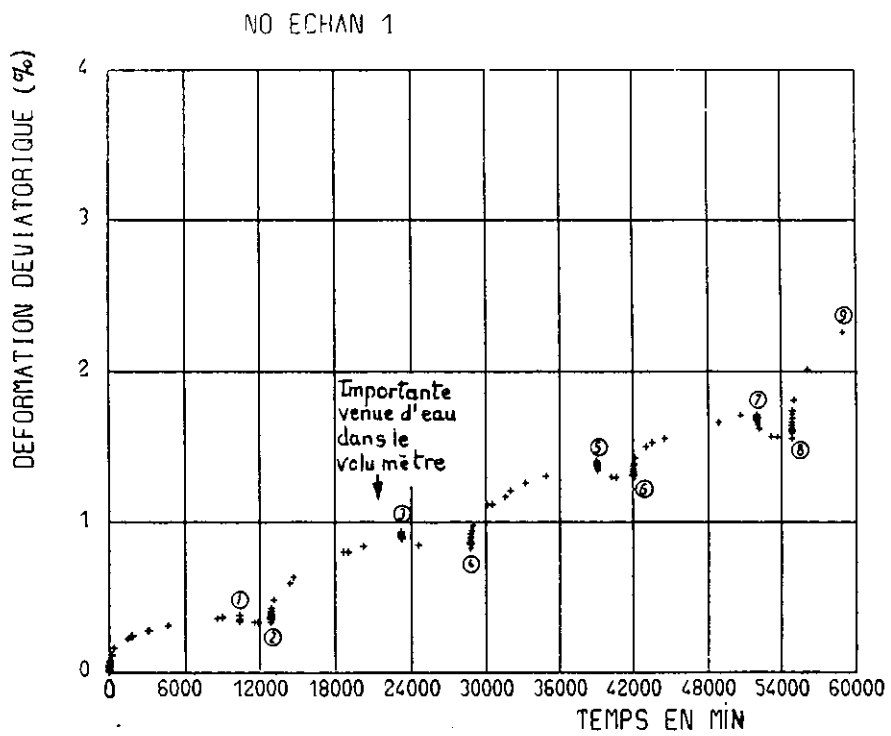
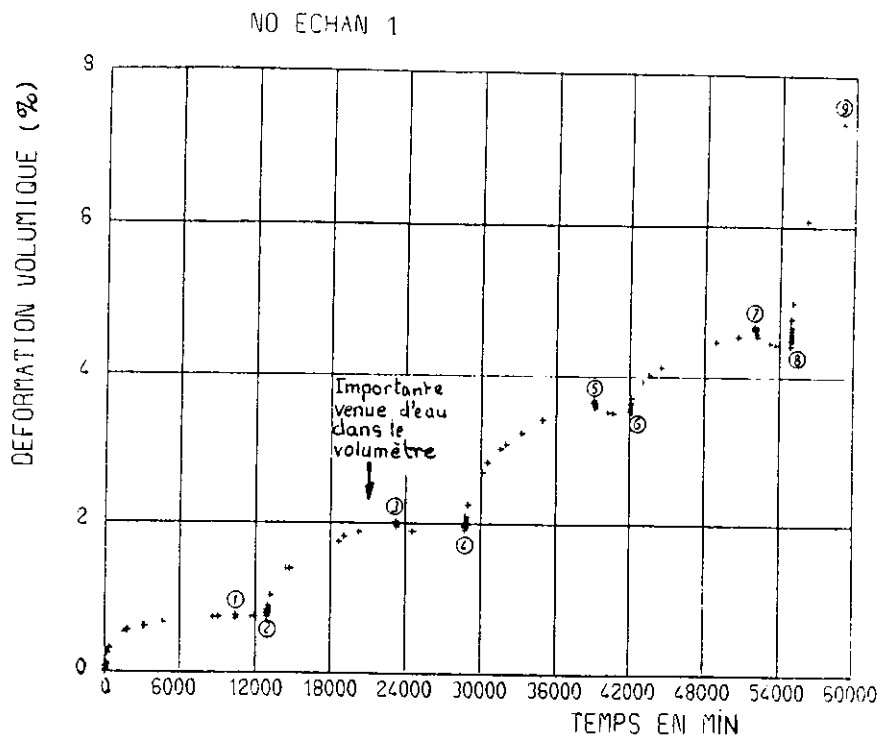


Fig. 84

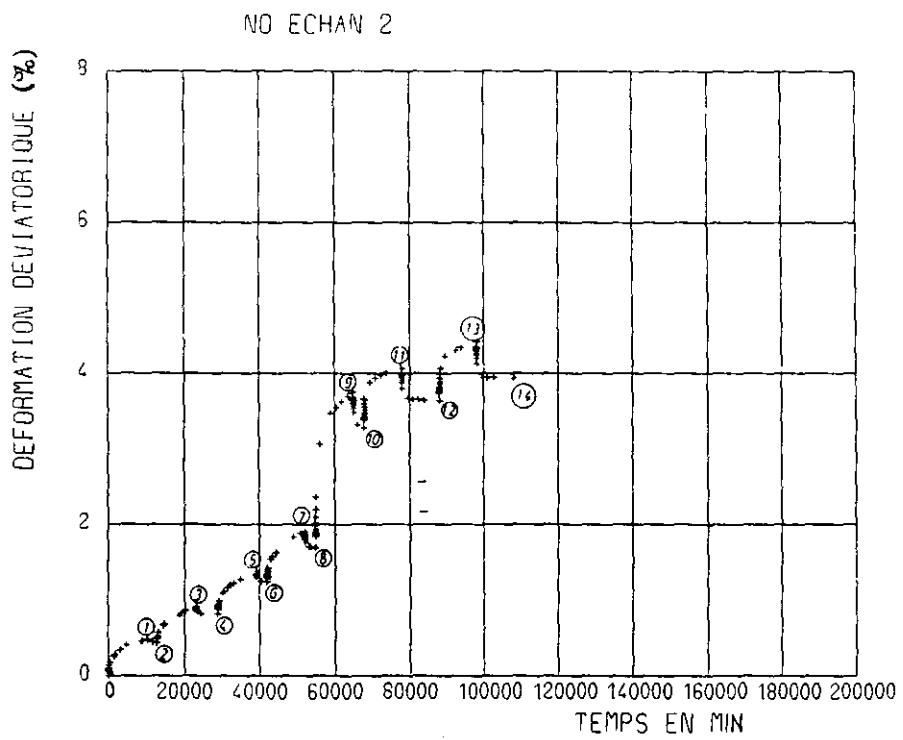
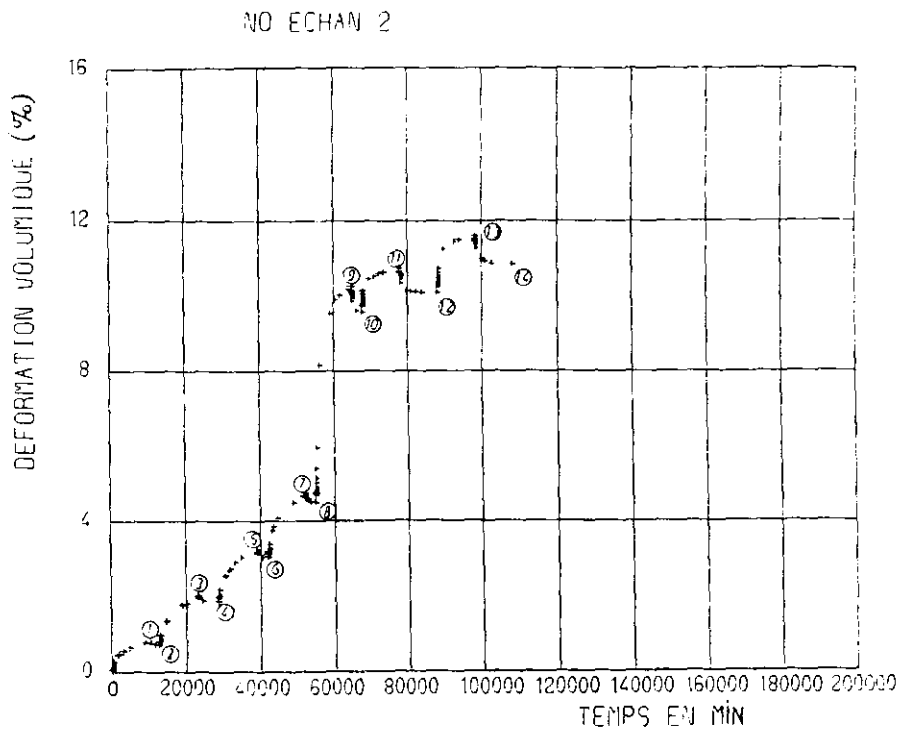
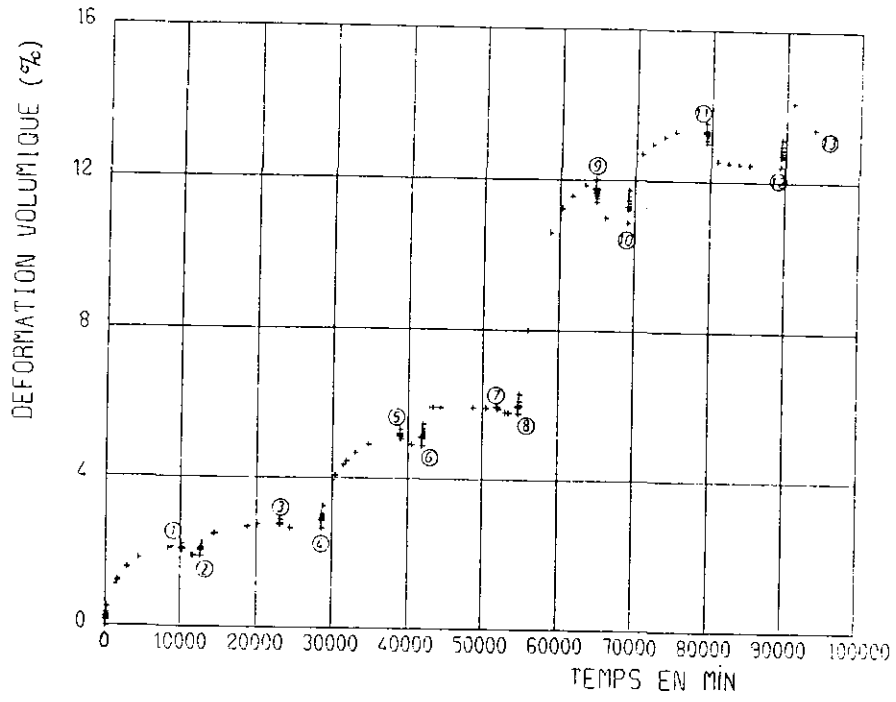


Fig. 85

NO ECHAN 3



NO ECHAN 3

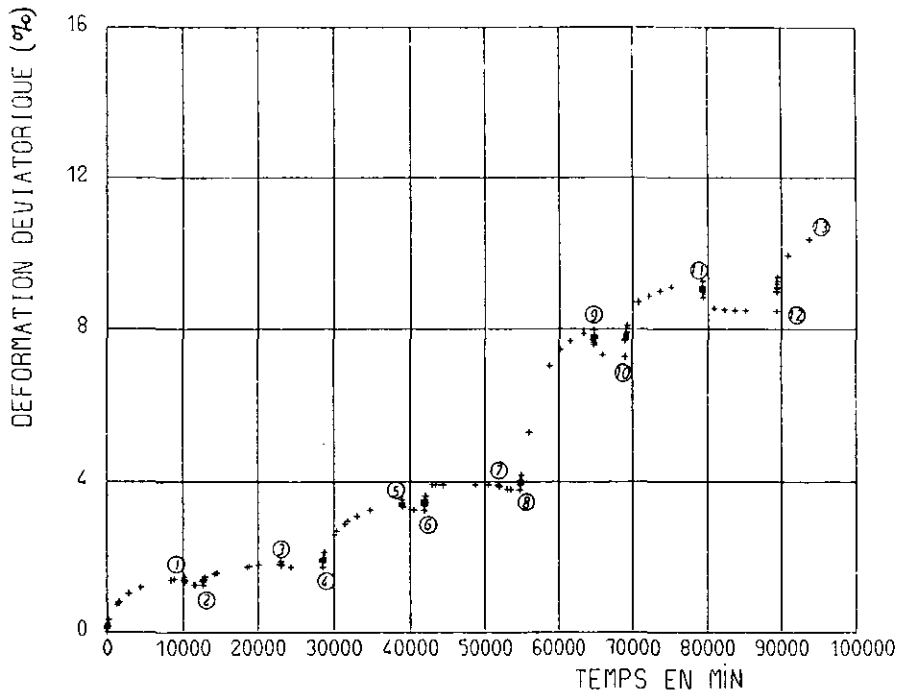


Fig. 86

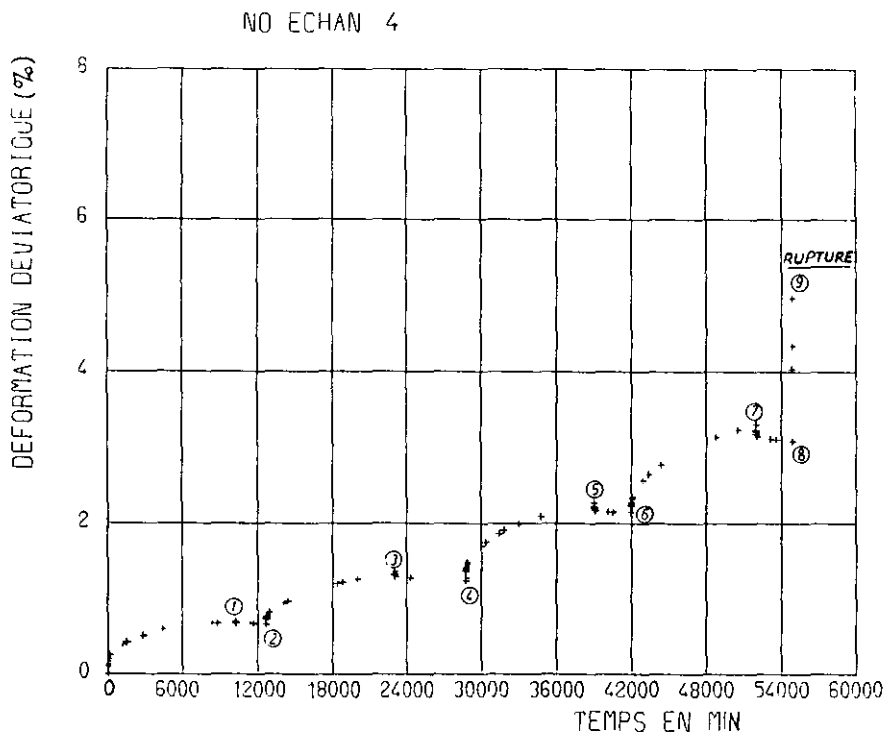
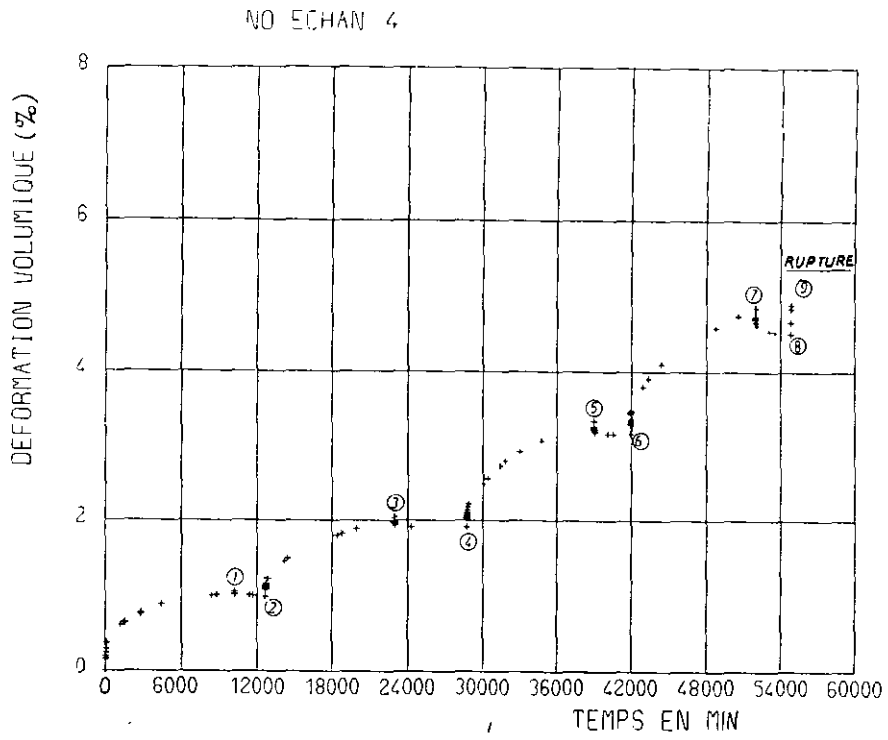


Fig. 87

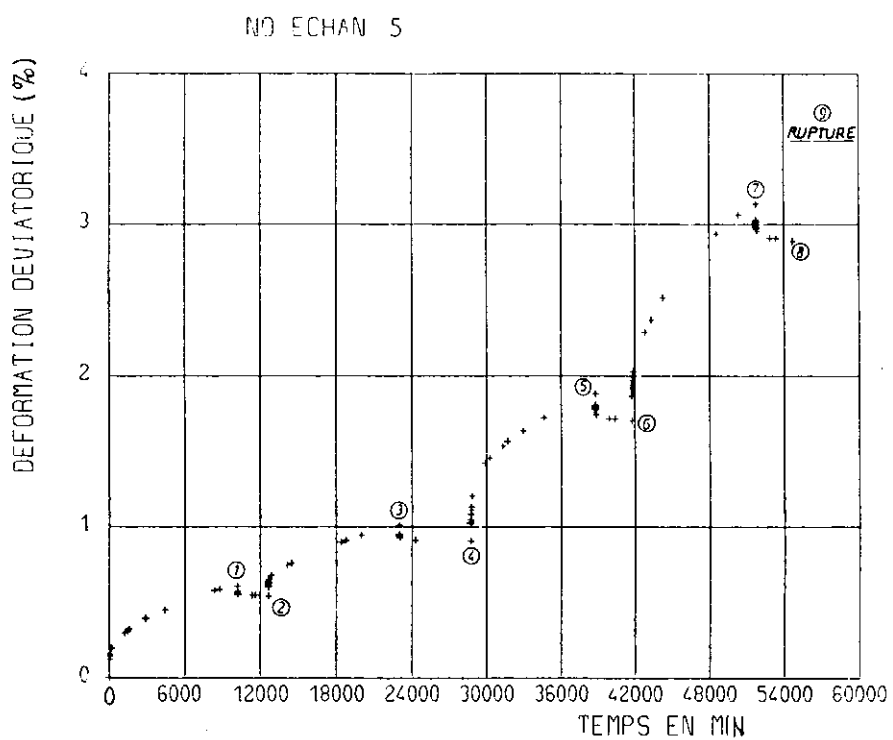
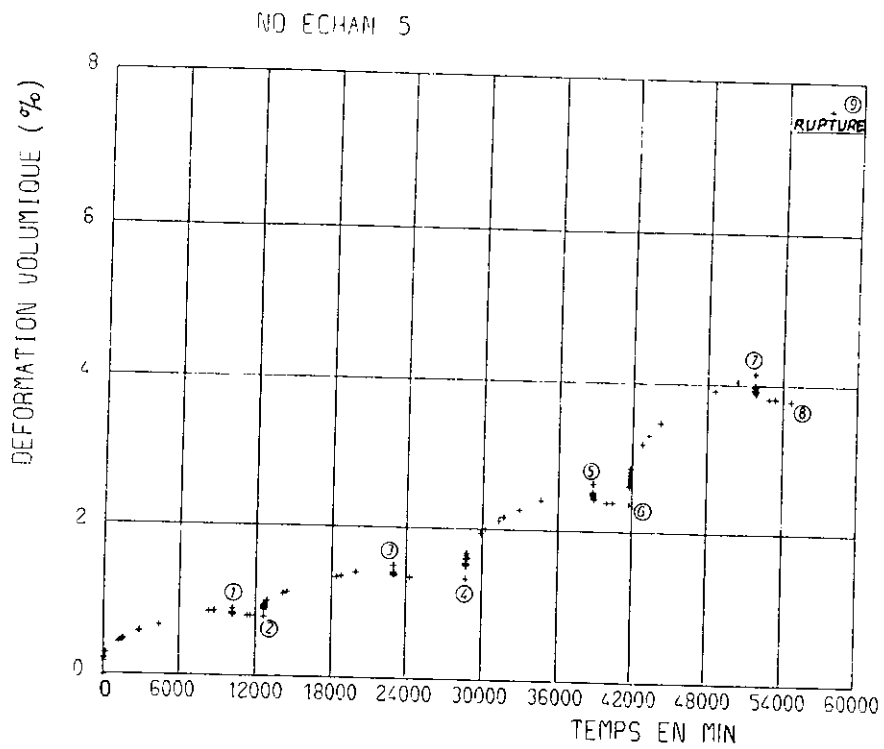


Fig. 88



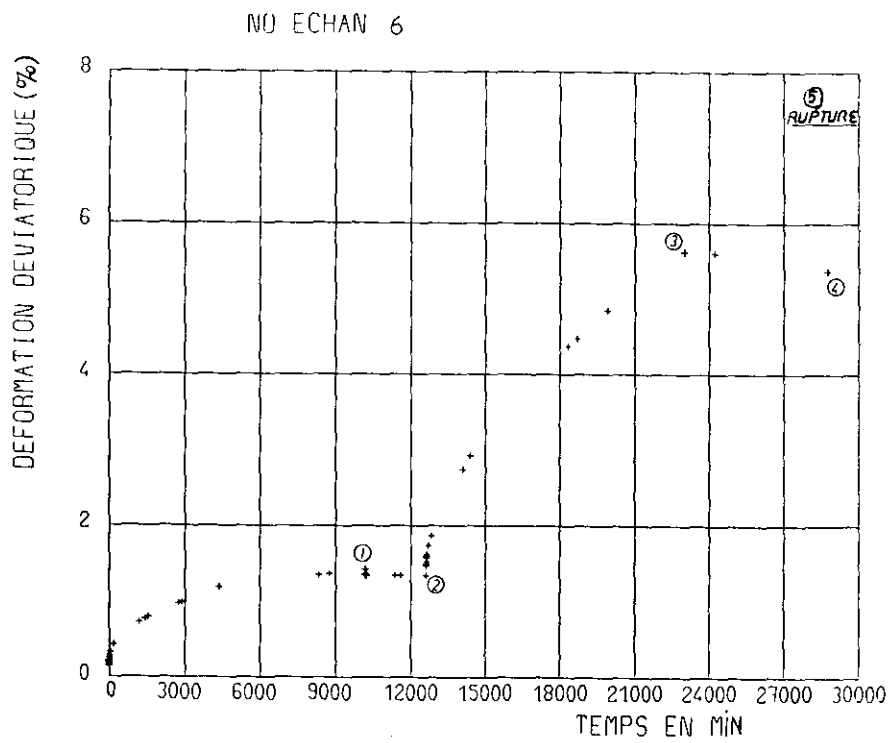
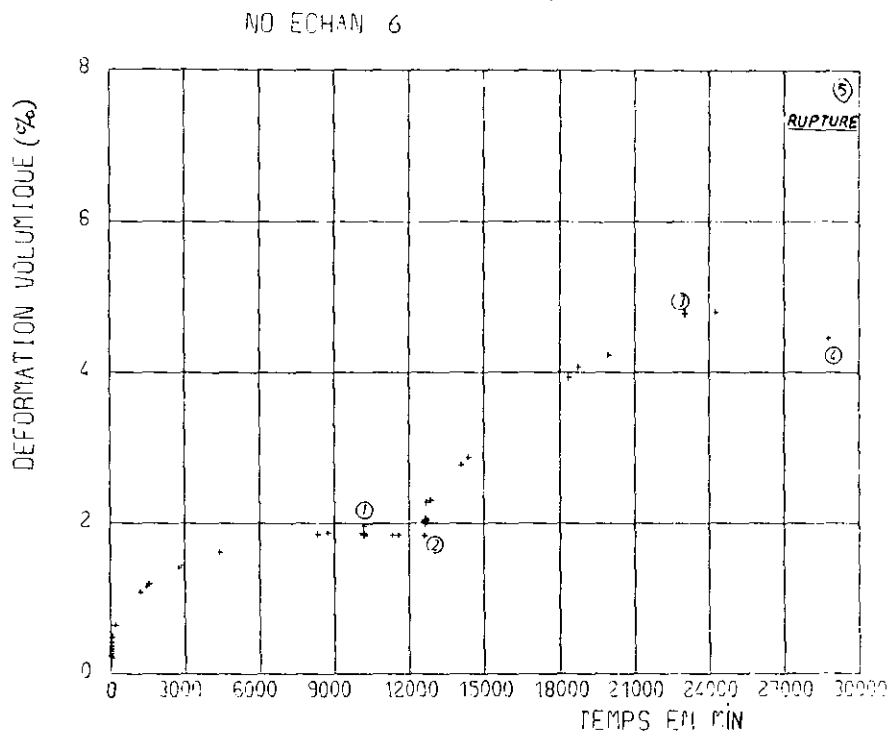


Fig. 89

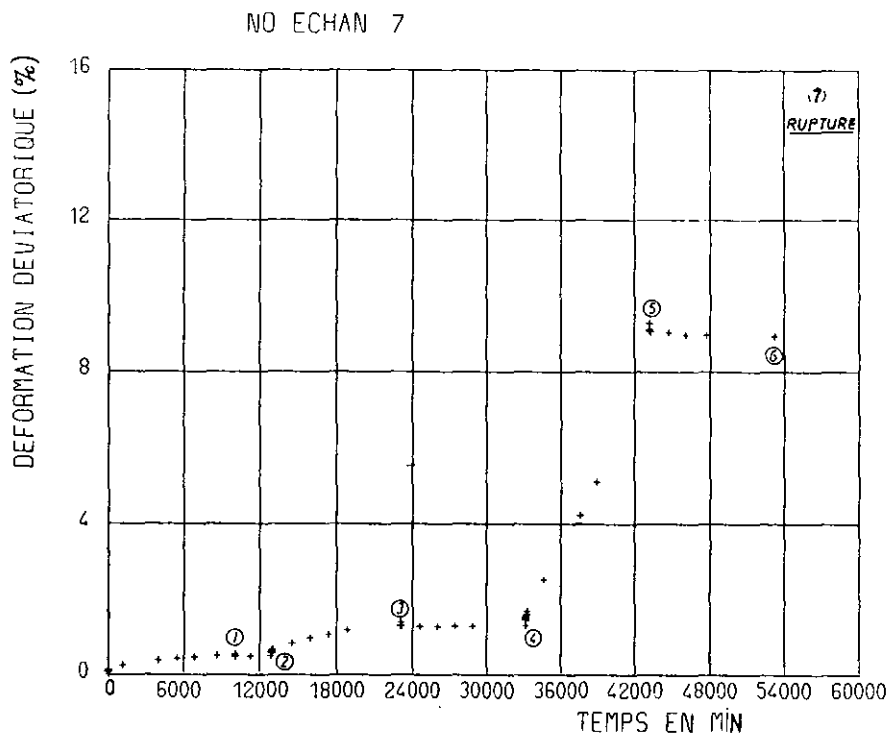
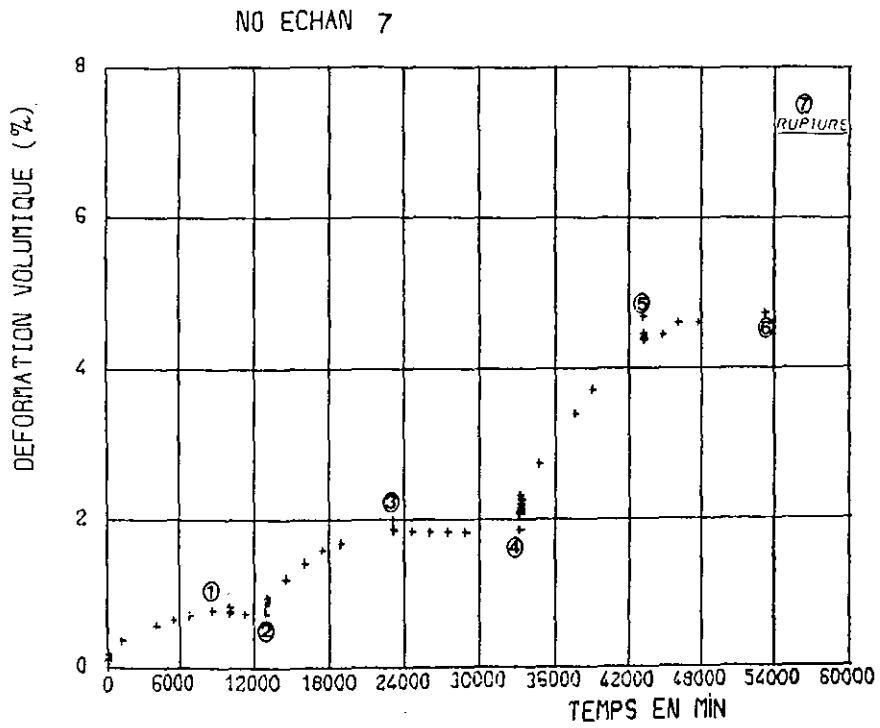
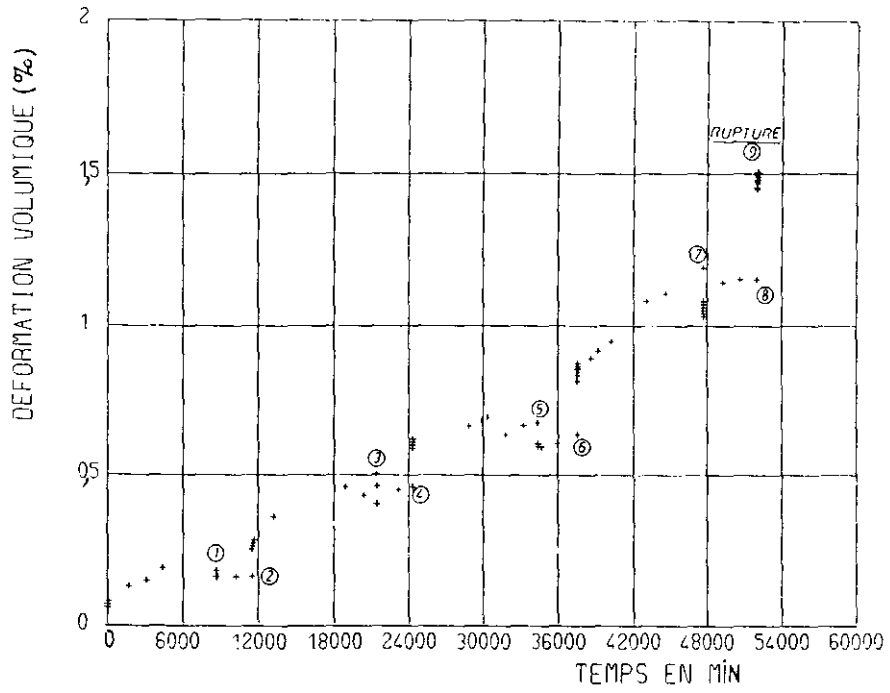


Fig. 90

NO ECHAN 8



NO ECHAN 8

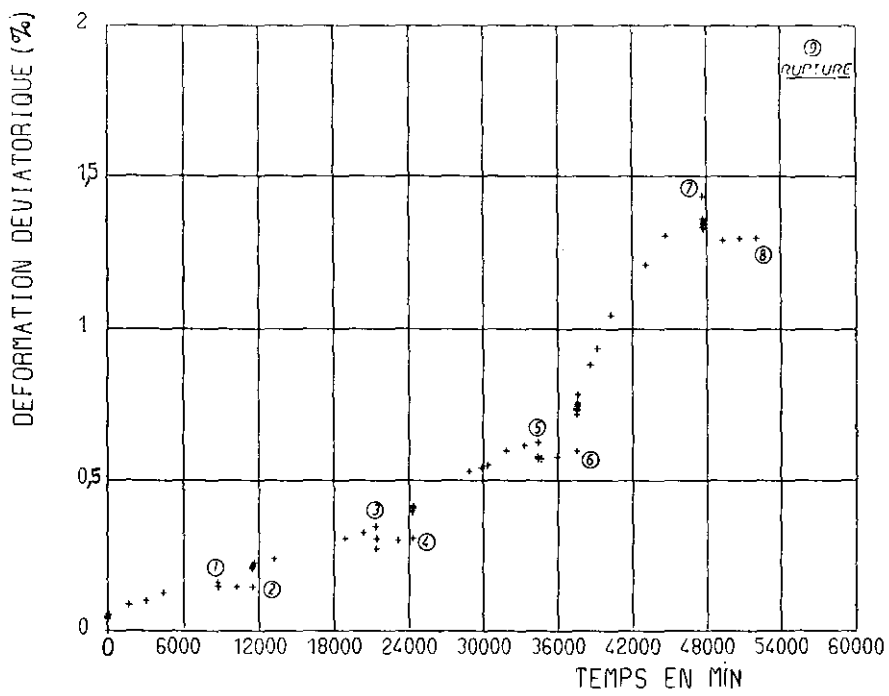
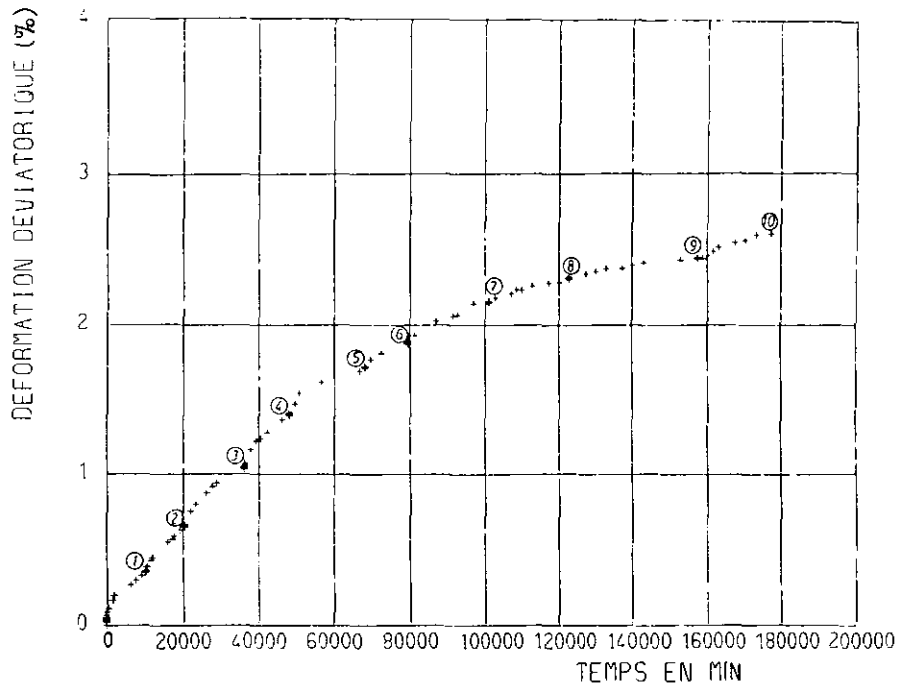


Fig. 91

NO ECHAN 9



NO ECHAN 9

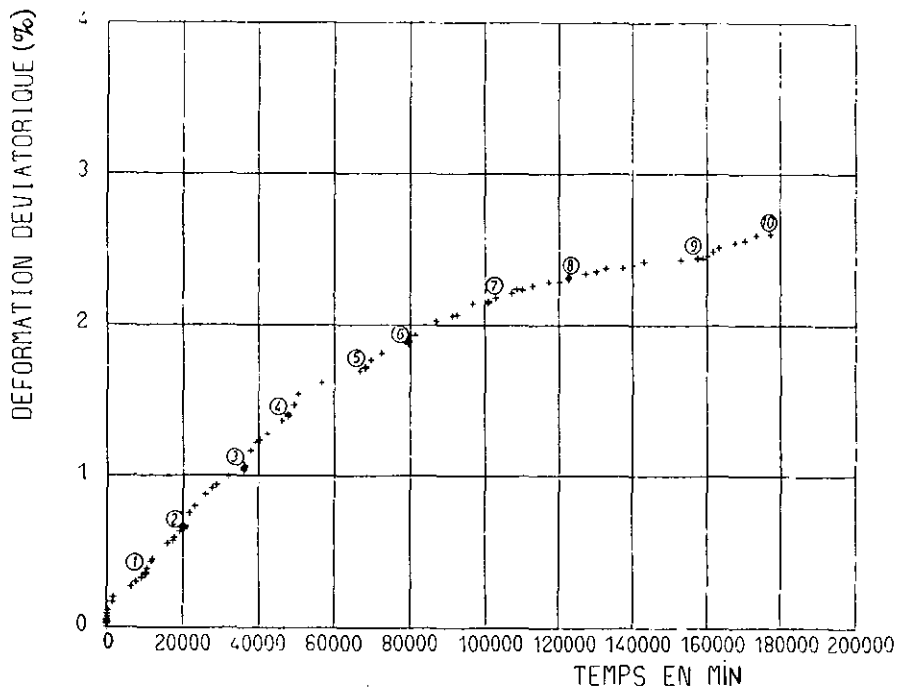


Fig. 92

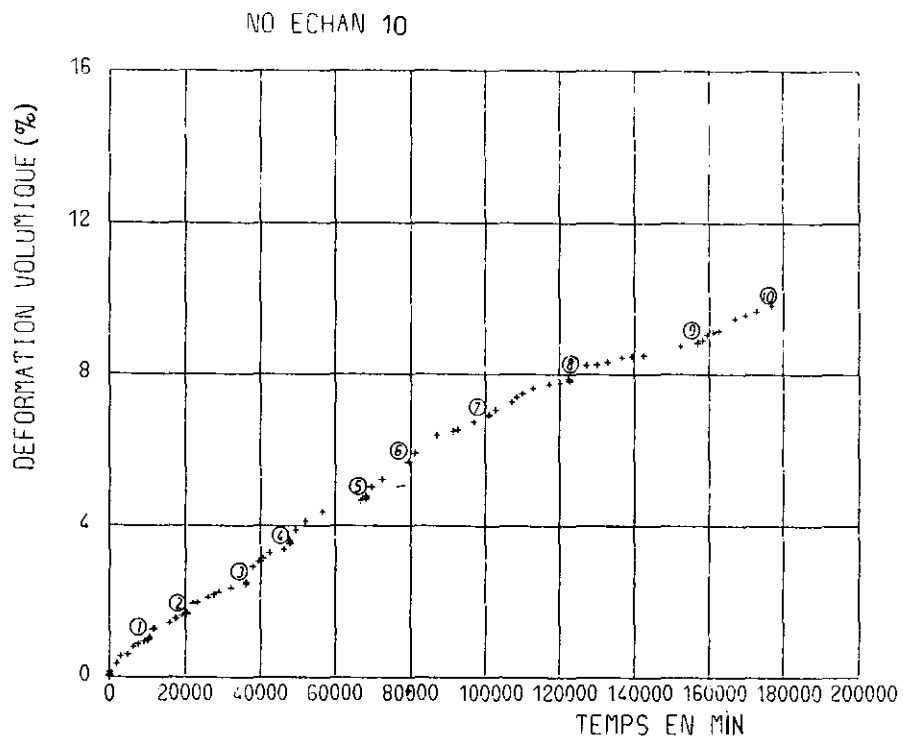
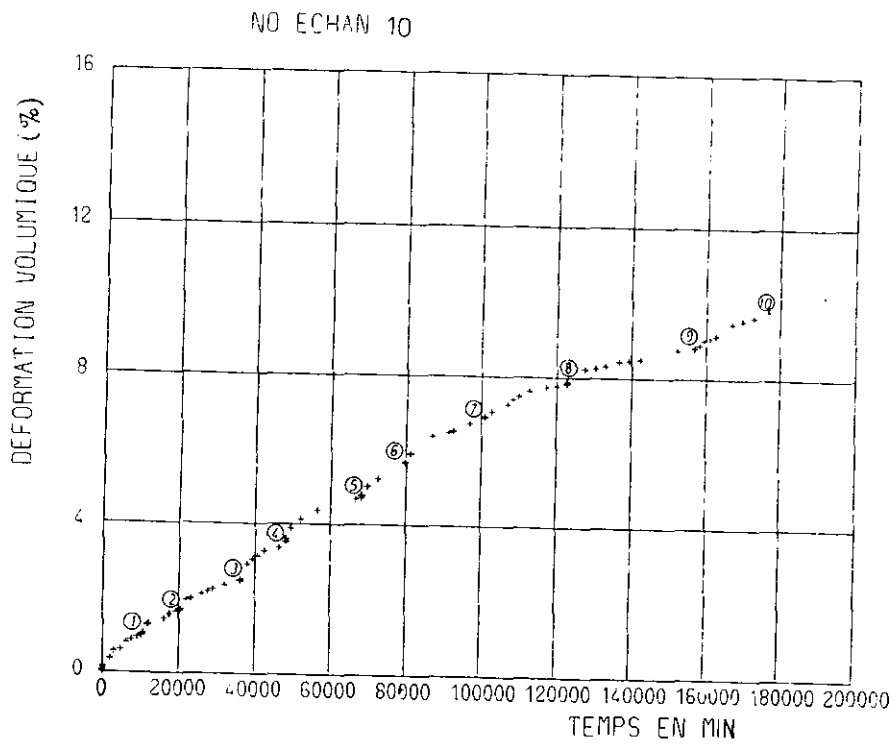
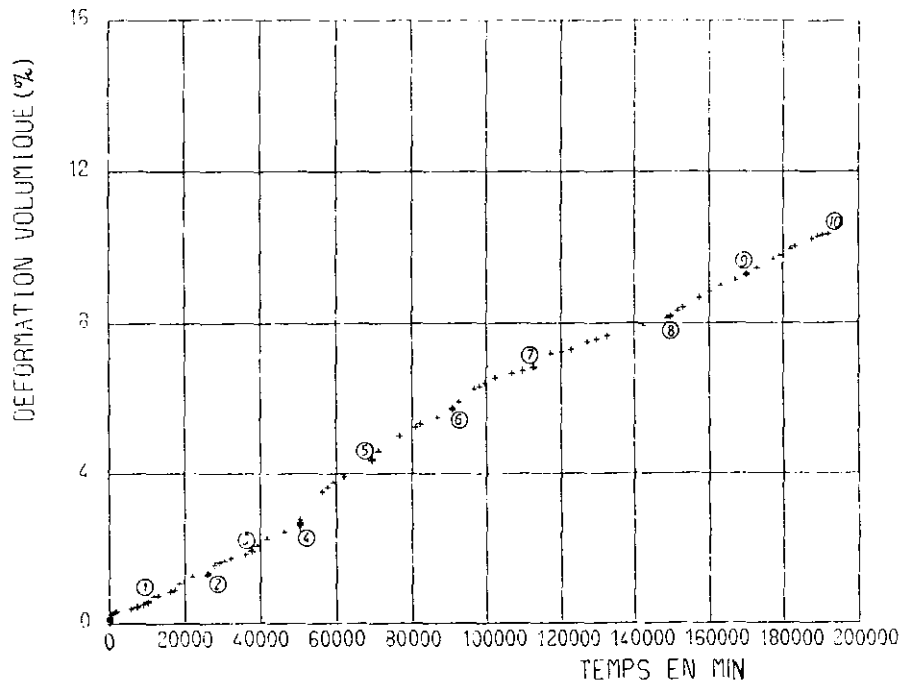


Fig. 93

NO ECHAN 11



NO ECHAN 11

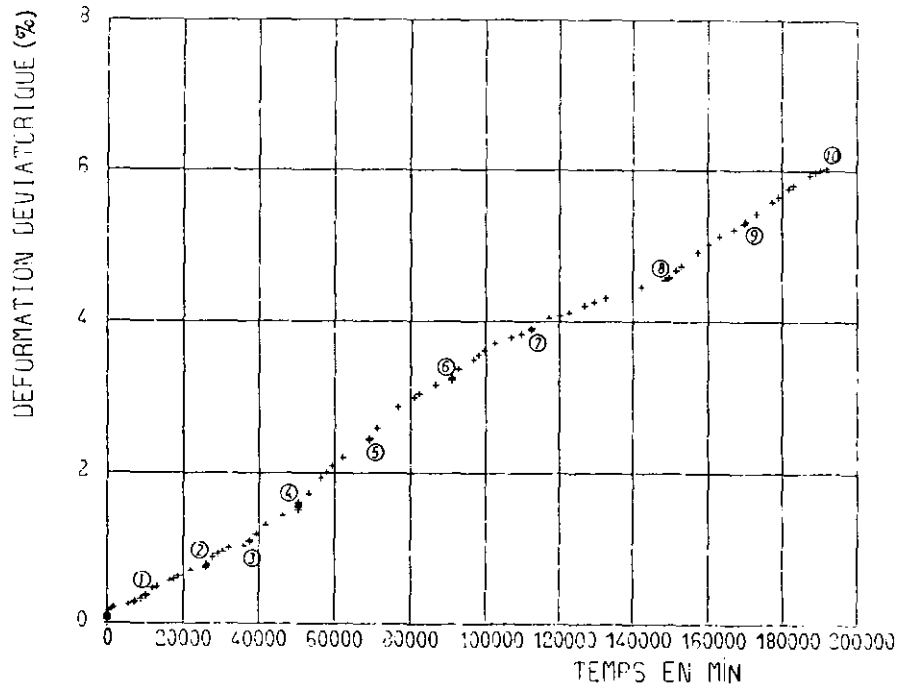
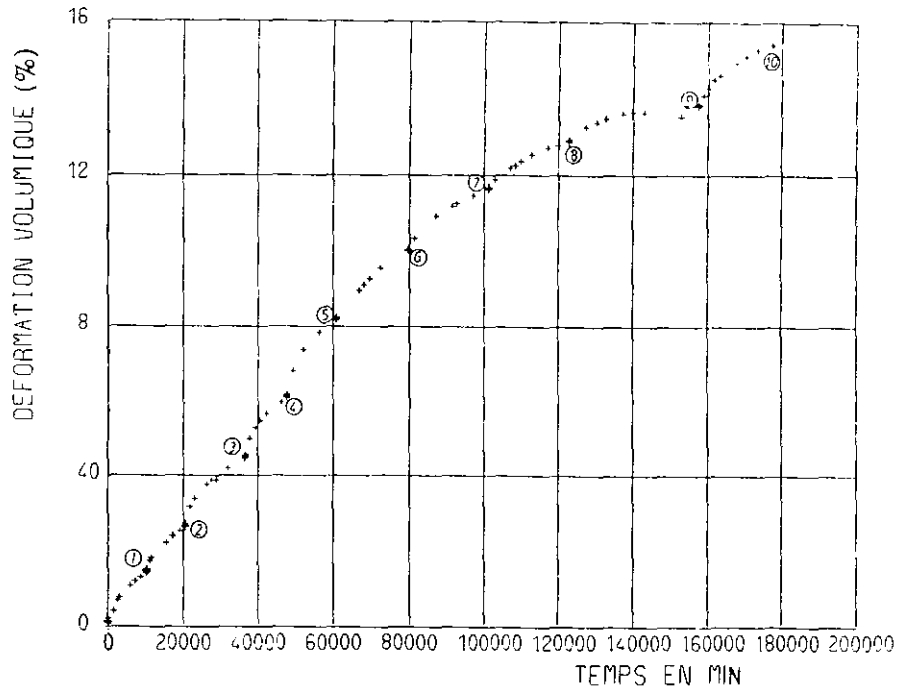


Fig. 94

NO ECHAN 12



NO ECHAN 12

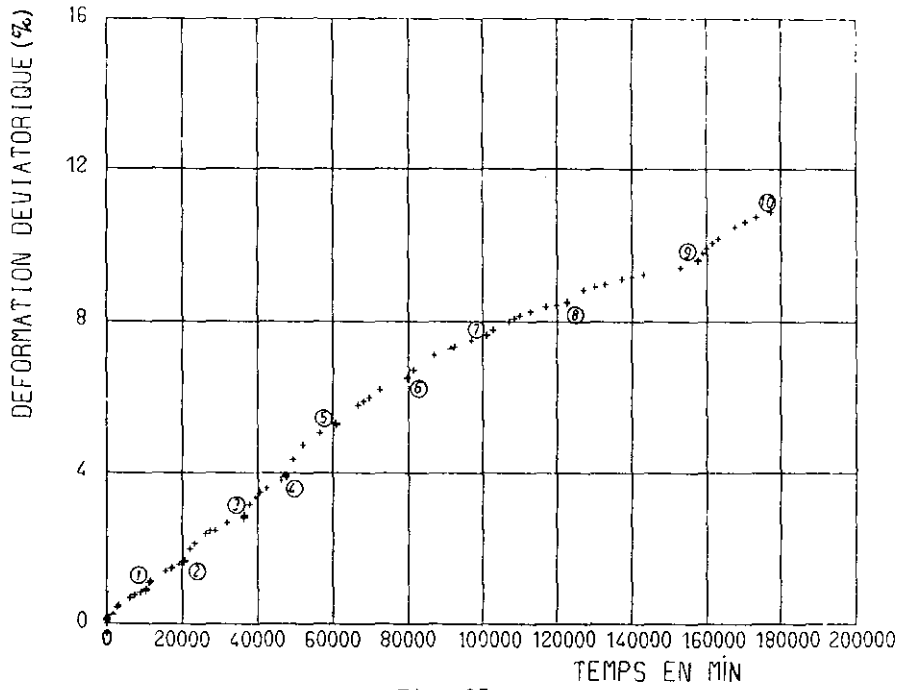


Fig. 95

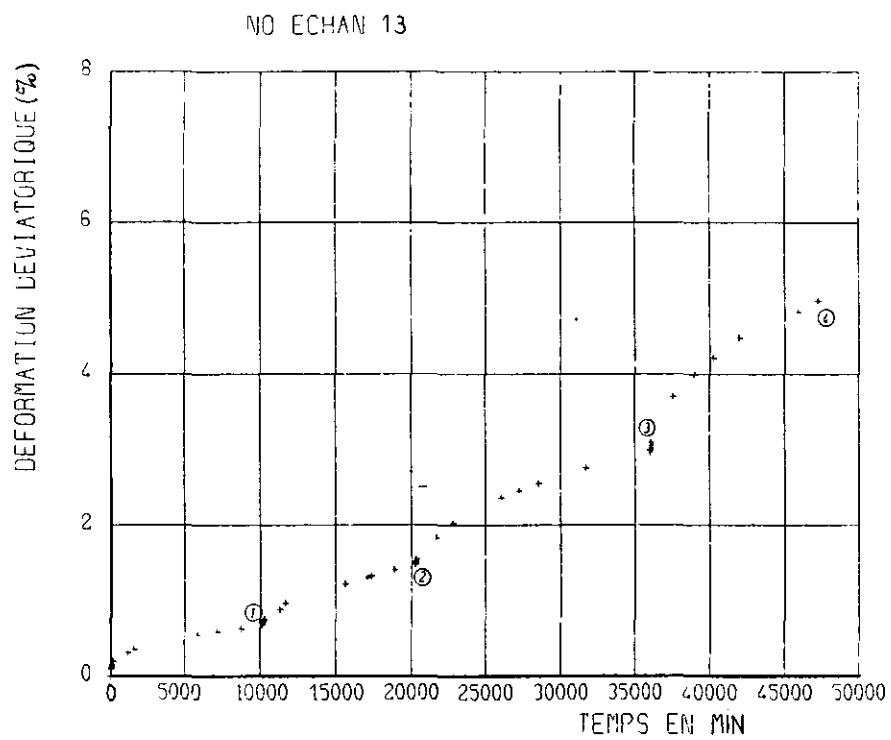
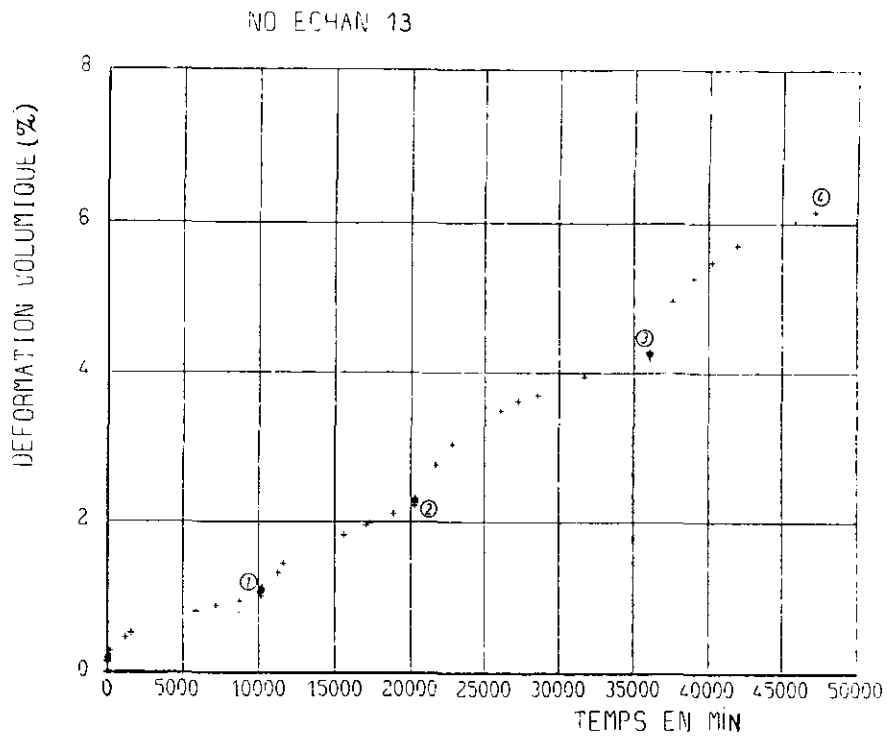
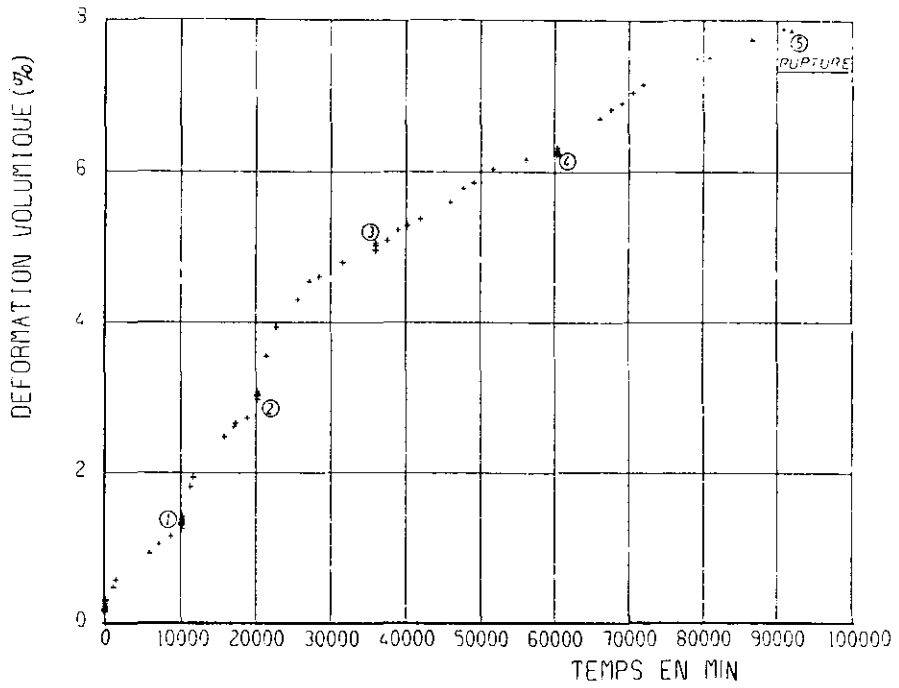


Fig. 96



NO ECHAN 14



NO ECHAN 14

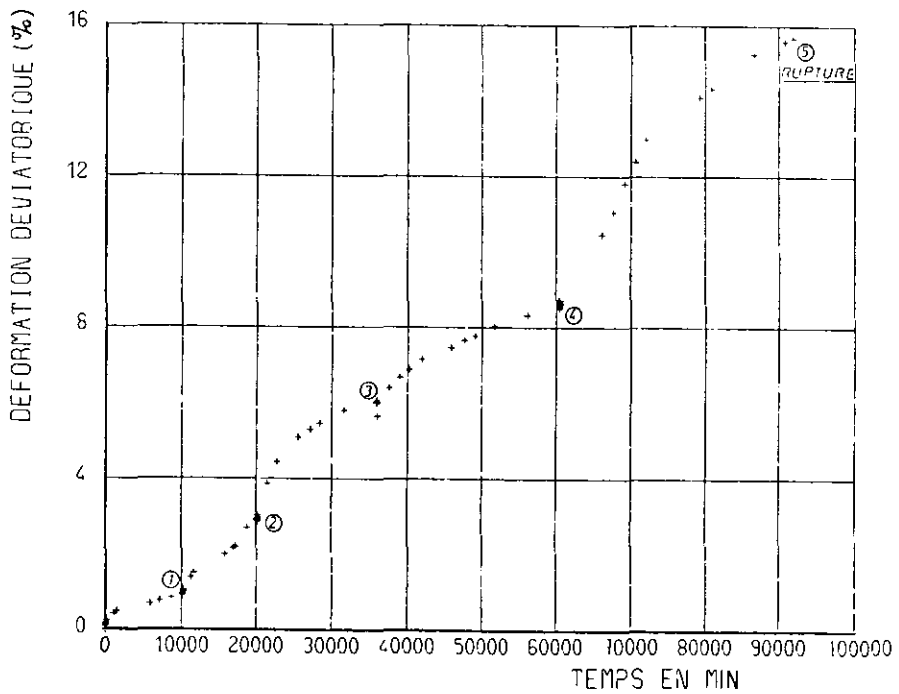
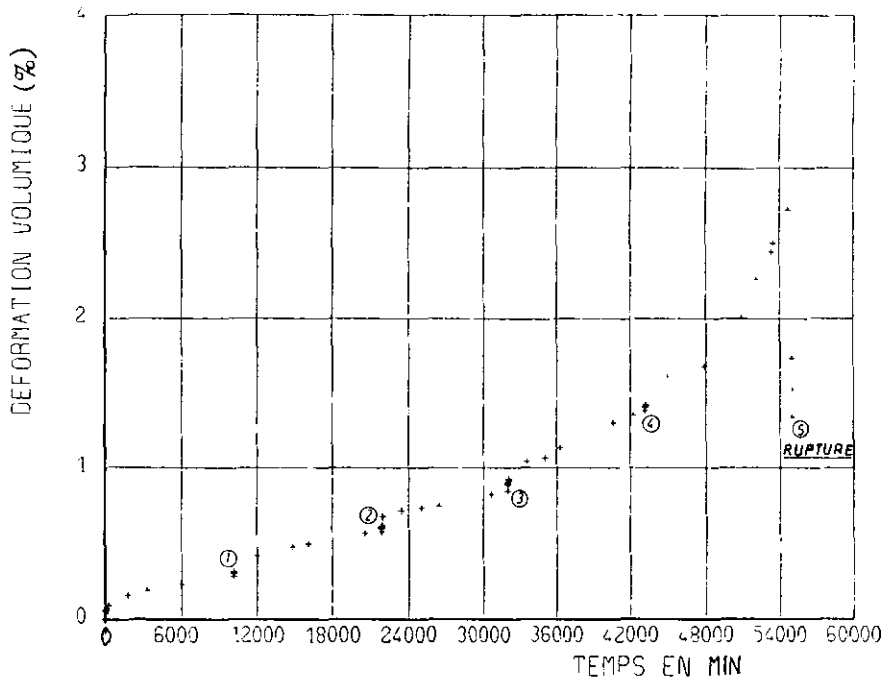


Fig. 97

NO ECHAN 15



NO ECHAN 15

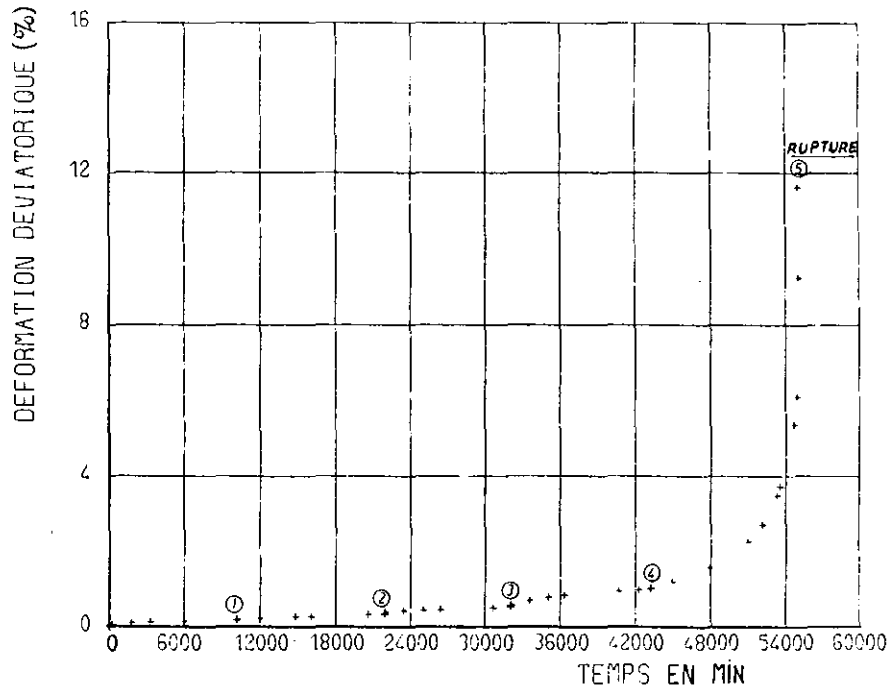


Fig. 98

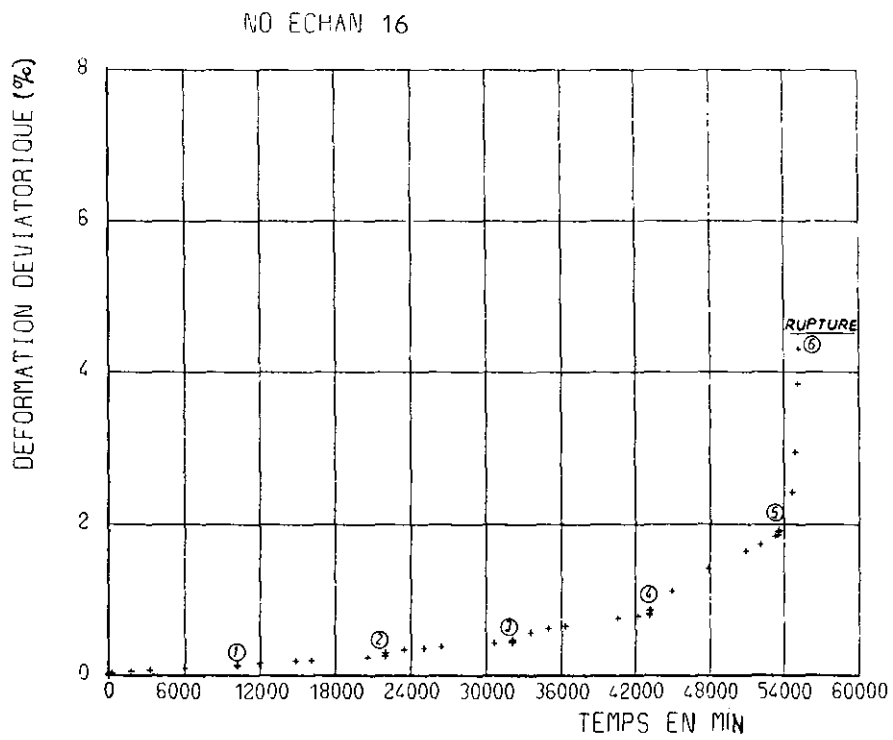
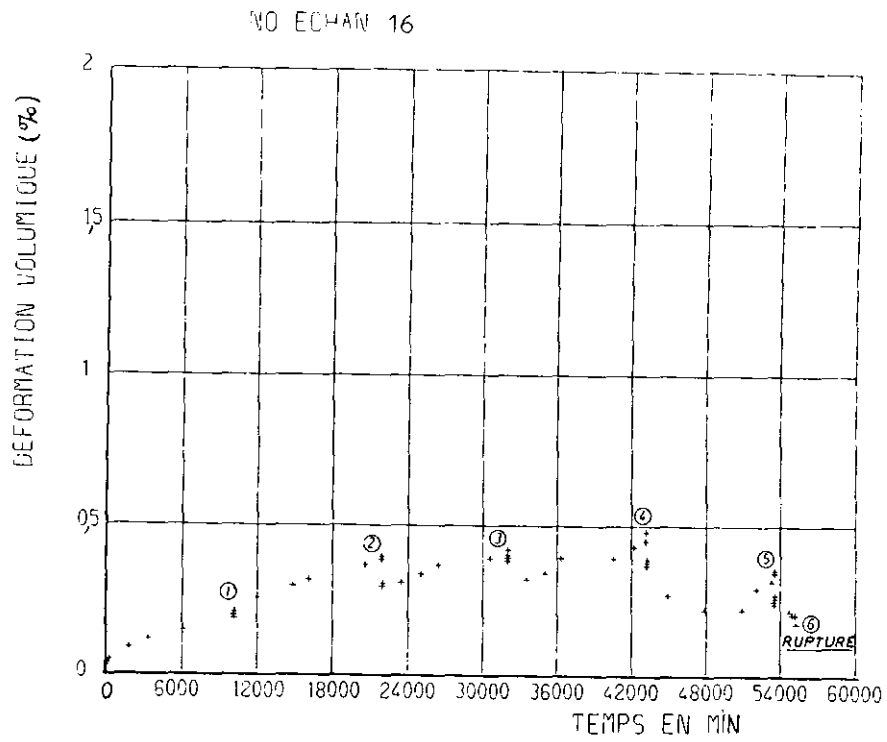


Fig. 99

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ADACHI T., OKA F. (1982) Constitutive equations for sand and clays. Institut de mécanique de Grenoble, Atelier international sur les lois de comportement, Balkema, vol. 1, pp. 85-140.
- ADACHI T., OKANO M. (1974) A constitutive equation for normally consolidated clay. Soils and Foundations, vol. 4, n° 4, pp. 55-74.
- AKAI K., ADACHI T., ANDO N. (1975) Existence of a unique stress-strain-time relation of clays. Soils and Foundations, vol. 15, n° 1, pp. 1-16.
- AKAI K., ADACHI T., FUJIMOTO K. (1977) Constitutive equations of geomechanical materials based on elastoviscoplasticity. 9e Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Tokyo, Specialty Session 9, pp. 1-10.
- BARDEN L. (1969) Time dependent deformation of normally consolidated clays and peats. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 95, n° SMI, pp. 1-31.
- BELKEZIZ A. (1980) Etude par la méthode des éléments finis des problèmes de consolidation des sols fins. Application au remblai expérimental B de Cubzac-les-Ponts. Thèse présentée à l'Université Pierre et Marie Curie, Paris VI, 166 pages.
- BELKEZIZ A., MAGNAN J.P. (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. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Rapport de recherche LPC n° 115, 155 pages.
- BIAREZ J., BOUCEK B. (1973) Viscoplasticité de l'argile in situ et en laboratoire. 8e Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Moscou, pp. 51-56.
- BILLIOTE J. (1979) Etude d'une loi incrémentale du fluage unidimensionnel des sols argileux. Travail de fin d'études, LCPC, 75 pages.
- BISHOP A.W., HENKEL D.J. (1962) The measurement of soil properties in the triaxial test. Edward Arnold Publishers, London, 228 pages.
- BISHOP A.W., LOVENBURY H.T. (1969) Creep characteristics of two undisturbed clays. 7e Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Mexico, vol.1, pp.29-38.
- BJERRUM L., SIMONS N., TORBLAA I. (1958) The effect of time on the shear strength of a soft marine clay. Proc., Conference on Earth Pressure Problems, Brussel, vol. I, pp. 149-158.
- BJERRUM L. (1967) Engineering geology of normally consolidated marine clays as related to the settlements of buildings. Géotechnique, vol. 17, n° 2, pp. 83-119.
- BOLTZMANN L. (1876) Zur Theorie der elastischen Nachwirkung. Annalen der Physik, n°7, p.624.
- BURLAND J.B. (1971) A method for estimating the pore pressure and displacements beneath embankments on soft natural clay deposits. Proc., Roscoe Memorial Symposium on Stress-Strain Behaviour of Soils. Foules et Co., pp. 505-536.
- CAMPANELLA R.G., VAID Y.P. (1974) Triaxial and plane strain creep rupture of an undisturbed clay. Canadian Geotechnical Journal, vol. 11, n° 1, pp. 1-10.
- CRAWFORD C.B. (1964) Interpretation of the consolidation test. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 90, SMI, pp. 87-102.
- DANG M.T., MAGNAN J.P. (1977) Application des modèles élastoplastiques de l'Université de Cambridge au calcul du comportement d'un remblai expérimental sur sols mous (Cubzac-les-Ponts). Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport de recherche LPC n° 74.
- FELIX B. (1980) Le fluage des sols argileux. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport de recherche LPC, n° 93, 232 pages.
- FELIX B. (1980) Le fluage et la consolidation unidimensionnelle des sols argileux. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Rapport de recherche LPC, n° 94, 176 pages.
- FELIX B., BOUTAYEB N.E. (1981) Compressibilité à court terme et saturation imparfaite des sols argileux. Bulletin de liaison des LPC, n° 115, pp. 49-60.

- FELIX B. (1982) Mesure de la déformation radiale des éprouvettes de sol par un système de bagues. *Revue Française de Géotechnique*, n° 15, pp. 53-57.
- FELIX B., KENANA A. (1983) Approche expérimentale du fluage en compression triaxiale de deux argiles intactes. *Revue Française de Géotechnique*, n° 23, pp. 65-75.
- FLORIN V.E. (1961) Some problems pertaining to creep and consolidation of saturated clay. C.R., 5e Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Paris, vol. III, pp. 124.
- HAGHGOU M. (1983) Etude du comportement d'un remblai expérimental sur sols compressibles. Thèse présentée à l'Université Pierre et Marie Curie, Paris VI, 137 pages.
- KARUBE D. (1977) A stress-strain-time equation of normally consolidated clay. 9e Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Tokyo, Specialty Session 9, pp. 105-112.
- KAVEZAJIAN J.P., MITCHELL J.K. (1977) A general stress-strain-time formulation for soils, 9ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Tokyo, Specialty Session 9, pp. 113-120.
- KAVAZANJIAN E., MITCHELL J.K. (1980) Time dependent deformation behaviour of clays. ASCE, *Journal of GED*, vol. 106, GT6, pp. 616-630.
- LARSSON R. (1977) Basic behaviour of Scandinavian soft clays. Swedish Geotechnical Institute, Rapport n° 4, Linköping, 108 pages.
- LEROUEIL S. (1977) Quelques considérations sur le comportement des argiles sensibles. Thèse présentée à la Faculté des Sciences et de Génie, Département de Génie Civil, Université Laval, Québec, 2 tomes.
- LEKHNITSKII S.G. (1950) Theory of elasticity of an anisotropic elastic body. Holden Day Series in Mathematical Physics, 450 pages.
- LO K.Y., MORIN J.P. (1972) Strength anisotropy and time effects of two sensitive clays. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 9, n° 3, pp. 262-277.
- MESCHYAN S.R. (1967) Le fluage des sols argileux (en russe). Editions de l'Académie des Sciences de la RSS d'Arménie, 318 pages.
- MESCHYAN S.R., BADALYAN R.G. (1976) An important rule of creep of clay soils under shear. *Soils Mechanics and Foundation Engineering* (traduction de Osnovaniya, Fundamenty i Mekhanika Gruntov), vol. 13, n° 1, pp. 21-24.
- MITCHELL J.K., MAC CONNELL J.R. (1965) Some characteristics of the elastic and plastic deformation of clay on initial loading. *Comptes-rendus, 6ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations*, Montréal, vol. 1, pp. 313-317.
- MOURATIDIS A. (1981) Modèle élastoplastique anisotrope avec écrouissage pour le calcul des ouvrages sur sols compressibles. Thèse de docteur-ingénieur, Université Pierre et Marie Curie (Paris VI), 127 pages.
- MOURATIDIS A., MAGNAN J.P. (1983) Un modèle élastoplastique anisotrope avec écrouissage pour les argiles molles naturelles : MELANIE. *Revue Française de Géotechnique*, n° 25, pp. 52-62.
- MURAYAMA S., SHIBATA T. (1964) Flow and stress relaxation of clays. *Comptes-rendus, Symposium IUTAM "Rhéologie et mécanique des sols"*, Grenoble, pp. 99-129.
- MURAYAMA S. (1969) Stress-strain-time behaviour of soils subjected to deviatoric stress. *Comptes-rendus, 7ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations*, Mexico, vol. 1, pp. 297-306.
- NORTON F.H. (1929) The creep of steel at high temperatures. Mc Graw-Hill, New-York.
- OKA F. (1981) Prediction of time dependent behaviour of clays. *Comptes-rendus, 10ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations*, Stockholm, Tome 1, pp. 215-218.
- PERSOZ J. (1969) Rhéologie. Editeur Masson, Paris, 188 pages.
- PIYAL M. (1983) Etude expérimentale du comportement élastique anisotrope d'une argile surconsolidée (argile molle organique de Cubzac-les-Ponts). Thèse de docteur-ingénieur, Université Pierre et Marie Curie (Paris VI), 124 pages.
- PIYAL M., MAGNAN J.P. (1984) Paramètres d'élasticité anisotrope de l'argile molle organique de Cubzac-les-Ponts à l'état surconsolidé. *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris. Rapport de Recherche LPC, n° 131, 108 pages.*
- RUNESSON K. (1978) On linear consolidation of soft clays. Publication 78.1, Department of Structural Mechanics. Chalmers University of Technology, Göteborg, Suède, pp. 6.1-6.32.
- SEKIGUCHI H. (1973) Flow characteristics of clays. *Soils and Foundations*, vol. 13, n° 1, pp. 45-60.
- SEKIGUCHI H. (1977) Rheological characteristics of clays. *Comptes-rendus, 9ème Congrès International de Mécanique des Sols et Travaux de Fondations*, Tokyo, Tome 1, pp. 289-292.
- SEKIGUCHI H., OHTA H. (1977) Induced anisotropy and time dependency in clays. 9ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Tokyo, Specialty Session 9, pp. 229-238.
- SHAHANGUIAN S. (1981) Détermination expérimentale des courbes d'état limite de l'argile organique de Cubzac-les-Ponts. *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport de recherche LPC n° 106.*
- SHIBATA T., KARUBE D. (1969) Creep rate and creep strength of clays, *comptes-rendus 7ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations*, Mexico, vol. I, pp. 361-368.

- SINGH A., MITCHELL J.K. (1968) General stress-strain-time functions for soils. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 94, pp. 21-46.
- SUKLJE L. (1978) Stresses and strains in non-linear viscous soils. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 2, n° 2, pp. 129-158.
- TAVENAS F., LEROUEIL S. (1977) Effects of stress and time on yielding of clays. Comptes-rendus, 9ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Tokyo, vol. I, pp. 319-326.
- TAVENAS F., DES ROSIERS J.P., LEROUEIL S., LA ROCHELLE P., ROY M. (1979) The use of strain energy as a yield and creep criterion for lightly overconsolidated clays. Géotechnique, vol. 29, n° 3, pp. 285-303.
- TAVENAS F., LEROUEIL S. (1979) Les concepts d'état limite et d'état critique et leur application à l'étude des argiles. Revue Française de Géotechnique, n° 6, pp. 27-49.
- TAVENAS F., LEROUEIL S., LA ROCHELLE P., ROY M. (1978) Creep behavior of an undisturbed lightly overconsolidated clay. Canadian Geotechnical Journal, vol. 15, n° 3, pp. 402-423.
- TER STEPANYAN G. (1977) Equations of long term creep of a clay during shear. Comptes-rendus, 9ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Tokyo, Specialty Session 9, pp. 245-254.
- VAID Y.P., CAMPANELLA R.G. (1977) Time dependent behaviour of undisturbed clays. ASCE, Journal of GED, vol. 103, GT7, pp. 693-710.
- VYALOV S.S., MAKSIMYAK R.V. (1971) Etude du mécanisme de déformation et de rupture des sols argileux. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris. Traduction 72T48 (Coopération franco-soviétique).
- WALKER L.K. (1969a) Secondary compression in the shear of clays. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 95, n° SM1, pp. 167-188.
- WALKER L.K. (1969b) Undrained creep in a sensitive clay. Géotechnique, vol. 19, n° 4, pp. 515-529.
- WONG P.K.K., MITCHELL R.J. (1975) Yielding and plastic flow of sensitive cemented clay. Géotechnique, vol. 25, n° 4, pp. 763-782.
- WU T.H., RESENDIZ D., NEUKIRCHNER R.J. (1966) The analyses of consolidation by rate process theory. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 92, SM6, pp. 229-248.
- WU T.H., EL REFAI N.A., HSU J.R. (1978) Creep deformation of clays. Comptes-rendus, 9ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Tokyo, vol. 1, pp. 353-356.
- YUDHBIR, MATHUR S.K. (1977) Path dependent drained creep of clays. Comptes-rendus, 9ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Tokyo, vol. 1, pp. 353-356.



## RAPPORTS DES LABORATOIRES

### Série GÉOTECHNIQUE – MÉCANIQUE DES SOLS – SCIENCES DE LA TERRE

#### *Titres parus*

- GT-1 – Battage des pieux. Programme de calcul Batlab.  
Alain Bossard et Jean-François Corté (1983)
- GT-2 – Contribution à l'étude théorique en grandes déformations du poinçonnement dans les sols.  
H. Djoneidi Djafari et Roger Frank (1983)
- GT-3 – Buses métalliques. Étude du compactage des remblais de calage.  
Nguyen Thanh Long et Jean-Claude Valeux (1983)
- GT-4 – Confortement par injections des fondations d'ouvrages d'art.  
Jean-François Corté, Bernard Poupelloz, Edwin Waschkowski (1984)
- GT-5 – La centrifugeuse du LCPC – Présentation des installations.  
Jean-François Corté, Jacques Garnier (1984)
- GT-6 – Étude du procédé ACTIMUR.  
Alain Morbois, Nguyen Thanh Long (1984)
- GT-7 – Le Pneusol – Nguyen Thanh Long (1985)
- GT-8 – Expérimentations effectuées sur le broyeur à barres. Synthèse des essais (1985)  
Jean-Pierre Bénaben
- GT-9 – Dimensionnement des buses métalliques.  
Nguyen Thanh Long (1985)
- GT-10 – Revue des essais par centrifugation en géotechnique en France de 1973 à 1985.  
Jean-François Corté (1985)
- GT-11 – Mise au point d'une méthode rapide d'identification des sols.  
Michel Kergoet (1986)
- GT-12 – Étude des diagraphies instantanées en forage.  
Jean-Bernard Cailleux (1986)
- GT-13 – Constatations sur les buses métalliques.  
LCPC-LR de Lyon, Saint-Brieuc, Saint-Quentin (1986)
- GT-14 – Déstructuration et déformations de l'argile molle organique de Cubzac-les-Ponts.  
Méhmet Piyal, Jean-Pierre Magnan (1986)
- GT-15 – Rapport d'activité 1985 de la Division Géotechnique - Mécanique des sols 1 (GMS 1)  
(1986)
- GT-16 – Prise en compte de l'archéologie dans les études d'impact d'ouverture de carrières.  
Jean-Michel Lorain (1986)
- GT-17 – Nouvelles applications de méthodes géophysiques à la reconnaissance en génie civil.  
Richard Lagabrielle (1986)
- GT-18 – Étude des anciennes digues de canaux. Rapport de synthèse.  
Henri Josseaume (1986)
- GT-19 – Méthodes numériques en géomécanique.  
Contributions des LPC au colloque de Nantes et au congrès de Stuttgart (1986)
- GT-20 – Symposium franco-soviétique, Moscou, octobre 1985.  
Amélioration des propriétés mécaniques des sols (1987)
- GT-21 – Logiciel de présentation et d'interprétation des granulométries obtenues par diffraction laser associée ou non à un tamisage.  
Bertrand Roger, Daniel Robbe (1987)
- GT-22 – Activités 1986 de la Division Géotechnique - Mécanique des sols 1 (GMS 1) (1987).
- GT-23 – Comportement et dimensionnement du Texsol.  
Nguyen Thanh Long (1987)
- GT-24 – Les gypses lutétiens du Bassin de Paris. Sédimentation, karstification et conséquences géotechniques.  
Marcel Toulemont (1987)
- GT-25 – Activités 1986 de la Division Géotechnique - Mécanique des sols 2 (GMS 2) (1987)
- GT-26 – Amélioration des sols par inclusions rigides verticales. Application à l'édification de remblais sur sols médiocres.  
Olivier Combarieu (1987)
- GT-27 – Ouvrages en terre armée. Étude en laboratoire.  
Nguyen Thanh Long, Guy Legeay (1988)



- GT-28 — Étude en laboratoire de l'atténuation des ondes longitudinales. Application à la caractérisation géotechnique des roches.  
Nikolaos Klimis (1988)
- GT-29 — Étude du procédé ACTIMUR. Synthèse des expérimentations sur ouvrages réels.  
Alain Morbois (1988)
- GT-30 — Activités 1987 de la division Géotechnique - Mécanique des sols 1 (GMS 1)
- GT-31 — Anisotropie de la résistance, de la déformabilité et de la perméabilité des sols. État des connaissances.  
Khaled Meftah, Jean-Pierre Magnan (1988)
- GT-32 — Triaxial à force axiale et contrainte latérale cyclique.  
Antonio Gomès-Correia, Jean-Claude Guillin, Marc Livet (1988)
- GT-33 — Loi de comportement des sols raides. Détermination de la courbe d'état limite de l'argile verte de Romainville.  
Fethi Azizi, Henri Josseaume (1988)
- GT-34 — L'anisotropie dans les calculs de déformation des massifs de sols.  
Khaled Meftah, Jean-Pierre Magnan (1989)
- GT-35 — Contrôle du compactage des remblais au moyen du pénétrodensitographe LPC, le PDG 1000.  
Alain Quibel (1989)
- GT-36 — Tomographies sismiques en génie civil.  
Philippe Côte (1989)
- GT-37 — Le pneusol léger.  
Nguyen Thanh Long, Jean-Claude Valeux (1989)
- GT-38 — Méthode d'extraction pour les terrassements rocheux. Découpage des talus à l'explosif. Évaluation des effets arrière.  
Anne Rebeyrotte, Hubert Héraud (1989)
- GT-39 — Les méthodes et modèles de calcul des déformations des sols mous et leur vérification expérimentale. Symposium franco-soviétique. Moscou (avril 1989)