

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediène  
Faculté des Sciences de la Terre, Géographie et Aménagement du Territoire  
Département de Géologie

**Spécialité: Géologie de l'Ingénieur**

**Thèse de Magister**

Présentée par **Mr Ghani CHEIKHLOUNIS**

**COMPRESSIBILITE DES SOLS GONFLANTS  
SURCONSOLIDES  
(CAS DE LA MARNE PLASANCIENNE)**

SOUTENUE LE 18 /09/ 2001 DEVANT LE JURY:

Mr R. AIT OUALI  
Mlle Z. DERRICHE  
Mr N. HANNACHI  
Mr F. BELABDELOUAHAB  
Mr B. ALLOUL  
Mr N. BOUTOUATOU

Professeur / USTHB  
Maître de conférence/ E.N.T.P  
Professeur/ I.G.C-Tizi-Ouzou  
Docteur / E.N.T.P  
Chargé de Cours / USTHB  
P.D.G / L.N.H.C

Président  
Directrice de thèse  
Examineur  
Examineur  
Examineur  
Invité

# ***REMERCIEMENTS***

Mes remerciements vont en premier lieu à Mlle Z. Derriche, Maître de conférence à l'ENTP/Kouba, pour m'avoir dirigé et suivi avec intérêt. Pour son grand apport scientifique, ses conseils qu'elle n'a cessé de me prodiguer, sa disponibilité constante et ses encouragements.

Je tiens aussi à remercier Mr R. Ait Ouali, Professeur à l'USTHB d'avoir accepté de présider le jury. Je remercie également Mr N.Hannachi, Professeur IGC de Tizi Ouzou et Mr F. Belabelouahab, Docteur à l'ENTP/ Kouba d'avoir accepté de se joindre à ce jury en qualité d'examineur, qu'ils trouvent ici, l'expression de ma profonde reconnaissance.

Je tiens particulièrement à remercier Mr B. Alloul (Chargé de Cours à L'USTHB) d'avoir accepté d'examiner ce travail, pour ses encouragements et son soutien constant.

Mes remerciements vont également à Mr N. Boutouatou (P.D.G/ L.N.H.C) de m'honorer de sa présence et d'avoir accepté mon invitation.

Par la même occasion, je remercie Mr R. Bougdal et Mr O. Mimouni pour leur soutien et leur aide.

Je tiens à exprimer ma gratitude à Mr M. Lamara pour sa collaboration dans la réalisation d'une partie de ce travail, pour son apport scientifique et sa gentillesse.

Ce travail a pu se concrétiser grâce au concours du Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction qui m'a permis d'utiliser son matériel de laboratoire. Que son personnel trouve ici mes vifs remerciements, en particulier Mr Douibi, Mr R.Fekiri et Mr S. Kelanemer.

Il m'est très agréable de pouvoir présenter ici, mes remerciements les plus profonds à toutes les personnes qui ont contribué à l'élaboration de cette thèse.

Enfin, je dis merci à tous mes amis (es) et compagnons de thèse qui m'ont soutenu dans ses moments difficiles et avec qui j'ai partagé aussi des moments de bonheur. Je ne peut jamais assez remercier en particulier Mr H. Si-Bachir pour son soutien et son aide, Mr M.Hellel, Mr F. Amrouche, Mr A.BenHamouche, Mr M.Idouar, Mr C. Chertouh, Mrs M..Mansouri, Mr H. Fetous, Mlle K.Acef, Mlle N.Youdjou, Mr D Machane, Mr R.Lounis, Mr H.Habani, Mr M.Medaouri, Mr A. Chaouche, Mr F. Aouali, Mr M Akechiche, Mlle D.Saida, Nadia, Farida de l'IGC, sans oublier B.Ahlem, Sabiha, Karima, Rafik, T.Fadhila, Nabila, Souad, B.Mériem.

# *Dédicaces*

*je dédie cette thèse à :*  
*ma chère mère qui m'a toujours aidé, encouragé tout au long de mes études*  
*mon défunt père*  
*mes sœurs et frères*  
*mes belles sœurs et beaux frères*  
*mes neveux et nièces*  
*toute ma famille*  
*mes amis (es)*

G.Cheikhounis

# **SOMMAIRE**

## **CHAPITRE I**

<b>INTRODUCTION</b>	<b>1</b>
---------------------	----------

## **CHAPITRE II**

### **ANALYSE DE LA COMPRESSIBILITE DES SOLS**

- INTRODUCTION	3
1- LA THEORIE DE CONSOLIDATION DE TERZAGHI	4
1.1- LES HYPOTHESES DE LA THEORIE DE CONSOLIDATION.	4
1.2- LA THEORIE DE CONSOLIDATION.	5
1.3- LES PHASES DE CONSOLIDATION.	8
a) LA COMPRESSION INITIALE.	
b) LA CONSOLIDATION PRIMAIRE.	
c) LA CONSOLIDATION SECONDAIRE	
2- AJUSTAGE DE COURBE DE CONSOLIDATION	9
2.1- LA METHODE LOG – TEMPS.	9
2.2- LA METHODE RACINE CARREE DU TEMPS	13
3- LES CARACTERISTIQUES DE COMPRESSIBILITE	14
3.1- INDICE DES VIDES	14
3.2- COEFFICIENT DE CONSOLIDATION	15
3.3- COEFFICIENTS DE COMPRESSIBILITE	18
4- LES RAPPORTS DE COMPRESSION	21
5- LE COEFFICIENT DE COMPRESSION SECONDAIRE	23
6- LES CARACTERISTIQUES DE GONFLEMENT	24
7- QUELQUES VALEURS TYPQUES DES COEFFICIENTS DE CONSOLIDATION	26
8- ARGILES NORMALEMENT CONSOLIDEES ET SURCONSOLIDEES	26
9- AUTRES TYPES DE SOLS COMPRESSIBLES	29

TOURBE

VASE ARGILEUSE  
ARGILES NON SATUREES

10- LES FACTEURS INFLUENCANT LA COMPRESSIBILITE	32
11- LES LIMITES ET AVANTAGES DE LA THEORIE	32

**CHAPITRE III**

**PROCEDURE D'ESSAI DE L'OEDOMETRE A CONTRE PRESSION**

1- INTRODUCTION	35
2- SATURATION ET UTILISATION DE LA CONTRE PRESSION	36
2.1- DIFFUSION DE L' AIR DANS L'EAU	36
2.2- LES AVANTAGES DE L' APPLICATION DE LA CONTRE PRESSION	37
2.3- SOLUBILITE DE L' AIR DANS L'EAU INTERSTITIELLE	37
2.4- PRESSION ET TEMPS REQUIT POUR LA SATURATION	40
* APPROCHE TRADITIONNELLE	
* PRESSION NECESSAIRE	
* TEMPS REQUIT	
2.5- CRITERES DE SATURATION	41
* CATEGORIES DE SOLS	
* CRITERES SUGGERES	
2.6- PROCEDURES DE SATURATION RECOMMANDEES	43
2.7- PROCEDURES D'ESSAIS	44
* HYPOTHESES INITIALES	
* MESURE DE LA PRESSION INTERSTITIELLE INITIALE	
* ESQUISSE DES PROCEDURES DE SATURATION	
* SATURATION PAR INCREMENTS DE CONTRE PRESSION	
3- CONSOLIDATION	50
3.1- PROCEDURE DE CONSOLIDATION	50
3.2- LOI DE CHARGEMENT	52

**CHAPITRE IV**

# **CARACTERISATION GEOTECHNIQUE DE LA MARNE PLAISANCIENNE**

INTRODUCTION	53
1- SITUATION GEOGRAPHIQUE	53
2- GEOMORPHOLOGIE	53
3- CLIMATOLOGIE GENERALE	53
4- LITHOSTRATIGRAPHIE	56
4.1- Le Pliocène	56
4.1.1- Le Plaisancien	
4.1.2- L'Astien	
4.2- Le Quaternaire	60
5- TECTONIQUE	62
6- ANALYSE MINERALOGIQUE	62
6.1- Rappel sur les principales familles des minéraux argileux	62
6.2- Résultats minéralogique	64
6.3- Présentation et interprétation des résultats	64
7- PARAMETRES GEOTECHNIQUES ET CLASSIFICATION	65
7.1- introduction	65
7.2- Classification des marnes plaisancienne.	66
7.3- discussion des résultats	69
8- CONCLUSION	72

## **CHAPITRE V**

### **COURBE DE RETENTION DE LA MARNE PLAISANCIENNE**

1) INTRODUCTION	73
2) METHODES DE DETERMINATION DE LA SUCCION	74
2.1) Méthode à surpression d'air (appareil de Richards).	74
2.2) Méthode du papier filtre	75
3) PRESENTATION DES RESULTATS ET INTERPRETATION	76

<b>3.1)</b> Résultats de mesure de la succion par la méthode du papier filtre (WHATMAN N°42)	77
<b>3.2)</b> Résultats de mesure de la succion par la méthode de surpression d'air (Cellule de Richards)	78

## **CHAPITRE VI**

### **ANALYSE DES RESULTATS OEDOMETRIQUES**

1- INTRODUCTION	82
2- CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DES ECHANTILLONS D'ESSAIS	82
3- CARACTERISTIQUES DE CONSOLIDATION	84
3.1- Courbes de consolidation	84
3.2- Analyse des Paramètres de consolidation	84
a) Présentation des différentes méthodes	
b) Résultats et interprétation	
4- CARACTERISTIQUES DE COMPRESSIBILITE	90
4.1- Courbes de compressibilité	90
4.2- Analyse des paramètres de compressibilité	90
5- CARACTERISTIQUES DE GONFLEMENT	92

## **CHAPITRE VII**

### **ANALYSE DE LA COMPRESSIBILITE PAR LA MEF**

1) INTRODUCTION	97
2) LA METHODE DES ELEMENTS FINIS	97
2.1) Principe de la MEF	98
2.2) Les étapes de formulation d'un problème par la MEF	98
3) DISCRETISATION DE L'EQUATION DE CONSOLIDATION PAR LA MEF	98
3.1) Les équations aux dérivées partielles	101

a) Equations d'équilibre	
b) Equation de continuité	
3.2) Formulation par la MEF	104
a) Equation de continuité	
b) Equation d'équilibre	
3.3) Discrétisation du système d'équation	106
a) Equation d'équilibre	
b) Equation de continuité	
4) STRUCTURATION DU PROGRAMME CONSAX	112
4.1) Les blocs fonctionnels du programme CONSAX	115
4.2) Les sous-routines	116
5) ANALYSE DE LA COMPRESSIBILITE PAR LE PROGRAMME ET INTERPRETATION DES RESULTATS	118
5.1) VALIDATION NUMERIQUE	118
a) Consolidation unidimensionnelle	
b) Consolidation bidimensionnelle	
5.2) ANALYSE DES RESULTATS EXPERIMENTAUX	127
<b><u>CHAPITRE VIII</u></b>	
<b>CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATION</b>	132
<b>BIBLIOGRAPHIE</b>	135
<b>LISTE DES FIGURES</b>	139
<b>LISTE DES TABLEAUX</b>	143
<b>ANNEXE</b>	144

# **CHAPITRE I**

## **INTRODUCTION**

## **CHAPITRE V**

### **COURBE DE RETENTION DE LA MARNE PLAISANCIENNE**

## **CHAPITRE VIII**

### **CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATION**

## ***REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES***



# INTRODUCTION

## INTRODUCTION

L'étude de la compressibilité des sols gonflants est devenue sujet d'actualité ces dernières années, à cause de l'ampleur des dommages enregistrés dans les ouvrages à travers le monde. En effet, les dommages causés par les sols gonflants dépassent de loin ceux dus aux catastrophes naturelles à savoir les tremblements de terre, les inondations, les raz de marée, et les cyclones. Ces dommages s'évaluent en dizaines de milliards de dollars. D'après certains auteurs leurs coûts annuels représentent environ 7 milliards de dollars US (Krohn et al, 1980; Parcevaux, 1980; Taylor, 1986).

L'Algérie souffre également des problèmes causés par les sols compressibles et/ ou gonflants, surtout dans les régions arides où le climat est favorable à ces phénomènes. Dans plusieurs régions du sud les ouvrages ont subi d'importants dommages structurels et la raffinerie d'In Amenas est sans doute l'exemple le plus spectaculaire de dégâts dus au gonflement.

Les sols argileux de la région Algéroise sont aussi sujet à ce phénomène de tassement - gonflement. L'extension particulièrement anarchique de la ville d'Alger sur les formations marneuses plaisanciennes du Sahel, de résistance médiocre, a provoqué un grand nombre d'instabilités.

Ces expériences fâcheuses et les nombreux projets de grande envergure prévus pour le développement de la région, appellent une multiplication des reconnaissances et une analyse approfondie de la formation marneuse.

Participer à cet effort d'identification, constitue un des objectifs de ce travail. Une synthèse des caractéristiques géotechniques de la marne plaisancienne montrant ses propriétés minéralogiques, mécaniques et hydriques (succion) est réalisée.

L'analyse minéralogique aux rayons X a permis une identification qualitative et quantitative de la fraction argileuse de cette formation. Une classification des formations marneuses plaisanciennes basée sur le critère lithologique lié au processus d'altération et l'analyse des caractéristiques géotechniques est réalisée.

Pour approcher le comportement hydrique de ces sols marneux, on a étudié la variation de la succion en fonction du degré de saturation et de la teneur en eau. La détermination de la courbe de rétention d'eau de la marne objet de l'étude, est obtenue en utilisant une méthode d'imposition de pression capillaire ( $u_a - u_w$ ), la méthode à surpression d'air (Cellule de Richards) et une deuxième méthode de mesure indirecte qui utilise le papier filtre (**WHATMAN N°42**).

L'étude de la compressibilité de cette formation constitue la partie charnière de ce travail. L'essai de laboratoire le plus utilisé pour l'étude du phénomène de compressibilité est bien l'essai oedométrique. Terzaghi (1925) a été le premier à proposer une approche théorique du processus de consolidation et à concevoir le premier appareil de consolidation appelé oedomètre.

Depuis, plusieurs cellules oedométriques ont été proposées, avec des modes de chargement différents. On cite à titre indicatif les oedomètres à poids (cellule de Terzaghi), l'oedomètre à mise

en charge pneumatique (CECP, ANGERS) et les oedomètres à chargement hydraulique dont l'oedomètre à contre pression du LCP, la cellule de Rowe. Pour les deux derniers la mise en charge peut être effectuée soit à l'air comprimé, soit en utilisant les pots de mercure des appareils triaxiaux, ce qui permet d'appliquer une contre pression et de mesurer la pression interstitielle sur l'une des extrémités de l'éprouvette de sol. Les oedomètres à contre pression et à déformations contrôlées, inspirés de l'essai triaxial sont encore au stade de l'expérimentation

En absence de normes établies, on a arrêté dans ce travail une procédure d'essai spécifique et testé les potentialités de la cellule oedométrique à contre pression dans l'analyse des caractéristiques de compressibilité de la formation étudiée.

Pour l'interprétation des courbes de consolidation, on utilise pratiquement la théorie de consolidation de Terzaghi qui suppose que le sol est saturé d'un liquide incompressible. Il est pour cette raison indispensable de réaliser l'essai sur une éprouvette de sol saturé. Il est monté ici qu'il est difficile de saturer complètement une éprouvette de sol fin non saturé à l'état naturel.

L'étude de la compressibilité au laboratoire est réalisée par un programme expérimental utilisant l'oedomètre classique et une nouvelle cellule oedométrique à contre pression.

Le problème de la détermination pratique du coefficient de consolidation est aussi adressé. Les courbes expérimentales obtenues par les différentes cellules oedométriques ont permis d'analyser la fiabilité des différentes méthodes classiques de détermination du coefficient de consolidation. Une nouvelle méthode (Méthode du point) de détermination des caractéristiques de consolidation est aussi testée. Il est montré ici que cette méthode est plus simple d'utilisation, car un point seulement de la courbe de consolidation est considéré.

Une analyse des paramètres oedométriques obtenus par les deux types de cellules (conventionnelle et à contre pression) est aussi réalisée. Des résultats intéressants en sont déduits.

Dans un autre volet de cette étude, la compressibilité de la marne est analysée théoriquement. Les résultats expérimentaux sont comparés aux valeurs théoriques. Pour ce faire, il est fait usage de deux programmes en éléments finis : CONSAX (développé localement) et le programme CESAR-LCPC.

Ce travail est rapporté dans un mémoire comportant huit (08) chapitres.

Dans le chapitre II et III on résume une recherche bibliographique approfondie sur la compressibilité des sols gonflants et l'établissement d'une procédure d'essai spécifique de la cellule oedométrique à contre pression.

Dans les chapitre IV et V on présente une synthèse des caractéristiques géotechnique de la marne plaisancienne avec la détermination de sa courbe de rétention d'eau.

Dans le chapitre VI on présente une analyse des résultats oedométriques obtenus par les deux types de cellules (classique et à contre pression), ainsi que l'introduction d'une nouvelle méthode de détermination du coefficient de consolidation.

Dans le chapitre VII on présente la validation d'un programme en élément finis "CONSAX" développé localement.

Enfin une conclusion générale qui clôt ce travail, en mettant en valeur les résultats trouvés.

## **CHAPITRE II**

# ***ANALYSE DE LA COMPRESSIBILITE DES SOLS***

## INTRODUCTION

### 1- LA THEORIE DE CONSOLIDATION DE TERZAGHI

1.1- LES HYPOTHESES DE LA THEORIE DE CONSOLIDATION.

1.2- LA THEORIE DE CONSOLIDATION.

1.3- LES PHASES DE CONSOLIDATION.

a) LA COMPRESSION INITIALE.

b) LA CONSOLIDATION PRIMAIRE.

c) LA CONSOLIDATION SECONDAIRE

### 2- AJUSTAGE DE COURBE DE CONSOLIDATION

2.1- LA METHODE LOG – TEMPS.

2.2- LA METHODE RACINE CARREE DU TEMPS

### 3- LES CARACTERISTIQUES DE COMPRESSIBILITE

3.1- INDICE DES VIDES

3.2- COEFFICIENT DE CONSOLIDATION

3.3- COEFFICIENTS DE COMPRESSIBILITE

### 4- LES RAPPORTS DE COMPRESSION

### 5- LE COEFFICIENT DE COMPRESSION SECONDAIRE

### 6- LES CARACTERISTIQUES DE GONFLEMENT

### 7- QUELQUES VALEURS TYPQUES DES COEFFICIENTS DE CONSOLIDATION

### 8- ARGILES NORMALEMENT CONSOLIDEES ET SURCONSOLIDEES

### 9- AUTRES TYPES DE SOLS COMPRESSIBLES

TOURBE

VASE ARGILEUSE

ARGILES NON SATUREES

### 10- LES FACTEURS INFLUENCANT LA COMPRESSIBILITE

### 11- LES LIMITES ET AVANTAGES DE LA THEORIE

## INTRODUCTION

Le sol est constitué de particules solides entre lesquelles existent des vides qui peuvent être remplis de gaz (air), de liquide (eau), ou la combinaison des deux. Dans les sols complètement saturés, les vides sont remplis d'eau, une contrainte de compression provoque une diminution de volume des sols. Cette variation de volume peut prendre place de trois manières:

compression de l'eau interstitielle,  
expulsion de l'eau,  
compression des grains solides.

Dans les sols grenus tels que les sables saturés, l'expulsion de l'eau prend place rapidement. Dans les sols fins le mouvement de l'eau se fait très lentement à cause de la faible perméabilité, ce qui nécessite un temps considérable pour expulser l'excès d'eau. On appelle **consolidation**, l'évolution des **tassements** dans le **temps**. Dans les sols inorganiques la compression des grains solides et de l'eau occupant les vides est extrêmement faible, elle est négligée dans l'estimation des tassements. La théorie de consolidation est alors basée uniquement sur l'expulsion de l'eau contenue dans les vides.

La variation de volume associée à la consolidation se produit lentement, et les tassements résultant d'un chargement prennent place sur une longue période de temps.

Le comportement du sol durant le processus de consolidation est analogue au comportement du modèle mécanique représenté par le système de ressort et piston décrit par Terzaghi et Peck (1948).

La différence entre la contrainte totale appliquée et la pression interstitielle est appelée contrainte effective qui est approximativement la contrainte réellement supportée par le squelette granulaire (Simons & Menzies, 1977). Cela est traduit par la relation :

$$\sigma' = \sigma - u \quad (1)$$

laquelle est l'une des lois fondamentales en mécanique des sols (Terzaghi, 1926).

Le processus de consolidation se fait par dissipation de la pression interstitielle au cours du temps entraînant l'augmentation de la contrainte effective. A chaque étape de ce processus on peut définir un degré de consolidation.

Le degré de consolidation au temps (t) est donné par la relation

$$U = \frac{u_0 - \Delta u}{u_0} 100 \% \quad (2)$$

$u_0$  : pression interstitielle initiale

$\Delta u$  : excès de pression interstitielle au temps (t)

La valeur de U est parfois considérée comme le pourcentage de dissipation de la pression interstitielle. La solution de l'équation de consolidation est exprimée en termes de U. (voir section 1.2).

La pression interstitielle chute plus rapidement au voisinage de la surface de drainage qu'au niveau des points plus éloignés.

Si le pourcentage  $U$  est lié (apparenté) à la pression interstitielle moyenne au temps ( $t$ ), il peut être supposé que le degré de consolidation est proportionnel à la valeur du tassement qui va se produire au temps ( $t$ ).

si :  $\Delta H$  : tassement jusqu'au temps ( $t$ )

$\Delta H_f$  : tassement final pouvant se produire sous la charge appliquée.

Le degré de consolidation peut alors être relié à la variation de hauteur de l'échantillon, soit :

$$U = \frac{\Delta H}{\Delta H_f} * 100\% \quad (3)$$

Les conditions initiales et finales sont comme suit :

à  $t = 0$  ,  $u = u_0$  ,  $\Delta H = 0$  , et  $U = 0$  % ,

à  $t = \infty$  (théoriquement),  $u = 0$  ,  $\Delta H = \Delta H_f$  et  $U = 100$  % .

théoriquement, 100% de consolidation n'est jamais atteint.

En pratique le flot d'eau et les déplacements qui prennent place durant la consolidation sont presque toujours tridimensionnels. L'analyse de l'effet tridimensionnel est extrêmement complexe, et rarement praticable (Davis et Poulos, 1965). Pour plusieurs applications, l'analyse unidimensionnelle de Terzaghi représente une base importante pour l'estimation de la magnitude des tassements, bien que cette méthode doit être considérée avec précaution.

## 1- LA THEORIE DE CONSOLIDATION DE TERZAGHI

Le comportement en déformation d'un sol est généralement défini en terme d'intensité, ou d'amplitude de déformation, due à une variation de l'état de contrainte, et on parle de phénomène de compressibilité. En terme d'évolution de ces déformations en fonction du temps pour un état de contrainte constant, on parle de "phénomène de consolidation".

### 1.1- LES HYPOTHESES DE LA THEORIE DE CONSOLIDATION

Les hypothèses sur lesquelles repose la théorie de consolidation de Terzaghi sont résumées ci-après :

1. la couche de sol est horizontale, homogène, d'épaisseur uniforme, et latéralement confinée
2. le sol est complètement saturé,
3. les particules de sol et l'eau sont incompressibles,
4. la loi de Darcy est valable,
5. le coefficient de perméabilité et les autres propriétés du sol restent constantes durant chacun des incréments de contraintes appliquées,
6. la pression appliquée est uniforme le long de la surface horizontale,
7. l'écoulement de l'eau se fait seulement dans la direction verticale, i.e. le drainage est unidimensionnel,

8. le changement de la contrainte effective dans le sol cause une variation correspondante dans le rapport des vides et leur relation est linéaire durant chaque incrément de contrainte,
9. l'excès de pression interstitielle initiale dû à l'application de charge est uniforme sur toute l'épaisseur de la couche d'argile,
10. la durée étendue de la période de consolidation est entièrement due à la faible perméabilité de la couche d'argile,
11. une ou deux couches adjacentes à la couche d'argile sont parfaitement drainantes en comparaison avec l'argile,
12. le poids propre du sol peut être négligé.

## 1.2- FORMULATION DE LA THEORIE DE CONSOLIDATION

L'analyse mathématique est donnée par Terzaghi (1943) et peut être trouvée dans les ouvrages de mécanique des sols (Scott, 1974).

Le cas simple de la consolidation unidimensionnelle d'une couche d'argile soumise à un chargement uniforme, basée sur les hypothèses données plus haut, était formulé par Terzaghi et traduit par l'équation différentielle suivante :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \left( \frac{k}{\rho_w g m_v} \right) \left( \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \quad (4)$$

dans la quelle

$u$  : excès de pression interstitielle au temps ( $t$ ) en un point donné,

$z$  : hauteur verticale de ce point,

$k$  : coefficient de perméabilité de l'argile,

$m_v$  : coefficient de compressibilité volumique de l'argile,

$\rho_w$  : masse volumique de l'eau

$g$  : accélération de la gravité.

Dans la relation (4) on peut remplacer le coefficient composé par le paramètre  $c_v$ , appelé coefficient de consolidation,

tel que 
$$c_v = \frac{k}{\rho_w g m_v} \quad (5)$$

et la relation (4) devient

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \left( \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \quad (6)$$

la solution de l'équation avec les conditions aux limites est une série de Fourier. Sous sa forme pratique la solution de la relation (6) exprime le pourcentage de consolidation  $U$  en fonction de  $c_v$ ,  $h$  et le temps ( $t$ ), où  $h$  est la distance par rapport à la surface de drainage.

$$\frac{U}{100} = f \left( \frac{c_v}{h^2} t \right) \quad (7)$$

L'expression  $\left(\frac{c_v}{h^2} t\right)$  est un nombre sans dimension, on l'appelle le facteur temps  $T_v$ .

$$T_v = \left(\frac{c_v}{h^2} t\right) \quad (8)$$

La relation (7) peut être réécrite comme suit :

$$\frac{U}{100} = f(T_v) \quad (9)$$

La relation entre  $U$  et  $T_v$ , représente la solution de l'équation (6); telle que dérivée mathématiquement par Terzaghi (1943), est montrée graphiquement dans les figures (III et II2). Ces deux courbes sont communément utilisées dans l'analyse unidimensionnelle de la consolidation.

Tableau (III) : Facteurs temps théorique pour la consolidation unidimensionnelle  
(D'après Leonards (1962))

Degré de consolidation U%	Facteur temps	
	$T_v$	$\sqrt{T_v}$
0	0	0
10	0.0077	0.0877
20	0.031	0.176
30	0.071	0.266
40	0.126	0.355
50	0.196	0.443
60	0.286	0.535
70	0.403	0.635
80	0.567	0.753
90	0.848	0.921
95	1.129	1.063
100	$\infty$	$\infty$

En termes mathématiques la courbe approche de l'asymptote  $U=100\%$  à un temps proche de l'infini, en d'autres termes la consolidation totale n'est jamais atteinte pratiquement.

Pour le cas de chargement non uniforme, consolidation tridimensionnelle, et autres conditions qui s'écartent de l'analyse de consolidation unidimensionnelle, l'équation mathématique conduit à différentes courbes reliant  $U$  et  $T_v$  (Terzaghi et Peck (1967), Tschebotarioff (1951)).

L'importante conséquence pour l'équation (7) est que le degré de consolidation atteint après un certain temps est inversement proportionnel à la racine carrée de la distance maximale à la surface de drainage. En termes pratiques le temps de consolidation augmente avec le carré de l'épaisseur de la couche d'argile, le chargement et autres facteurs étant égaux par ailleurs.

Le temps requis pour atteindre 90% de consolidation pourrait être neuf fois plus grand pour une couche d'argile d'épaisseur six mètres (6m) que pour une épaisseur de deux mètres (2m) de la même argile.

### 1.3- LES PHASES DE CONSOLIDATION

La relation entre le degré de consolidation et le temps, dérivée des essais de laboratoire typiques réalisés sur des échantillons d'argile, est similaire dans la forme générale à la relation théorique, mais d'importantes modifications sont rapportées ci-dessous. Le degré de consolidation est représenté par le taux de compression (i.e. tassement) de l'échantillon à un temps particulier du début. Les tassements sont tracés en fonction du logarithme du temps ou de la racine carrée du temps en minutes.

Pour des buts analytiques, la compression des argiles sous chargement peut être divisée en trois phases.

- Compression initiale.
- Consolidation primaire.
- Consolidation secondaire.

#### a) LA COMPRESSION INITIALE

La compression initiale prend place presque simultanément avec l'application de l'incrément de charge dans l'essai de laboratoire et avant le début du drainage. Elle est due partiellement à la compression des petites poches de gaz à l'intérieur de l'espace poreux et à la surface de contact entre la cellule et la presse de chargement. Une faible proportion peut être due à la compression élastique, qui est réversible à la décharge.

Cette phase est responsable de la modification (déviation) de la courbe théorique au début de l'incrément de chargement.

#### b) LA CONSOLIDATION PRIMAIRE

Le phénomène de tassement est loin d'être instantané, il peut parfois durer des années si la couche compressible est épaisse et sa perméabilité faible. En effet le tassement n'est possible dans un matériau saturé que si l'eau peut être expulsée.

La consolidation primaire est dépendante du temps de compression qui est dû à la dissipation de l'excès de la pression interstitielle sous chargement, comme expliquée par la théorie de Terzaghi. Le phénomène est comparable au fluage d'un solide doué d'une élasticité retardée que l'on interprète en rhéologie à l'aide du modèle de type Kelvin -Voight généralisé.

Si le sol a une alimentation en eau lors de la décharge, un petit gonflement peut se produire. Cette phase s'apparente exclusivement à la courbe théorique dans la plupart des argiles.

#### c) LA CONSOLIDATION SECONDAIRE

La consolidation secondaire continue après que l'excès de pression interstitielle de la phase de consolidation primaire soit virtuellement dissipée. Le mécanisme est complexe, mais la consolidation secondaire est pensée être due au mouvement continu des particules tel que la structure du sol s'ajuste avec l'augmentation de la contrainte effective. La compression secondaire n'est généralement pas réversible à la décharge, bien qu'un gonflement secondaire est observé pratiquement.

Dans la plupart des applications seule la phase de consolidation primaire est utilisée pour l'estimation des tassements. Pour les argiles inorganiques, elle est généralement la plus importante des trois phases. L'établissement de la courbe magnitude de consolidation primaire / temps, ensemble avec les paramètres dérivés, constitue le principal objectif des essais de consolidation au laboratoire. La phase primaire est la seule qui peut correctement être appelée "consolidation" (Terzaghi & Peck (1948), Taylor (1948)).

Cependant, dans les tourbes et les argiles hautement organiques la compression secondaire est de plus grande importance, et si on prend sur un temps suffisamment long, elle peut excéder le taux de consolidation primaire.

Les trois phases de consolidation sont illustrées dans la figure II3 par une courbe log - temps/tassements idéalisée en des limites conventionnelles.

## 2- AJUSTAGE DE LA COURBE DE CONSOLIDATION.

Le procédé de comparaison de courbe de consolidation de laboratoire avec la courbe théorique est connu comme "ajustage de la courbe". Il concerne seulement la phase de consolidation primaire et permet au coefficient de consolidation,  $c_v$ , d'être déterminé pour chaque incrément de chargement par la relation (8). On connaît plusieurs procédures d'ajustage de courbe, les plus utilisées sont:

- le logarithme du temps / tassement (**méthode logarithme du temps**)
- la racine carrée du temps / tassement (**méthode racine carrée du temps**)

### 2.1- LA METHODE LOG - TEMPS

Cette méthode est dérivée par Casagrande, en conséquence connue comme METHODE DE CASAGRANDE. Le principe de cette méthode est illustré dans la figure II3, qui est une représentation d'un palier de consolidation par la courbe logt /tassement.

Dans la figure II3, le tassement lu sur le comparateur au moment du chargement ( $t=0$ ), i.e. la lecture initiale, est noté par  $d_i$ , mais l'ordonnée correspondant au temps zéro ( $t=0$ ) ne peut être montrée sur l'échelle logarithmique.

Le tassement à la fin de l'incrément de charge (généralement, 24 heures) obtenu à la lecture finale est notée par  $d_f$ .

Les tassements représentant le début et la fin de la phase de consolidation primaire, i.e., au degré de consolidation théorique  $U=0\%$  noté par  $d_0$  et celui au  $U=100\%$  par  $d_{100}$ .

#### Le 0% théorique

La première moitié de la courbe de consolidation théorique définie par l'équation 9, de  $U=0\%$  à  $U=52.6\%$ , peut être représentée très approximativement par l'équation :

$$\frac{U}{100} = 2 \left( \sqrt{\frac{Tv}{\pi}} \right) \quad (10)$$

qui peut être aussi écrite

$$T_v = \frac{\pi}{4} \left( \frac{U}{100} \right)^2 \quad (11)$$

L'équation (11) donne une courbe parabolique et les propriétés de la parabole sont utilisées dans la construction géométrique montrée dans la figure II3 pour définir la position de l'abscisse,  $U=0$ . Cette construction en log de temps est plus valable puisqu'elle donne une forme générale similaire à la courbe théorique (Fig. II1).

Cette construction s'applique au dessus de la portion initiale (convexe) de la courbe qui est généralement clairement définie pour les sols argileux. La procédure est illustrée par la figure II3, et un exemple typique est montré dans la figure II5. Il s'agit dans la méthode de:

- Sélectionner deux points dans la portion initiale de la courbe dont les valeurs du temps ont un rapport de 4, ex. 0.5 et 2mn (a et b) (fig. II5).
- Mesurer la distance (ad) égale à (ac) "distance verticale entre a et b" à la verticale du point a pour obtenir le point d. Répéter la procédure une ou deux fois ( par exemple 0.25 et 1mn ; 0.75 et 3mn), ce qui donne tous les points en haut de la partie convexe de la courbe.
- Tracer la droite moyenne passant par les points (d) déterminés. Celle-ci représente le U théorique = 0 %, son intersection avec l'échelle de compression (tassements) donne la lecture correspondant au point  $d_0$  (fig. II3 et II5).

### **Le 100% théorique**

Le point d'inflexion du graphe  $\log(t)/\text{tassement}$ , qui est le point de changement de courbure, limite la partie la plus raide de la courbe, donnant environ 75% de consolidation.

L'intersection des deux tangentes aux branches supérieure (compression primaire) et inférieure (compression secondaire) de la courbe tassement en fonction de  $\log t$  définit l'abscisse de  $U=100\%$  (fig. II3). Pour définir le 100% théorique il faut :

- Tracer la tangente (AB) à ce point, qui est la tangente à la branche supérieure de la courbe en S.
- Tracer la tangente (DE) à la portion droite de la fin de la courbe (branche inférieure), coupant la droite (AB) au point C.
- Tracer une droite horizontale passant par le point C, représentant le U (Théorique = 100%) de la consolidation primaire, notée par  $d_{100}$  (fig. II5 et II3).

L'échelle du pourcentage de consolidation de  $U=0\%$  à  $U=100\%$  peut être maintenant construite de  $d_0$  à  $d_{100}$  tel que représenté sur le coté droit de la courbe de tassement. Ainsi l'ordonnée  $d_{50}$  correspondant à 50% de la consolidation primaire, lequel se trouve égale à  $1/2(d_0-d_{100})$ , peut être tracée. Le temps correspondant à 50% de consolidation primaire, noté par  $t_{50}$  (minutes), peut être lu à l'intersection de cette droite avec la courbe de tassement. (fig. II5).

## **2.2- LA METHODE RACINE CARREE DU TEMPS**

Cette procédure est introduite par Taylor (1942), et connue comme méthode de Taylor. Le principe de la méthode est illustré dans la figure II4 et expliqué brièvement ci-dessous

### 0% théorique .

La première moitié de la courbe de l'essai de laboratoire est une ligne droite similaire à la courbe théorique (fig. II2) excepté pour la déviation au début, qui est une conséquence de la phase initiale de compression. Le prolongement de cette ligne en arrière donne la déformation représentant la consolidation de  $U = 0\%$  ; i.e. la valeur  $d_0$ , à son intersection avec l'axe de temps zéro (point Q dans la figure II4).

### 100% théorique.

L'équation théorique de la portion linéaire de la figure II4 est :

$$\frac{U}{100} = 2\sqrt{\left(\frac{T_v}{\pi}\right)} = 1.128\sqrt{T_v}$$

cette équation est représentée par la droite OB dans la figure II7, au point B sur cette ligne, où  $U = 90\%$ .

$$\sqrt{T_v} = \frac{0.9}{1.128} = 0.798$$

Dans le tableau II1, la valeur de  $\sqrt{T_v}$  relative à  $U = 90\%$  sur la courbe de consolidation théorique (point C, fig. II7) est 0.921. Le rapport de ces deux valeurs est  $0.921/0.798 = 1.154$  (i.e. 1.15). On utilise la relation au dessus, pour tracer la droite de l'origine théorique (point Q, fig. II4) qui à chaque niveau a une abscisse 1.15 temps plus grand que celle de la droite QB et va intercepter la courbe de laboratoire au point C où  $U = 90\%$ .

La droite horizontale passant par C coupe l'axe vertical au point A donnant  $U = 90\%$ . La compression pour laquelle  $U = 100\%$  est représentée par D, où  $QD = (100/90)QA$ .

La manière la plus simple est de trouver le point q sur la droite (QB) pour lequel  $t = 10$ , et tracer la droite horizontale passant par le point q coupant l'ordonnée  $t = 0$  au point p.

Prendre  $pr = 1.15 pq$  (i.e. le point r correspond à  $t = 11.5$ ), tracer la droite (Qr) qui coupe la courbe de tassement au point C. Le point C donne 90% de consolidation primaire, notée par  $d_{90}$ .

L'échelle du pourcentage de consolidation de  $U = 0\%$  à  $U = 100\%$  peut être dessinée sur le côté droit du graphe. (fig. II6).

Le point  $d_{50}$  peut être alors trouvé et la valeur  $\sqrt{t_{50}}$  lue directement sur l'axe des abscisses, laquelle multipliée par elle-même donne le temps  $t_{50}$  (minutes) pour 50% de consolidation.

## COMPARAISON DES DEUX METHODES

Sur la comparaison des deux méthodes la littérature indique que généralement la procédure logarithme du temps est préférable à celle de la racine carrée si les courbes de tassements sont d'une forme conventionnelle. Quand il est difficile d'évaluer le point  $d_0$  de la représentation en

racine carrée du temps, il peut alors être transféré en logarithme du temps si celle-ci fournit des indications claires.

L'évaluation du point  $d_{100}$  par le graphe racine carrée du temps n'est pas très satisfaisante parce que le point  $d_{90}$  est défini par une droite et une courbe qui se coupent par un angle très petit, et la position exacte n'est pas facile à identifier.

Par ailleurs pour les sols peu plastiques, la partie convexe n'apparaît pas dans la courbe en log du temps ce qui rend la méthode de Casagrande inutilisable.

Au début de l'exécution de l'essai de consolidation, on teste un sol (inconnu) pour la première fois, il est pratique de tracer les deux graphes simultanément sur feuilles séparées, utilisant la même échelle verticale des lectures de tassement pour les deux. Il peut être décidé quel type de graphe est préférable ou si les deux pourraient être tracés.

Les essais sur quelques sols peuvent donner des courbes qui diffèrent beaucoup des courbes théoriques pour que les principes mentionnés ci-dessus soient directement applicables.

### 3- LES CARACTERISTIQUES DE COMPRESSIBILITE

Le calcul des tassements nécessite l'exploitation des résultats des essais oedométriques. Les caractéristiques de compressibilité sont déduites des constructions graphiques des courbes de consolidations et de compressibilité.

#### 3.1- INDICE DES VIDES : e

La variation de volume qui se produit durant la consolidation prend place seulement dans les vides. La variation de hauteur,  $\Delta H$ , par rapport à la hauteur initiale  $H_0$ , correspond aux variations de l'indice des vides  $\Delta e$  par rapport à l'indice des vides initial  $e_0$ . On rappelle les relations suivantes :

$$\text{Indice des vides} \quad e = \left( \frac{G_s}{\gamma_d} \right) - 1 \quad (12)$$

$$\text{Degré de saturation} \quad S_r = \frac{wG_s}{e} * 100\% \quad (13)$$

Où  $G_s$  : Poids spécifique des particules de sols  
 $\gamma_d$  : densité sèche du sol ( $\text{g/cm}^3$ ) ou ( $\text{t/m}^3$ )  
 $w$  : teneur en eau du sol (%).

La variation de l'indice des vides notée par  $\Delta e$ , et la variation de hauteur notée  $\Delta H$ , représentent la variation globale de  $e$  et de  $H$ , avec respectivement aux valeurs initiales  $e_0$  et  $H_0$ . L'actuelle variation de hauteur de l'échantillon est le tassement mesuré moins la déformation de l'appareillage.

Donc proportionnellement :

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

$$\text{i.e. } \Delta e = \Delta H \left( \frac{1 + e_0}{H_0} \right) \quad (14)$$

$$\text{or } \Delta e = F \Delta H \quad (15)$$

Où F est un coefficient ayant la dimension  $\text{mm}^{-1}$ , reliant la variation de l'indice des vides à la variation de hauteur, et dépend seulement des conditions initiales de l'éprouvette testée.

Quand l'indice des vides initial  $e_0$  est connu, l'indice des vides  $e$  à chaque étape de l'essai peut être calculé, par la variation de hauteur en utilisant l'équation (15), et alors utilisé l'équation.

$$e = e_0 - \Delta e \quad (16)$$

Le graphe  $e - \log p$ , connu comme courbe  $e / \log p$ , peut alors être dessiné comme montré dans la figure (II10).

### 3.2- COEFFICIENT DE CONSOLIDATION: $c_v$

Pour un temps réel  $t$  un pourcentage donné de consolidation primaire est connu pour un incrément de charge particulier de l'essai. L'équation (8) peut être utilisée pour déterminer le coefficient de consolidation pour cet incrément de charge.

$$c_v = \frac{T_v}{t} h^2 \quad (17)$$

Si  $t_{50}$ , correspond à 50% de la consolidation primaire ( $U=50\%$ ), et utilisé le facteur temps théorique  $T_{50} = 0.197$ , du tableau III, par conséquent l'équation 17 devient :

$$c_v = \frac{T_{50}}{t_{50}} h^2 = 0.197 \frac{h^2}{t_{50}} \quad (18)$$

(où  $h$  est la longueur maximale à la face de drainage).

Le coefficient  $c_v$  est généralement exprimé en mètre carré par an ( $\text{m}^2/\text{an}$ ), ainsi lorsque  $h$  est en mm et  $t$  en minutes, on déduit :

$$c_v = \frac{0.197 * \left( \frac{h}{1000} \right)^2}{t_{50}} * 60 * 24 * 365.25$$

$$c_v = \frac{0.1036 h^2}{t_{50}} \text{m}^2/\text{an} \quad (19)$$

$H$  est la hauteur de la couche d'argile, dans le calcul du coefficient de consolidation  $c_v$ , la mesure significative n'est pas l'épaisseur  $H$  de l'argile, mais la distance par rapport à la surface de

drainage, notée  $h$ . Pour une couche d'argile drainée sur une face  $h = H$ , sur les deux faces  $h=1/2H$ .

Dans l'oedomètre standard, l'essai de consolidation se fait avec un double drainage, la hauteur  $H$  de l'échantillon est égale à  $2h$ , donc l'équation (19) devient, pour un but pratique,

$$c_v = \frac{0.026\bar{H}^2}{t_{50}} \text{ m}^2/\text{an} \quad (20)$$

$\bar{H}$  est la hauteur moyenne de l'échantillon durant l'incrément de charge, mesurée en millimètre (mm), et  $t_{50}$  en minutes (mn).

Si  $t_{90}$  du tracé en racine carrée est utilisé au lieu de  $t_{50}$ , l'équation (18) devient :

$$c_v = \frac{T_{90}}{t_{90}} h^2 = 0.848 \frac{h^2}{t_{90}}$$

l'équation (19) est :

$$c_v = 0.446 \frac{h^2}{t_{90}}$$

et en terme  $H$

$$c_v = 0.112 \frac{\bar{H}^2}{t_{90}} \quad (21)$$

Il est préférable de calculer  $c_v$  avec  $t_{50}$  plutôt qu'avec  $t_{90}$  parce que la moitié de la courbe de tassement de laboratoire est la portion qui convient le plus avec la courbe théorique.

Des valeurs typiques du coefficient de consolidation dérivés des essais oedométriques pour des sols uniformes (homogènes) avec leurs rangs de plasticité approximatifs, sont indiqués dans le tableau II2.

Tableau II2 : Ordre de grandeur des valeurs du coefficient de consolidation et de l'indice de compression pour les sols inorganiques (D'après Lambe & Whitman, 1979)

Type de sols	rang de l'indice de plasticité	coefficient de consolidation $c_v(\text{m}^2/\text{an})$		indice de compression
		intact	remanié	$C_c$

argile - montmorillonite très plastique	supérieur à 25	0.1 - 1		>2.6
Moyenne Plasticité	25 - 5	1 - 10		
Peu plastique	15 ou moins	10 - 100	entre 25 - 50%	0.8 - 0.2
Tourbes		au dessus de 100		

### 3.3- LES COEFFICIENTS DE COMPRESSIBILITE

Trois coefficients peuvent être dérivés de l'essai de consolidation pour indiquer la compressibilité des sols. Ces coefficients sont utilisés dans l'estimation du taux de tassement dû à la consolidation primaire. Ces coefficients sont :

Coefficient de compressibilité,  $a_v$  .

Coefficient de compressibilité volumique,  $m_v$ .

Module oedométrique,  $E'$  ou Eoed.

Indice de compression,  $C_c$  .

Le premier ( $a_v$ ) est rarement utilisé, le second ( $m_v$ ) est normalement calculé pour chaque incrément de charge et les valeurs de ce coefficient sont présentées comme une partie des résultats de l'essai de consolidation de laboratoire.

Le troisième ( $C_c$ ) peut être dérivé de la courbe  $e/\log P$ , ou empiriquement.

Le coefficient  $m_v$  est généralement appliqué pour les argiles surconsolidé et  $C_c$  pour les argiles normalement consolidées.

Un autre coefficient, l'indice de gonflement  $C_s$  ou  $C_g$ , donne des indications sur le gonflement du sol lors de la décharge .

#### -LE COEFFICIENT DE COMPRESSIBILITE $a_v$

Pour un incrément de charge donné, le coefficient de compressibilité  $a_v$  est égal à la variation de l'indice des vides  $\delta e$  pour cet incrément, divisé par l'incrément de pression  $\delta p$ .

La variation de l'indice des vides notée  $\delta e$ , et la variation de pression notée  $\delta p$  liée à l'incrément des charges : est la variation respective aux valeurs précédée immédiatement de ( $e$  et  $P$ ), qui sont distinctes des variations cumulées en relation avec les conditions initiales notée  $\Delta e$  et  $\Delta P$ .

$$a_v = \frac{e_2 - e_1}{\delta p} = \frac{-\delta e}{\delta p} \quad (22)$$

Où  $e_1$  et  $e_2$  sont les indices des vides au début et à la fin de la consolidation sous l'incrément de charge, considéré. Le signe négatif apparaît parce que  $e$  diminue quand  $P$  augmente.

Le coefficient  $a_v$  est égal à la pente (négative) de la courbe  $e/\log p$  de la figure II8, supposée linéaire sur le rang d'incrément de pression. La dimension de  $a_v$  est la réciproque de celle de la contrainte, i.e.  $m^2/kN$  en unités S.I.

#### LE COEFFICIENT DE COMPRESSIBILITE VOLUMIQUE $m_v$

Le paramètre  $m_v$  est plus utile que  $a_v$ , il donne la compressibilité par unité d'épaisseur de sol. Il est connu comme le coefficient de compressibilité volumique et parfois comme le module de changement de volume. Il est noté  $m_v$ , et est défini par l'équation :

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_1} = \left( \frac{1}{1 + e_1} \right) \left( \frac{-\delta e}{\delta p} \right) \quad (23)$$

Où  $e_1$  est l'indice des vides au début de l'incrément de charge  $\delta p$ . Les unités sont les mêmes que celles de  $a_v$ , mais sont multipliés par 1000 pour exprimer le coefficient en  $m^2/MN$  afin d'éviter les petites valeurs numériques inconventionnelles. Par conséquent,

$$m_v = \left( \frac{1000}{1 + e_1} \right) \left( \frac{-\delta e}{\delta p} \right) m^2/MN \quad (24)$$

si  $\delta p$  est mesurée en  $kN/m^2$ .

Quelques valeurs typiques du coefficient de compressibilité volumique de certaines argiles sont données dans le tableau II3. Un coefficient similaire, à  $m_v$ , relatif au gonflement peut être obtenu pour la courbe de déchargement.

#### LES MODULES OEDOMETRIQUES $E'$

La méthode classique de calcul des tassements évite toute fois de faire apparaître un module de déformation  $E$  du sol qui jouerait le rôle du module de Young dans les formules. Dans l'oedomètre en effet, l'échantillon est freiné latéralement, et tasse donc moins que s'il était soumis à une compression simple. Le matériau va paraître moins compressible, plus raide qu'il ne l'est réellement. Comme le module de déformation croît avec la raideur, le module  $E$  est plus faible que le module oedométrique  $E'$  ( $E_{oed}$ ).

$$E = E' \left( 1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu} \right) \quad (25)$$

$\nu$  : coefficient de Poisson du matériau ( $\nu=1/3$  pour les sols)

$$E = \frac{2}{3} E' \quad (26)$$

Le module oedométrique  $E_{oed}$  a pour définition  $E_{oed} = (\Delta\sigma') / (\Delta H / H_0)$ , ce module varie avec la contrainte effective et il est nécessaire de préciser pour chaque valeur la variation de contrainte à laquelle il correspond.

$$E_{\text{oed}}(\sigma'_1, \sigma'_2) = \frac{\sigma'_2 - \sigma'_1}{\left( \frac{H_1 - H_2}{H_0} \right)} \quad (27)$$

$H_1, H_2$  désignent les épaisseurs de l'éprouvette sous les contraintes verticales  $\sigma'_1, \sigma'_2$  et par  $H_0$  la hauteur initiale de l'éprouvette.

A partir d'un essai de compressibilité par paliers, on peut définir:

- un module oedométrique pour chaque palier de chargement

$$E_{\text{oed}}(\sigma'_{n-1}, \sigma'_{n+1}) = \frac{\sigma'_{n+1} - \sigma'_{n-1}}{\frac{H_n - H_{n+1}}{H_0}} = \frac{\sigma'_{n+1} - \sigma'_{n-1}}{e_n - e_{n+1}} \quad (28)$$

- des modules sécants entre chaque paire de points de la courbe de compressibilité

$$E_{\text{oed}}(\sigma'_1, \sigma'_2) = \frac{\sigma'_2 - \sigma'_1}{\left( \frac{H_1 - H_2}{H_0} \right)}$$

$$E_{\text{oed}} = \frac{(\sigma'_2 - \sigma'_1)(1 + e_0)}{e_1 - e_2} \quad (29)$$

- un module tangent en chaque point de la courbe de compressibilité

$$E_{\text{oed}}(\sigma') = 2,3\sigma' \frac{1 + e_0}{C_c} \quad (30)$$

**L'INDICE DE COMPRESSION :  $C_c$**

L'indice de compression  $C_c$ , est égal à la pente de la courbe de consolidation (tracé en  $e/\log P$ ) au niveau de la partie linéaire. Cette ligne droite est représentée par l'équation

$$e = e_0 - C_c \log_{10} \frac{P_0 + \delta p}{P_0} \quad (31).$$

Numériquement,  $C_c$  est égal à la variation dans le rapport des vides pour un cycle logarithmique de variation de pression, comme montrée dans la figure II.8. C'est un nombre sans dimension. L'indice de compression a été relié à la limite de liquidité de l'argile (remaniée) pour un degré d'approximation près (Skempton, 1944) par l'équation :

$$C_c' = 0.007(W_L - 10\%) \quad (32)$$

$W_L$  exprimée en %

Pour les argiles intactes normalement consolidées, l'indice de compressibilité  $C_c$  est donné approximativement par l'équation

$$C_c = 0.009 (W_L - 10\%) \quad (33)$$

offre un ordre de grandeur acceptable, sauf dans le cas des argiles extra - sensibles. (Sanglèrat & Costtet, 1981). Le phénomène est plus complexe pour les argiles surconsolidées, c'est à dire pour les argiles qui ont été soumises à une pression  $\sigma_c$  dite pression de consolidation, supérieure à la pression actuelle  $\sigma_o$ . l'influence de la surconsolidation dépend beaucoup des valeurs respectives de la surcharge  $\Delta\sigma$  et de la différence  $\sigma_c - \sigma_o$ . Si  $\Delta\sigma$  est petit devant  $\sigma_c - \sigma_o$  on est en présence d'un début de compression après décompression, les tassements sont très faibles et le module oedométrique élevé. Mais lorsque  $\Delta\sigma$  augmente, l'influence de la surconsolidation diminue et lorsque  $\Delta\sigma$  est de l'ordre de  $\sigma_c - \sigma_o$  cette influence est pratiquement négligeable, l'argile se comporte alors comme une argile normalement consolidée.

-LE COEFFICIENT DE PERMEABILITE: k.

Lorsque les paramètres  $c_v$  et  $m_v$  ont été obtenu, il est possible de calculer le coefficient de perméabilité, k, en utilisant l'équation (5), qui peut être réécrite

$$k = c_v m_v \rho_w g \quad (34)$$

$$k = \left( \frac{c_v}{365.25 * 24 * 3600} \right) \left( \frac{m_v}{10^6} \right) (10^3) 9.81 \quad \text{m/s}$$

$$k = (c_v m_v * 0.3109 * 10^{-9}) \quad \text{m/s}$$

Pour un but pratique

$$k = (c_v m_v * 0.31 * 10^{-9}) \quad \text{m/s} \quad (35)$$

Si  $c_v$  est exprimé en  $\text{m}^2/\text{an}$  et  $m_v$  en  $\text{m}^2/\text{MN}$

#### 4- LES RAPPORTS DE COMPRESSION

Les magnitudes relatives des trois phases de consolidation, décrites précédemment peuvent être exprimées en termes de rapports de compression, désignés comme suite.

- Rapport de compression initiale:  $r_o$ .
- Rapport de compression primaire : $r_p$ .
- Rapport de compression secondaire : $r_s$ .

Les symboles utilisés pour représenter les lectures de compression à des intervalles de temps variés du début de la consolidation, sont définis précédemment ( $d_i$ ,  $d_c$ ,  $d_o$ ,  $d_{100}$ ,  $d_f$ ).

La compression totale observée durant l'incrément de charge, après déduction de la déformation de l'appareillage (qu'on suppose dans notre cas égale à zéro), est ( $d_i - d_f$ ). Les rapports de compression sont les proportions de chacune des phases de consolidation par rapport à la compression totale et sont définies ci-dessous et illustrés dans la figure II3.

- Rapport de compression initiale :

$$r_o = \frac{d_i - d_o}{d_i - d_f} \quad (36)$$

- Rapport de compression primaire :

$$r_p = \frac{d_o - d_{100}}{d_i - d_f} \quad (37)$$

Dans le cas  $d_{90}$  pour le graphe racine carrée du temps

$$r_p = \left( \frac{10}{9} \right) \left( \frac{d_o - d_{90}}{d_i - d_f} \right) \quad (38)$$

- Rapport de compression secondaire :

$$r_s = \frac{d_{100} - d_f}{d_i - d_f} \quad (39)$$

Les rapports de compression sont sans dimensions et généralement reportés à la seconde décimale ou le plus proche nombre entier s'ils sont exprimés en pourcentage. La somme des rapports est égale à 1 (100%).

## 5- LE COEFFICIENT DE COMPRESSION SECONDAIRE

L'intensité de la compression secondaire est souvent peu importante dans les argiles inorganiques, dans lesquelles la phase de consolidation primaire est responsable de la majorité des tassements. Cependant, la compression secondaire est beaucoup plus importante dans les sols organiques, spécialement la tourbe, avec l'augmentation de la charge appliquée.

L'estimation des tassements dus à la compression secondaire est moins fiable que ceux basés sur la consolidation primaire.

La compression secondaire est conventionnellement considérée, commencer immédiatement après la fin de la phase de consolidation primaire, bien qu'en fait elles sont continues. La compression secondaire est généralement définie comme une relation linéaire dans le graphe log du temps / tassements, comme montrée par EF dans la figure II3. Le coefficient de compression secondaire  $C\alpha$ , sur lequel les calculs sont basés, est égal à la pente de cette droite en terme de déformation par cycle de log de temps. (c'est un nombre sans dimension).

La méthode graphique pour déterminer  $C\alpha$  est montrée dans la figure II9. La portion linéaire du graphe de compression secondaire est prolongée pour couvrir un cycle complet du log de temps, et les lectures de la compression au début et à la fin de ce cycle sont notées. (ex. 1000 et 10000mn).

Si la variation de la hauteur de l'échantillon est  $(\delta H)_s$  mm pour un cycle logarithmique, et  $H_o$  mm la hauteur initiale de l'échantillon, le coefficient de compression secondaire est donné par l'équation :

$$C_{\alpha} = (\delta H)_s / H_o. \quad (40)$$

il peut être multiplié par 100 pour l'exprimer en pourcentage.

La valeur  $C_{\alpha}$  a été trouvée être indépendante de la contrainte appliquée pour les argiles inorganiques chargées en dessous de la contrainte de pré-consolidation. Mais pour les sols hautement organiques et les tourbes, les valeurs tendent à augmenter avec l'augmentation de la contrainte appliquée. Des valeurs typiques de  $C_{\alpha}$  sont données dans le tableau II4.

## 6- CARACTERISTIQUES DE GONFLEMENT

Lors du déchargement il se produit l'inverse du processus de consolidation, c'est l'augmentation de volume du sol due à l'absorption d'eau à l'intérieur des vides quand la contrainte appliquée est réduite. Le gonflement est représenté par la courbe de déchargement (aussi connue comme courbe de décompression) marquée MNP dans la figure II11.

La compression due à la consolidation n'est jamais complètement rétablie lors du déchargement et le cycle charge - décharge - recharge produisent une boucle d'hystérésis notée par LMNPQR dans la figure II11.

Le gonflement se produit lorsque des argiles surconsolidées sont en contact libre avec l'eau lors de la décharge et cela est dû à leur grande affinité à l'eau. Les argiles surconsolidées déchargées possèdent une succion élevée. Celle-ci aspire l'eau dans les vides, causant l'augmentation du volume des vides (gonflement du sol).

Cependant, le gonflement peut être empêché en contraignant l'argile à maintenir son volume originel. La pression requise pour empêcher le gonflement est connue comme la pression de gonflement, et peut être appréciée par d'autres procédures d'essai.

### INDICE DE GONFLEMENT $C_s$ ou $C_g$

L'indice de gonflement  $C_s$  est égal à la pente de la courbe de décharge ( $e/\log P$ ). Il est obtenu de manière similaire que l'indice de compression. Sa valeur augmente aussi avec l'augmentation de la limite de liquidité du sol.

### MESURE DE LA PRESSION DE GONFLEMENT

Cet essai est applicable aux argiles surconsolidées ou aux sols qui sont susceptibles de gonfler quand ils sont en contact libre avec l'eau. Cela peut inclure les sols qui ont été hautement compactés.

Si un gonflement est observé après un incrément de charge dans un essai de compressibilité standard, la procédure stipule de passer à la charge suivante immédiatement.

La pression de gonflement d'un échantillon de sol est définie comme étant la charge appliquée pour empêcher l'échantillon de gonfler dans les premiers paliers de consolidation au cours d'un essai de compressibilité.

## 7- QUELQUES VALEURS TYPIQUES DES COEFFICIENTS DE COMPRESSIBILITE

Une fourchette des valeurs du coefficient de compressibilité volumique ( $m_v$ ), pour quelques sols Britanniques, classées sur la base de compressibilité, est donnée dans le tableau II3. Ce coefficient est généralement appliqué aux argiles surconsolidées.

Tableau II3: Quelques valeurs typiques du coefficient de compressibilité volumique

Types d'argiles	Coefficient de compressibilité volumique, $m_v$ ( $m^2/MN$ )	Compressibilité
Argiles organiques alluviales et tourbe	>1.5	très élevée
Argiles alluviales normalement consolidées	0.3 à 1.5	élevée
Argiles fluviales glaciaires	0.1 à 0.3	moyenne
argiles très raides ou dures	0.05 à 0.1	faible
Argiles très surconsolidées	<0.05	très faible

L'intervalle des valeurs du coefficient de consolidation ( $c_v$ ) obtenues à partir d'essais oedométriques de laboratoire, est indiqué dans le tableau II2 ensemble avec les valeurs de l'indice de compression,  $C_c$ .

La relation empirique de Skempton (relation 33) reliant  $C_c$  à la limite de liquidité pour les argiles normalement consolidées, n'est pas applicable aux argiles hautement organiques ou quand la limite de liquidité  $W_L$  excède 100%, ou quand la teneur en eau naturelle est supérieure à  $W_L$ . Le coefficient  $C_c$  est utilisé généralement pour les argiles normalement consolidées.

Quelques valeurs typiques du coefficient de compression secondaire ( $C_\alpha$ ) sont données dans le tableau II4. (D'après Lambe & Whitman(1979))

Tableau II4 : Valeurs typiques de  $C_\alpha$  (D'après Lambe & Whitman (1979))

Type de sols	$C_\alpha$
Argile normalement consolidée	0.005 - 0.02
Argile très plastique	$\geq 0.03$
Argile organique	$\geq 0.03$
Argile surconsolidée ( $OCR > 2$ )	Moins de 0.001

## 8- LES ARGILES NORMALEMENT CONSOLIDÉES ET SURCONSOLIDÉES.

En considérant leurs propriétés de consolidation, les argiles naturelles peuvent être subdivisées en deux principales classes :

les argiles normalement consolidées  
les argiles surconsolidées.

### ARGILES NORMALEMENT CONSOLIDÉES

Ce sont des argiles qui n'ont jamais été soumises à une contrainte effective plus grande que la pression effective actuelle. Elles sont généralement molles pour des profondeurs considérables. Les argiles normalement consolidées sont sensibles aux remaniements, ce qui peut influencer la

relation entre le rapport des vides et la pression dérivée de l'essai de consolidation. Par conséquent, une extrême attention est demandée lors la préparation de l'échantillon d'essai.

L'effet du remaniement de l'échantillon dans la courbe ( $e / \log p$ ) est illustré dans la figure II12, dans laquelle la ligne A représente la courbe de chargement in - situ (courbe de compression vierge pour un sol naturel in - situ). La courbe B indique la forme idéale d'une courbe de chargement pour un échantillon vraiment intact. La courbe C est typique d'un essai de laboratoire pour un échantillon intact de qualité moyenne et devient linéaire quand elle converge vers la ligne A. La courbe D représente l'essai sur une argile complètement reconstituée.

Il existe une différence entre la courbe de terrain et celle de laboratoire, les valeurs du coefficient de compressibilité volumique  $m_v$ , obtenues de l'essai de laboratoire diffèrent généralement des valeurs de terrain sur lesquelles les calculs des tassements se basent. La courbe de chargement in - situ peut être obtenue de la courbe de laboratoire par plusieurs procédures (Schmertman, 1953).

#### ARGILES SURCONSOLIDÉES.

Ce sont des argiles qui dans le passé ont été soumises à une pression effective plus élevée que la pression actuelle. Ces argiles ayant été recouvertes par des dépôts pouvant avoir plusieurs kilomètres d'épaisseurs, qui se sont érodés au cours du temps géologique, ou par de grandes épaisseurs de glaces durant les périodes de glaciation. La surconsolidation est le résultat de la réduction de la contrainte effective, (qui peut aussi être causée par la montée du niveau de la nappe).

Le climat et la dessiccation partielle sont d'autres facteurs qui peuvent produire un effet de pré - consolidation.

Les argiles surconsolidées sont souvent raides ou dures, mais peuvent être molles. Elles gonflent et deviennent molles lorsqu'elle sont en contact libre avec l'eau, mais quand le gonflement est empêché , elles peuvent développer des pressions de gonflement considérables.

La contrainte effective maximale préalable à laquelle le sol a été soumis dans son histoire est connue comme pression de pré - consolidation et est notée  $P_c$ . Le rapport de la pression de pré - consolidation à la pression effective existante est connu comme le rapport de surconsolidation (OCR :overconsolidation ratio),

$$\text{i.e. OCR} = \frac{P_c}{P_o}$$

Les argiles surconsolidées sont moins sensibles au remaniement mécanique que les argiles molles, normalement consolidées, mais elles sont susceptibles à l'effet de contrainte de déchargement résultant du prélèvement de l'échantillon. (cela est particulièrement vrai pour les argiles fissurées). Le processus de surconsolidation peut être illustré par la courbe  $e / \log P$  de la figure II13.

## 9- AUTRES TYPES DE SOLS COMPRESSIBLES

Le tracé des graphes tassements - temps à la fois en log temps et en racine carrée du temps permet la détermination des valeurs du coefficient de consolidation,  $c_v$ , par l'exécution de l'analyse de courbes ajustées, données ci-dessus. La forme de la courbe dépend du type de sol.

D'autres types de sols inorganiques tel que les vases donnent des courbes de consolidation qui s'écartent de la courbe conventionnelle. Mais fondamentalement elles sont similaires et les différences sont seulement dans les amplitudes, résultant de la haute perméabilité de ces sols.

Les sols qui ne sont pas complètement saturés peuvent donner des courbes non standards pour d'autres raisons

#### LA TOURBE

Pour la détermination de l'indice des vides de la tourbe par l'équation (12), le poids spécifique des grains doit être déterminé avec un degré d'exactitude raisonnable, par ce qu'il est plus variable que celui des sols minéraux (1.5 et 2.5). La mesure directe par la méthode de bouteille de densité nécessite l'utilisation de kérosène et peut être difficile et longue.

La méthode préférable, lorsque un grand nombre d'échantillons de tourbe est testé, est d'utiliser la perte de contact comme un indice de propriété qui peut être apparenté au contenu de matière organique.

La relation entre le poids spécifique des grains et le contenu organique des sols tourbeux est donnée par Skempton et Petly (1970).

$$G = \frac{G_s G_p}{(G_s - G_p)P + G_p} \quad (41)$$

G : densité spécifique de la tourbe  
 G<sub>s</sub> : densité spécifique des particules minérales,  
 G<sub>p</sub>: densité spécifique de la matière organique  
 P : proportion de matière organique par poids sec

Pour un but pratique, il peut être considéré que le contenu en matière organique est égale à la perte de contact si une haute température de 550°C est utilisée (Skempton et Petly, (1970), ignorant leur facteur de correction de 1.04). Donc P est approximativement égal à N/100 ou N est la perte de contact exprimée en pourcentage.

N% : perte de contact

La densité spécifique des particules minérales (G<sub>s</sub>) est généralement autour de 2.7 et celle de la matière organique est de 1.4. En substituant ces valeurs dans la relation (41), la densité spécifique moyenne, G, de l'échantillon de tourbe est obtenue par l'utilisation de la perte de contact N% dans la relation (41).

Si G<sub>p</sub>=1.4  
 G<sub>s</sub>=2.7

$$G = \frac{3.78}{(1.3N/100) + 1.4} \quad (42)$$

Néanmoins, quelques tests de vérification peuvent être faits par la méthode directe pour confirmer cette relation.

#### LES VASES ARGILEUSES

L'exemple du comportement de ce type de sol est montré dans la figure II14. La portion finale de la courbe est similaire à celle de la figure II5. La forme du début de la courbe diffère de celle montrée dans la figure II5, laquelle ne peut pas être construite comme décrit ci-dessus pour la détermination du point  $d_0$  ( $U=0\%$ ). Les tassements se produisent immédiatement après le chargement et ce avant l'ordonnée  $t=0.1$  minute, comme indiqué par la courbe discontinue (fig. II14).

Dans certains cas il est possible de faire une estimation raisonnable du point  $P_0$  par la courbe  $\sqrt{t}$  / tassements en utilisant la construction précédente.

Le point  $d_0$  est alors transféré dans la courbe  $\log t$ /tassement, l'analyse conventionnelle peut être réalisée comme avant, ou  $d_0$  sera estimé comme étant au 1/3 moyen de la lecture initiale  $d_i$  et la première lecture (fig. II14).

#### ARGILES NON SATUREES.

Les argiles qui ne sont pas complètement saturées contiennent des poches ou bulles de gaz (généralement l'air) dans les vides entre les particules solides, ce qui a une conséquence sur les deux importantes hypothèses de la théorie de consolidation citée.

- le fluide des pores est compressible
- la perméabilité change avec la contrainte appliquée

Ces effets sont probablement plus importants dans les argiles compactées, même lorsqu'elles sont compactées à une teneur en eau optimale.

Les caractéristiques des courbes temps/tassements obtenues des essais de consolidation oedométriques sur les argiles non saturées sont généralement comme suit:

- a) compression initiale large,
- b) courbe  $\log t$ /tassement plus aplatie que la courbe théorique dans la phase de consolidation primaire,
- c) la courbe  $\sqrt{t}$  / tassement est courbée continuellement, au lieu de montrer une partie initiale linéaire,
- d) la ligne de compression secondaire est raide.

Ces caractéristiques sont montrées dans la figure II15. Des réserves peuvent toute fois être faites sur une base empirique lors de l'analyse de la caractéristique  $(C\alpha)$ . Les détails de l'analyse théorique sont établis par Barden (1965).

## 10 - FACTEURS INFLUENÇANT LA CONSOLIDATION

#### EFFET DE NAPPE

La consolidation peut prendre place dans l'argile comme résultat de la baisse du niveau de la nappe par ce que la contrainte effective est par ce moyen augmentée. Une baisse d'un (01) mètre

du niveau de la nappe peut élever la contrainte effective dans la totalité du dépôt argileux au dessous de la nappe d'eau d'environ  $0.1\text{kN/m}^2$ .

Le taux de consolidation dépend du changement de la contrainte effective dans le sol, le tassement dû à la fluctuation du niveau d'eau peut être estimé de la même manière que celui dû au chargement.

#### EFFET DE LA TEMPERATURE

Le taux de consolidation de l'argile dépend de sa compressibilité et de sa perméabilité. Cette dernière est non seulement liée à la dimension des pores mais aussi à la viscosité de l'eau dans l'espace poral. La viscosité dépend de la température : la viscosité de l'eau à  $35^\circ\text{C}$  est environ égale à la moitié de la viscosité à  $5^\circ\text{C}$ . Le coefficient de consolidation, par lequel le taux de consolidation est évalué, est dépendant de la température.

Les essais de consolidation sont généralement réalisés à des températures ambiantes de laboratoire de  $20$  à  $25^\circ\text{C}$ . La température moyenne du sol in - situ est différente de celle du laboratoire, en Grande Bretagne par exemple elle est autour de  $10^\circ\text{C}$ . La correction de la température des essais de laboratoire est donc nécessaire avant leur application aux conditions de terrain. Le graphe de facteurs correcteurs donné par le BS 1377: 1975, et reproduit dans la figure III6, fournit une méthode appropriée. Ces courbes peuvent être utilisées pour convertir les résultats de laboratoire aux valeurs standards de  $20^\circ\text{C}$ , quand l'essai de laboratoire a été réalisé à des températures significativement différentes.

Bien que l'élévation de la température augmente la vitesse de consolidation, elle n'a pas d'influence sur le taux de consolidation durant la phase primaire, mais peut augmenter le taux de consolidation secondaire. Cela est probablement négligeable pour les sols inorganiques, mais peut être important pour les sols organiques, spécialement les tourbes (Head & al, 1986).

Pour ces raisons, il est bien pratique de maintenir continuellement l'enregistrement de la température près de la presse oedométrique durant tout l'essai de consolidation.

Cependant, les corrections de la température sont normalement faites beaucoup plus pour la standardisation des résultats que pour améliorer la fiabilité des valeurs de  $c_v$ .

### **11- LIMITATIONS ET AVANTAGES DE LA THEORIE**

La théorie présentée puise ses paramètres de l'essai oedométrique classique. L'essai de compressibilité standard consiste en l'application d'une série de charges verticales sur une éprouvette de sols latéralement frétée. La compression verticale sous chaque charge est observée sur une période de temps, généralement 24 heures. En absence de déformations latérales on a un essai unidimensionnel, duquel les paramètres de consolidation unidimensionnelle sont dérivés.

Bien que des essais de consolidation plus sophistiqués utilisant des échantillons larges sont maintenant possibles, l'essai oedométrique de laboratoire est resté l'essai standard pour déterminer les caractéristiques de consolidation dans les argiles homogènes.

En général, pour les argiles inorganiques l'essai donne une estimation raisonnable du tassement. Cependant, le tassement est souvent sous estimé, cela à un pourcentage donnant l'ultime

consolidation actuellement atteinte à court terme que celle prédite par les données d'essais utilisant la théorie de consolidation.

Cet effet est largement dû aux limitations imposées par la dimension petite de l'échantillon, qui ne permet pas de représenter tous les paramètres naturels tels que les laminations, fissures, et autres discontinuités (référées comme la texture du sol), et leurs profonds effets sur les conditions de drainage (Rowe, 1972).

Le moyen le plus fiable pour obtenir les valeurs de  $c_v$ , sur lesquelles les calculs du taux de tassement sont basés est de déterminer  $m_v$  de l'essai de consolidation oedométrique de laboratoire et de mesurer la perméabilité,  $k$ , sur le terrain et de là utiliser l'équation (35) pour calculer  $c_v$ .

Des tentatives sont quelques fois faites pour prendre en compte le drainage horizontal dans l'essai de consolidation oedométrique :

\* soit par mise en place de drains (latéraux) sur la paroi intérieure de la bague et empêcher le drainage vertical ,

\* soit en taillant l'échantillon dans le plan vertical.

Ni l'une, ni l'autre méthode n'est aussi satisfaisante que les essais sur échantillons larges sous chargement hydraulique dans la cellule désignée pour la prévision du drainage horizontale (Rowe, 1966). Ce type d'essai pourrait être réalisé dans la cellule de Rowe.

L'autre limitation de l'essai est celle du moyen de mesure de l'excès de pression interstitielle, et sa dissipation qui contrôle le processus de consolidation. La consolidation est basée seulement sur la mesure de la variation de hauteur de l'échantillon. Cependant, les limitations citées ci-dessus sont fréquemment négligées par rapport aux avantages pratiques de l'essai, qui peuvent être résumés comme suit:

1) La procédure et les calibrations ont été standardisées pour qu'elles soient facilement reproduites.

2) L'essai donne des indications raisonnables du taux de tassement si les résultats sont correctement interprétés.

3) L'essai est applicable à une large gamme de type de sols, vases et tourbes, aussi bien que les argiles.

4) L'essai peut être réalisé sur des échantillons intacts taillés dans le tube de diamètre standard de 100mm.

5) Plusieurs essais peuvent être réalisés simultanément sur des presses oedométriques adjacentes.

6) Pour les échantillons d'épaisseur relativement faible, le temps d'essai n'est pas excessivement long. Un jour pour chaque palier de chargement est suffisant, et le cycle charge / décharge est généralement réalisé en deux (02) semaines.

7) L'essai peut facilement être prolongé à long terme si les caractéristiques de consolidation secondaires sont requises.

Les essais réalisés dans des cellules oedométriques à contre pressions prennent un temps plus important par rapport aux essais classiques. La phase de saturation des éprouvettes de sols

argileux s'avère longue mais nous permet de vérifier l'état de saturation initial de l'échantillon. Le contrôle des variations de pressions interstitielles au cours de la consolidation est important pour le calcul en contrainte effective et la validation de model numériques.

## **CHAPITRE III**

# ***PROCEDURE D'ESSAI DE L'OEDOMETRE A CONTRE PRESSION***

## **SOMMAIRE**

### **1- INTRODUCTION**

### **2- SATURATION ET UTILISATION DE LA CONTRE PRESSION**

#### **2.1- DIFFUSION DE L'AIR DANS L'EAU**

#### **2.2- LES AVANTAGES DE L'APPLICATION DE LA CONTRE PRESSION**

#### **2.3- SOLUBILITE DE L'AIR DANS L'EAU INTERSTITIELLE**

#### **2.4- PRESSION ET TEMPS REQUIT POUR LA SATURATION**

- \* APPROCHE TRADITIONNELLE
- \* PRESSION NECESSAIRE
- \* TEMPS REQUIT

#### **2.5- CRITERES DE SATURATION**

- \* CATEGORIES DE SOLS
- \* CRITERES SUGGERES

#### **2.6- PROCEDURES DE SATURATION RECOMMANDEES**

#### **2.7- PROCEDURES D'ESSAIS**

- \* HYPOTHESES INITIALES
- \* MESURE DE LA PRESSION INTERSTITIELLE INITIALE
- \* ESQUISSE DES PROCEDURES DE SATURATION
- \* SATURATION PAR INCREMENTS DE CONTRE PRESSION

### **3- CONSOLIDATION**

#### **3.1- PROCEDURE DE CONSOLIDATION**

#### **3.2- LOI DE CHARGEMENT**

## 1- INTRODUCTION

L'attention accordée par Terzaghi (1925) au problème de la consolidation à long terme ; a fait l'objet d'une publication à Vienne (Terzaghi,1925). Terzaghi a été le premier à proposer une approche théorique du processus de consolidation et à concevoir, le premier appareil de consolidation , appelé <oedomètre> du grec (Oidema : gonflant) .

Depuis 1930 les essais de consolidation sur des échantillons de dimensions variables ont été réalisés et rapportés par Casagrande (1932) , Gilboy (1936) et Rutledge (1935). La formulation mathématique de la loi de consolidation est publiée par Terzaghi et Frohlich en 1936.

Depuis cette date plusieurs cellules oedométriques de dimensions différentes ont été proposées, avec des modes de chargement différents. On cite à titre indicatif les oedomètres à poids (cellule de Terzaghi), l'oedomètre à mise en charge pneumatique (CECP, ANGERS) et les oedomètres à chargement hydraulique dont l'oedomètre à contre pression du LCP, la cellule de Rowe. Pour les deux derniers la mise en charge peut être effectuée soit à l'air comprimé, soit en utilisant les pots de mercure des appareils triaxiaux, ce qui permet d'appliquer une contre pression et de mesurer la pression interstitielle sur l'une des extrémités de l'éprouvette de sol.

Pour l'interprétation des courbes de consolidation, on utilise pratiquement la théorie de consolidation de Terzaghi qui suppose que le sol est saturé d'un liquide incompressible. Il est pour cette raison indispensable de réaliser l'essai sur une éprouvette de sol saturé. Il est difficile de saturer complètement une éprouvette de sol fin non saturée à l'état naturel.

L'opération qui consiste à placer dans un bac d'eau désaérée la bague oedométrique contenant l'éprouvette ne permet pas de saturer convenablement l'échantillon.

Bien que les essais de compressibilité dans les cellules oedométriques (type Terzaghi) restent les plus utilisés dans la prévision du tassement des ouvrages, il sera nécessaire de comparer leurs résultats à ceux des essais oedométriques à contre pression qui permettent de réaliser une saturation de l'éprouvette avant l'essai, bien que cette phase rende la procédure d'essai plus longue et plus compliquée. Mais si l'on réalise des essais de compressibilité par paliers sur des sols non saturés sans procéder au préalable à la saturation de l'éprouvette, on obtiendra une estimation de l'amplitude des tassements en fonction de la charge, mais les valeurs des coefficients de consolidation seront peu fiables.

Les oedomètres à contre pression montrent plus d'avantages que les oedomètres classiques lors de l'exécution des essais de consolidation sur les sols de faible perméabilité (Head & al, 1986).

Les principales caractéristiques responsables de cette amélioration sont :

- le chargement hydraulique par une pression d'eau actionnant sur un diaphragme flexible, au lieu du chargement mécanique appliqué par le système de bras de levier sensible aux vibrations,
- la possibilité de contrôler le drainage et la mesure de la pression interstitielle au cours de la consolidation .

Un des objectifs de cette étude est de montrer l'apport de la procédure avec contre pression par rapport aux procédures classiques dans lesquelles on ne peut pas contrôler l'état de saturation complète de l'échantillon et on ne peut pas connaître les pressions interstitielles développées au cours de la consolidation ainsi que leur dissipation au cours du temps. Cette connaissance

permettra de déterminer les contraintes effectives réellement développées dans le squelette granulaire.

La saturation est pratiquement réalisée par augmentation de la pression d'eau interstitielle à un niveau assez élevé pour absorber à l'intérieur de la solution l'air qui occupe à l'origine l'espace des vides. En même temps la pression de confinement est augmentée dans le but de maintenir une petite contrainte effective dans l'échantillon. Idéalement, les deux pressions sont augmentées simultanément et continuellement, maintenant une différence constante entre elles.

La méthode la plus usuelle en pratique est d'appliquer une contre pression par incréments, alternant avec les incréments de pression de confinement. La contre pression est toujours inférieure à la pression de confinement pour assurer une légère contrainte effective positive.

La valeur du coefficient B peut être vérifiée à chaque fois que la pression de confinement est augmentée.

→

Une fois l'échantillon saturé, la pression interstitielle obtenue devrait si possible être maintenue à ce niveau. La réduction de la pression interstitielle au dessous de 150 kPa pourrait permettre à l'air dissout dans l'eau de former à nouveau des bulles.

pression

## 2- SATURATION ET UTILISATION DE LA CONTRE PRESSION

### PRINCIPES

Les équipements et procédures standards utilisés dans l'essai de compression triaxiale sur sols saturés sont valables pour la mesure de la pression interstitielle. Mais quand on est en présence de sols partiellement saturés, la présence de la pression d'air qui est différente de la pression interstitielle ajoute des complications (Head & al, 1986).

La mesure de la pression d'air interstitiel présente des difficultés bien que des procédures satisfaisantes ont été développées (Head & al, 1986). Cette complexité n'est pas prise en compte dans les essais de routine commerciale jusqu'au temps présent. Dans la majorité des essais triaxiaux en contraintes effectives réalisés en pratique, ces difficultés sont évitées par saturation de l'échantillon à la première étape de l'essai.

Il y a des exceptions dans lesquelles l'achèvement de la saturation complète par les procédures normales n'est pas nécessaire. Cependant, quand le but primordial de l'essai est la mesure de la résistance au cisaillement à la rupture dans les sols partiellement saturés, la saturation est normalement réalisée dès la première étape. Même avec les sols qui sont saturés complètement à l'état initial, le degré de saturation est usuellement vérifié par les procédures de routine.

### 2.1- DIFFUSION DE L'AIR DANS L'EAU

La saturation par application d'une contre pression non seulement dissout l'air contenu dans l'échantillon, mais aussi élimine toutes les bulles d'air se trouvant dans les ligne de drainage et dans les connections qui peuvent ne pas être purgées.

Lee & Black (1972) ont étudié la diffusion des bulles d'air dans l'eau sous l'application de la contre pression, ils ont montré que le temps requis pour la dissolution des bulles dans les tubes de drainage dépend de leur longueurs initiales et de leurs diamètres.

Les grandes bulles sont réduites à de petite bulles avant qu'elles ne soient complètement absorbées. Les bulles dans les tubes de faible diamètre prennent plus de temps pour se dissoudre que les bulles de même dimension dans les tubes de plus large diamètre parce que la surface de l'air en contact avec l'eau est plus petite. Le temps requis pour l'absorption de bulles dans deux tubes de diamètres différents sont donnés par Lee & Black (fig. III1).

Le taux de diffusion est peu affecté par une variation normale de la température ou par une pression d'eau supérieure à la tranche de 140 à 560 kPa.

Dans les tubes de faible diamètre, les bulles doivent être éliminée par les lignes de drainage par crainte qu'elles bloquent le flot d'eau.

## 2.2- LES AVANTAGES DE L'APPLICATION DE LA CONTRE PRESSION

Les avantages de l'utilisation d'une contre pression élevée pour obtenir la saturation complète sont résumés comme suit:

1. l'air présent dans les vides de l'échantillon est mis en solution sous l'effet de la contre pression quand la saturation complète est atteinte.
2. toute bulle d'air piégée entre la membrane (ou paroi) et l'échantillon est aussi dissoute ;
3. pour les échantillons qui se dilatent durant le cisaillement l'eau peut être aspirée librement durant l'essai drainé sans que le mouvement soit empêché par une prise d'air due à une bulle ;
4. pour des échantillons similaires dans un essai non drainé, l'application initiale d'une contre pression assez élevée peut prévenir la baisse de la pression interstitielle au dessous de la pression atmosphérique si l'échantillon devait se dilater et de cette façon la pression interstitielle mesurée restera positive;
5. toutes les bulles d'air restantes dans le système de pression interstitielle et de contre pression sont éliminées;
6. de sérieuses mesures de perméabilités peuvent être faites sur des sols qui sont initialement partiellement saturés; si la saturation est achevée en premier par application d'une contre pression.

## 2.3- SOLUBILITE DE L'AIR DANS L'EAU INTERSTITIELLE

L'introduction supplémentaire d'air-eau libre sous pression dans les vides des échantillons de sols partiellement saturés augmente le degré de saturation quand l'équilibre est établi par application d'une pression qui permet l'absorption d'une partie de l'air dans la solution.

La pression théorique requise (contre pression)  $\Delta u_b$  pour augmenter le degré de saturation d'une valeur initiale  $S_0$  à une valeur finale  $S$  est donnée par l'équation (Lowe & Johnson, 1960)

$$\Delta u_b = \frac{[P_o](S - S_0)(1 - H)}{1 - S(1 - H)} \quad (1)$$

dans laquelle [Po] est la pression initiale absolue, et H le coefficient de solubilité d'Henry (approximativement 0.02 cm<sup>3</sup> par cm<sup>3</sup> d'eau à 20°C) (Henry, 1803).

Pour obtenir la saturation complète (i.e. S=1), l'équation devient :

$$\Delta u_b = \frac{[Po](1-H)}{H}(1-S_o) \quad (2)$$

en posant H=0.02

$$\Delta u_b = 49(Po)(1-S_o) \quad (3)$$

Si la pression initiale (Po) est atmosphérique, une substitution "standard atmosphère" de 101.325 kPa dans l'équation précédente donne

$$u_b = 4965(1-S_o) \text{ kPa} \quad (4)$$

Cette relation est montrée graphiquement dans la figure III2, courbe (a) et elle est résumée dans le tableau III1.

Les deux courbes sous la courbe (a) sont des valeurs finales de saturation de 99.5 et 99.0 % (i.e. S = 0.995 et S = 0.990) dans l'équation 1.

Tableau (III1) : Pression interstitielle théorique pour la saturation

Degré de saturation initial So %	Pression théorique nécessaire	
	avec contre pression (kPa)	pression de confinement seule (kPa)
100	0	
95	250	267
90	500	563
85	750	894
80	990	1266
75	1240	1690
70	1490	2170

### SATURATION A VOLUME D'EAU CONSTANT

Le degré de saturation dans les échantillon partiellement saturés peut être augmenté par élévation de la pression de confinement afin d'augmenter la pression d'air sans introduire de l'eau supplémentaire. L'augmentation théorique de la pression d'air dans les vides,  $\Delta u_a$ , demandée pour achever la saturation à 100% ( S=1) est donnée par l'équation établie par Bishop et Henkel (1962)

$$\Delta u_a = \frac{[Po](1-S_o)}{S_o H} \quad (5)$$

(Bishop & Eldin,1950), substituent (Po) et H comme suit,

$$\Delta u_a = \frac{5066(1 - S_o)}{S_o} \text{ kPa} \quad [6]$$

Cette relation est incluse dans la figure III2, et est représentée dans la courbe (b), et dans le tableau III1. Il est évident que l'augmentation de la pression d'air seule, sans rajout d'eau supplémentaire, demande une pression considérablement élevée pour donner une saturation complète si So est inférieur à 95%. Quand un échantillon partiellement saturé est soumis à une augmentation de pression de confinement seulement, l'augmentation de la pression d'air dans les pores va être probablement inférieure à l'incrément de pression de confinement, et sera beaucoup plus faible dans les sols raides ou à structure cimentée.

La saturation par élévation de la pression de confinement seule est utilisable seulement pour les sols relativement mous avec un degré de saturation initial assez élevé.

## **2.4. PRESSION ET TEMPS REQUIS POUR LA SATURATION**

### **\* APPROCHE TRADITIONNELLE**

Lors d'une tentative de saturation d'échantillon par application de contre pression, les deux facteurs à considérer sont :

a - la pression nécessaire à appliquer,

b - le temps requis pour l'opération.

Quand on utilise la méthode 1 (décrite ci - dessous), le degré de saturation est contrôlé par observation de la réponse de la pression interstitielle et le calcul de la valeur de B pour chaque incrément de pression de confinement. La contre pression est augmentée par étapes jusqu'à ce que une valeur satisfaisante de B est atteinte. Traditionnellement la valeur B =0.97 est acceptée comme une saturation complète.

Le contrôle de la pression interstitielle pour chaque étape est maintenue aussi longtemps que nécessaire pour atteindre l'équilibre. Parfois l'étape peut être écourtée prématurément pour des raisons pratiques si cela peut prendre autrement une période de temps excessivement longue.

### **\* PRESSION NECESSAIRE**

La pression théorique requise pour la saturation peut être obtenue par l'équation 1, ou tirée de la figure III2.

En pratique la contre pression nécessaire pour la saturation d'un échantillon intact peut ne pas être aussi élevée que celle indiquée. Pourvu que les pressions appliquées soient suffisantes pour achever la saturation objective. La contrainte effective nécessaire pour les étapes de compression est obtenue par consolidation et est égale à la différence entre la pression de confinement et la pression dans la cellule à la fin de la consolidation, indépendamment de leurs valeurs actuelles (réelles).

### \* TEMPS REQUIS

Quand l'air - eau libre sous pression est introduite dans les vides de l'échantillon, il y a une augmentation immédiate dans le degré de saturation due à la compression de l'air, en conformité avec la loi de Boyle. Si la pression est maintenue, le degré de saturation augmente d'avantage que l'air se dissout dans l'eau mais ce processus prend du temps en raison du faible taux de diffusion des petites bulles d'air dans l'espace confiné. L'élément temps est ici gouverné par la diffusion, et non pas par l'effet de faible perméabilité du sol. Le facteur temps a été étudié par Black et Lee (1973).

Selon ces auteurs, le temps requis pour la saturation sous une contre pression appropriée dépend du degré de saturation initial de l'échantillon, si une saturation de 100% doit être obtenue ou si une valeur légèrement inférieure est acceptable.

Le temps théorique pour des valeurs finales de saturation de 99.0% ; 99.5% et 100% sont représentées graphiquement dans la figure III3. Le temps requis apparaît être important (long) quand la saturation initiale se trouve dans la gamme de 75% à 85%. Il diminue sensiblement quand le degré de saturation initial excède 95%, et diminue aussi pour des valeurs très faibles ou les vides d'air sont larges et interconnectés permettant facilement la pénétration du flot d'eau. Une économie importante de temps sera observée si une saturation de 99% ou 99.5% est acceptée. En pratique, le temps pour achever une saturation de 100% excède souvent un (01) jour et peut s'étendre pour certains sols à plusieurs semaines.

## 2.5. CRITERES DE SATURATION

### \* CATEGORIES DE SOLS

Au lieu de l'utilisation traditionnelle arbitraire de la valeur de B de 0.97 comme critère de saturation, il paraît plus réaliste de rapprocher la valeur requise de B aux propriétés du sol. Le facteur pertinent est de savoir si un degré de saturation de moins de 100% peut avoir un effet significatif sur la réponse de la pression interstitielle, ou si à 99.0% de saturation le sol peut se comporter comme si la saturation est complète.

Pour les sols mous la valeur de B égale à 1, est obtenue pour une saturation de 100% et pour une valeur de B de 0.97 correspond à une saturation autour de 98%. Par conséquent accepter communément la saturation requise pour une valeur de B égale à 0.97, est facilement réalisable dans les sols mous, mais cela peut ne pas être assez élevé pour justifier la supposition de la saturation complète.

Dans les sols raides la valeur de B à la saturation peut être significativement inférieure à 1 et pourrait être inférieure à 0.9 pour les matériaux très raides. Pour ces raisons, il est théoriquement impossible d'atteindre une valeur de B = 1 pour une saturation de 100% et un temps considérable et efforts pourraient être gaspillés dans cette tâche.

Black & Lee (1973) ont subdivisés les sols en quatre (04) catégories pour l'étude des effets de la saturation.

Sols mous \_\_\_\_\_ argiles molles normalement consolidées

Sols moyens \_\_\_\_\_ argiles légèrement surconsolidés

argiles et silts compactés

Sols raides      argiles raides surconsolidées  
sables moyens

Sols très raides      argiles très raides  
sables très denses  
sols consolidés à contrainte effective élevée  
sols cimentés

La plupart des argiles, soumises à de petits incréments de pression montrent une grande raideur, pour cela les incréments de pression appliqués devraient être de magnitude raisonnablement faible à savoir 50 à 100 kPa.

Les valeurs typique de B à 100% de saturation ou juste au dessous, pour chacune des catégories de sols sont représentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau III2: Valeurs de B pour des types de sols à et proche de la saturation complète (D'après Black & Lee, 1973).

<u>Catégorie de sol</u>	<u>Degré de saturation</u>		
	<u>100%</u>	<u>99.5%</u>	<u>99.0%</u>
<u>Mou</u>	<u>0.9998</u>	<u>0.992</u>	<u>0.986</u>
<u>Moyen</u>	<u>0.9988</u>	<u>0.963</u>	<u>0.930</u>
<u>Raide</u>	<u>0.9877</u>	<u>0.69</u>	<u>0.51</u>
<u>très raide</u>	<u>0.913</u>	<u>0.20</u>	<u>0.10</u>

La figure III4 représente les valeurs de B en relation avec le degré de saturation et la catégorie de sol pour un degré de saturation initial compris entre 85% & 100%.

\* CRITERES SUGGERES

Les données précédentes représentent une base d'évaluation réaliste des critères de saturation des particules de sols relevant de mesures de pressions interstitielles.

- Pour un but pratique le degré de saturation inférieur à 100% est acceptable si plusieurs incréments égaux de pression de confinement donnent des valeurs identiques de B dans la gamme citée ci-dessus. La contrainte effective devrait rester constante pour chaque incrément. Si la pression interstitielle augmente avec un incrément de pression, l'échantillon n'est pas saturé ( Wissa, 1969 ).
- Un autre moyen de contrôle de la saturation peut être utilisé, si des mesures sensibles de volume peuvent être réalisées, et d'observer la tendance de l'eau à pénétrer dans l'échantillon quand la contre pression est augmentée. Quand l'échantillon est complètement saturé le volume d'eau entrant (dans l'échantillon) est égale à l'augmentation du volume de l'échantillon mesuré sur la ligne de pression connectée à la cellule.

**2.6 - PROCEDURES DE SATURATION RECOMMANDEES**

## COMMENTAIRE GENERAL

La saturation par application de la contre pression est souvent acceptée comme une pratique normale pour les essais triaxiaux en contrainte effective dans lesquels la mesure de la résistance au cisaillement à la rupture est le principal objectif. Cependant, cette pratique peut ne pas être appropriée à tous les sols ou aux conditions in - situ. Idéalement, la procédure utilisée devrait tenter de reproduire les conditions imposées au sol dans le terrain, mais cela n'est pas toujours réalisable.

## PROCEDURES SUGGEREES

Un guide général de l'utilisation ou non de la procédure normale de saturation est résumé ci-après.

(1) Un degré de saturation aussi proche que possible de 100% est désirable pour les essais en contrainte effective sur les types de sols nommés par la procédure qui permet l'application d'incrément de pression et qui sera décrite plus loin.

- a) sols naturels qui peuvent devenir saturés (ex. sous le barrage)
- b) sols compactés, compactés à teneur en eau optimale ( $W_{opt}$ )
- c) tous les sols partiellement saturés dans lesquels le changement de la pression interstitielle avant la rupture (i.e. à faible déformation) est significatif.

(2) La procédure de saturation citée ci-dessus n'est pas nécessaire pour les essais en contrainte effective sous les conditions suivantes, mais l'usage de la contre pression par la ligne de drainage est avantageuse :

- a) sols virtuellement saturés initialement (mais le contrôle de la valeur de  $B$  doit être fait) ;
- b) essais drainés dans lesquels seulement les paramètres de résistance au cisaillement sont importants;
- c) sols compactés, humidifiés.

(3) Pour les types de sols suivants, la saturation ne doit pas être exactement comme celle suggérée en (1) mais la procédure devra être modifiée comme suggérée ci-dessus quand il est nécessaire d'achever ou de vérifier la saturation complète.

a) argiles surconsolidées :

la différence entre la pression de confinement et la contre pression appliquée peut être supérieure à celle normalement suggérée, dans le but de maintenir la contrainte effective assez élevée pour prévenir d'éventuels gonflements qui peuvent causer des désordres dans la structure du sol.

b) sols mous normalement consolidés :

la différence de pression suggérée peut causer une consolidation prématurée; une faible différence pourrait être exigée. Cela peut demander une attention particulière dans l'application de la pression de confinement et de contre pression, afin de déterminer exactement la différence appropriée.

## **2.7- PROCEDURES D'ESSAIS UTILISEES DANS L'ETUDE**

Cette étude a consisté en la réalisation d'une série d'essais oedométriques à contre pression. Le contrôle du drainage et mesure de la pression interstitielle générée pendant l'essai de

consolidation sont effectués. L'état de saturation des éprouvettes avant la phase de consolidation est vérifié même pour les sol identifiés comme étant saturés.

#### \* HYPOTHESES INITIALES

- il est supposé que l'échantillon a été préparé et placé dans la cellule oedométrique selon les procédures habituelles appliquées sur des échantillons intacts, et la cellule est seulement ajustée et remplie d'eau.
- toutes les valves (robinets) sont fermées sauf la vis d'air sur le couvercle de la cellule.
- les dimensions initiales de l'échantillon et d'autres paramètres sont enregistrés;
- la mesure de la pression interstitielle se fait manuellement ou par utilisation de transducteurs connectés à une chaîne d'acquisition automatique de données.

#### \* MESURE DE LA PRESSION INTERSTITIELLE INITIALE

Après la mise en place de l'échantillon, la pression interstitielle initiale à sa base va être observée et enregistrée comme une donnée pour laquelle des changements résultants sont rapportés. Cette mesure ne peut représenter une moyenne dans l'échantillon, car elle pourrait prendre plus de 24 heures pour se stabiliser. Même si ce temps est alloué la pression interstitielle mesurée ne reflète nécessairement pas la valeur in-situ, mais elle représente une donnée pour l'essai. Pour cette opération on procède comme suit :

1. ouvrir les valves n, m, h, k, l, e, (fig.III5), observer attentivement le déplacement du mercure dans l'indicateur de zéro pour le garder aussi bien que possible à la position zéro en actionnant le cylindre de contrôle (pompe).
2. quand le niveau du mercure est stabilisé, prendre la lecture du niveau dans les deux branches du manomètre à mercure. La différence de niveau dans les deux branches par rapport au repère zéro, donne la pression interstitielle initiale ( $u_0$ ) laquelle il est souhaitable qu'elle soit négative. La différence pourrait être calculée comme  $(r_o - r_s)$ ,  $r_o$  est la lecture sur la branche du manomètre ouverte à la pression atmosphérique, et  $r_s$  la lecture sur la branche du manomètre connecté à l'échantillon. Si un transducteur de pression interstitielle est utilisé, on doit observer la lecture de la pression interstitielle ( $u_0$ ) à la stabilisation après ouverture de la valve (a).
3. enregistrer la pression interstitielle initiale, la lecture initiale de la variation de volume sur la ligne de pression pour les étapes de l'essai de saturation.

#### \* ESQUISSE DES PROCEDURES DE SATURATION

Pour des raisons soulignées précédemment, la pratique normale impose l'achèvement de la saturation avant de procéder à l'essai en contraintes effectives. Cinq méthodes différentes peuvent être utilisées. Elles sont énumérées ci-après :

1. application d'incrément de pression pour achever la saturation complète,
2. une étape d'élévation de contre pression,

3. utilisation de contrainte effective ,
4. saturation à volume d'eau constant,
5. saturation automatique.

La méthode 1 est la procédure la plus utilisée en Grande Bretagne. Elle n'est pas toujours la plus appropriée, mais elle a le mérite d'avoir peu d'effet sur la contrainte de cisaillement mesurée dans les essais de types CU et CD (Head & al, 1986).

La méthode 2 est donnée par Bishop et Henkel (1962). Les méthodes 3 et 4 ont été utilisées à IMPERIAL COLLEGE (Hight, 1980).

La méthode 4 s'impose, quand la possibilité de gonflement existe, elle s'indique aussi lorsqu'un changement cyclique dans la contrainte effective peut significativement affecter le comportement de l'échantillon. Par exemple lors d'un essai UU, lorsque la contrainte effective in situ va être réimposée.

#### \* SATURATION PAR INCREMENTS DE CONTRE PRESSION

Les propriétés de cette méthode sont discutées précédemment; cependant deux facteurs essentiels doivent encore être précisés à savoir :

- a) les incréments de pression à appliquer dans la cellule ( $\Delta\sigma_v$ );
- b) la différence entre la contre pression et la pression dans la cellule ( $\sigma_v$ ), qui contrôle la faible contrainte effective à laquelle va être soumis l'échantillon.

Dans la description de la procédure ci-après, des pratiques typiques sont notées, dans lesquelles les deux premiers incréments de pression dans la cellule sont de 50 kPa et les incréments suivants seront de 100 kPa. Après chaque incrément de contre pression ( $u_b$ ), une différence de 10 kPa est maintenue, entre la contre pression et la pression de la cellule (ex.  $\sigma_v = 100$  kPa et  $u_b = 90$  kPa). La différence de pression peut dans le besoin être plus importante (sols surconsolidés) ou très faible (sols mous) en fonction du type de sol.

Il est supposé que la pression interstitielle initiale mesurée est une valeur négative faible représentée par ( $u_0$ ) en kPa sur le graphe utilisé pour illustrer cette procédure (fig. III6).

Dans cette méthode, il est procédé comme suit :

1. augmenter la pression sur la ligne de pression de la cellule à 50 kPa . Attendre 5 à 10 mn jusqu'à ce que le volume entrant dans la cellule soit stabilisé;

2. ouvrir la valve C pour admettre la pression dans la cellule représentée par  $c_1$  dans la figure III6; L'augmentation de la pression de la cellule ( $\sigma_v$ ) va causer une élévation de la pression interstitielle dans l'échantillon, laquelle va tendre à pousser vers le bas le mercure dans l'indicateur de zéro.

Maintenir le mercure aussi bien que possible à la position zéro par ajustement du cylindre de contrôle avec la valve (a) ouverte.

Si après 10 minutes, la pression interstitielle n'a pas atteint une valeur stable, la courbe de la pression interstitielle en fonction du temps peut être tracée pour déduire l'état de stabilisation par aplatissement virtuel de la courbe.

3. quand la pression interstitielle est enfin stable, enregistrer le niveau dans le manomètre à mercure, déterminer  $u_1$ , et enregistrer le changement de volume. La différence entre la lecture initiale et finale donne le volume d'eau transité dans la cellule. La variation de volume d'eau dans la cellule est positive, par ce qu'elle représente la diminution du volume de l'échantillon.
4. calculer la valeur initiale du coefficient de pression interstitielle B par l'équation :

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_v} = \frac{u_1 - u_0}{\Delta \sigma_v} \quad (7)$$

5. fermer la valve a, garder la valve c ouverte et la valve b fermée;
6. augmenter la pression dans la ligne de contre pression de 10kPa au dessous de la pression de la cellule ( $\sigma_v$ ), (i.e. 40 kPa) pour la première étape. Attendre que la variation de volume atteigne une valeur stable, enregistrer et lire la variation de volume dans la cellule et l'enregistrer;
7. ouvrir la valve b pour admettre la contre pression dans l'échantillon, ouvrir la valve a et maintenir l'indicateur de zéro par ajustement du cylindre de contrôle, et observer l'augmentation de la pression interstitielle sur le manomètre.  
Garder sous observation le flux d'eau dans l'échantillon à travers le capteur de variation de volume de la ligne de contre pression.  
Attendre que la pression interstitielle augmente jusqu'à ce qu'elle soit virtuellement égale à la contre pression appliquée, cela prendra plusieurs heures pour les sols argileux. Mais la pression interstitielle ne peut pas s'égaliser à travers tout l'échantillon, donc la pression doit être maintenue longtemps pour s'assurer qu'elle est uniforme à travers tout l'échantillon.  
Vérifier que la valve b est fermée et observer la pression interstitielle dans le temps. Si elle diminue donc elle n'est pas uniforme et la contre pression devrait être ré-appliquée par l'ouverture de la valve b.

Il n'est pas important d'observer le manomètre à mercure continuellement durant les étapes prolongées d'incrément. Mais avant de tourner l'attention ailleurs, même pour seulement quelques minutes, fermer la valve a en premier, pour prévenir des mouvements d'eau à l'intérieur ou hors de la base de l'échantillon.

Avant la prise de la dernière lecture, faire une estimation de la pression interstitielle et augmenter la pression dans le manomètre à cette valeur au moyen du cylindre de contrôle (pompe). Ouvrir la valve (a) lentement en observant l'indicateur de zéro, et corriger le mouvement du mercure immédiatement en opérant sur le cylindre de contrôle (pompe). Cette précaution n'est pas nécessaire si un transducteur de pression est utilisé.

8. Lorsque la pression interstitielle est virtuellement égale à la contre pression, ou la variation de volume est nulle, enregistrer la pression interstitielle  $u_2$ , la contre pression, la variation de volume, la variation de volume dans la cellule . Fermer les valves b et c ;
9. augmenter la pression dans la cellule  $\sigma_v$  , comme indiqué dans l'étape 3 de 50 kPa pour donner 100 kPa ;

10. répéter les opérations décrites de 2 à 8. La pression interstitielle augmente de  $u_2$  à  $u_3$  due à l'augmentation de la pression dans la cellule de  $\sigma_2$  à  $\sigma_3$ , donnant la valeur de B.  
La contre pression est augmentée à 90kPa à l'étape 6 et la pression interstitielle à  $u_4$  à l'étape 7;
11. fermer la valve m, isoler le manomètre à mercure et lire toutes les pressions interstitielles résultantes sur le manomètre à cadran ;
12. augmenter la pression dans la cellule de 100 kPa, mais procéder autrement que dans l'étape 1. Répéter l'étape 2 à 8 de nouveau, enregistrer la valeur de la pression interstitielle représentée par  $u_5, u_6$ .  
La contre pression est augmentée à 10kPa au dessous de la pression de la cellule à l'étape 6 ;
13. répéter l'étape 12 autant que nécessaire jusqu'à ce que la valeur de B calculée à l'étape 4 atteint 0.97, ou la valeur appropriée;
14. lorsque le coefficient B atteint 0.97 (ou la valeur appropriée), d'autres incréments de contre pression et de pression dans la cellule ne sont plus nécessaires. La saturation est terminée par fermeture de la valve c et a (i.e. toutes les valves sont fermées). Alternativement l'ajout d'un incrément de contre pression peut être appliqué à l'échantillon pour enlever toute incertitude, durant cet incrément les étapes 5 à 8 sont suivis (à la fin toutes les valves sont fermées). L'échantillon est enfin prêt pour la consolidation.

### 3- CONSOLIDATION

La contrainte effective à laquelle est soumise l'éprouvette à la fin de l'étape de saturation est généralement petite par rapport aux contraintes effectives de confinement requises pour l'essai de compressibilité par paliers.

La contrainte effective au dernier palier de consolidation est augmentée par rapport à la pression limite de la cellule (pression maximale de travail) ou par réduction de la contre pression ou par combinaison des deux. Normalement la pression limite de la cellule doit être élevée. Cependant, si la pression utilisée est importante par rapport au maximum de travail obtenu, quelques réductions de la contre pression peuvent être nécessaires en additionnant l'augmentation de la pression de la cellule.

Si la pression interstitielle mesurée à la fin de la phase de saturation est notée  $u_s$  et la contrainte effective de compression  $\sigma_v'$ , la pression totale  $\sigma_v$  est calculée par l'équation :

$$\sigma_v = \sigma_v' + u_s \quad (8)$$

Si  $\sigma_v$  excède le maximum de pression de travail de la cellule  $\sigma_{v,max}$ , la contre pression devra être fixée à la valeur  $u_b$ , telle que :

$$u_b = \sigma_{v,max} - \sigma_v'; \quad (9)$$

et la pression de la cellule ( $\sigma_v$ ) est augmentée à  $\sigma_{v,max}$ . Il est usuellement plus pratique de prendre une contre pression  $u_b$  multiple de 100 kPa telle que la pression de la cellule ( $\sigma_v$ ) soit moins de  $\sigma_{v,max}$ .

#### 3.1- PROCEDURE DE CONSOLIDATION

La procédure de consolidation se fait suivant les étapes ci-après :

1. fermer la valve a, b, et c (fig. III5) ; augmenter la pression de la cellule et ajuster la contre pression si nécessaire, pour avoir la contrainte effective recherchée. Enregistrer les lectures de variation de volume sur toutes les lignes de pression quand elles sont utilisées ;
  2. ouvrir la valve c pour l'admission de la pression dans la cellule, et ouvrir la valve a pour observer l'augmentation résultante de la pression interstitielle. Enregistrer la pression interstitielle et la variation de volume. Calculer la nouvelle valeur de B pour le changement de pression interstitielle et pression de la cellule. Cette dernière peut ne pas être aussi élevée que celle de la valeur finale de la phase de saturation, si elle est achevée à l'étape 4 de la contrainte effective élevée.
- La différence entre la pression interstitielle finale et la contre pression est l'excès de pression interstitielle qui est dissipé durant la consolidation, comme indiqué graphiquement dans la figure III8;
3. fixer à zéro le temps et enregistrer la pression interstitielle et variation de volume;
  4. démarrer la phase de consolidation en ouvrant le drainage (valve b) en même actionner le chronomètre;
  5. enregistrer les lectures de pressions interstitielles et les changements de volumes à des intervalles de temps similaires à ceux utilisés dans les essais de consolidation oedométrique classique. Quand on utilise un opérateur manuel de pression, il ne peut être possible de prendre des lectures durant la première minute. Quand la pression interstitielle change rapidement, les lectures sont difficiles à obtenir, mais cette limitation n'est pas posée en utilisant un transducteur de pression ;
  6. la phase de consolidation peut être considérée achevée quand au moins 95% de dissipation de la pression interstitielle est atteinte. La méthode de calcul de la dissipation de pression interstitielle est donnée par l'équation 10, et est montrée dans la figure III8.

$$U = \frac{u_0 - u}{u_0 - u_b} 100 \% \quad (10)$$

$u_0$  = pression interstitielle initiale

$u$  = pression interstitielle à un temps  $t$  après le début de la consolidation

$u_c$  ou  $u_b$  = contre pression

$u_m$  = pression interstitielle moyenne dans l'échantillon

$u_m = 2/3 u + 1/3 u_b$

7. L'achèvement de la phase de consolidation se fait par la fermeture de la valve b, en laissant la valve c ouverte. La mesure finale de la pression interstitielle à la base de l'échantillon est notée  $u_f$  et la pression effective de confinement  $\sigma_v'$  est maintenant donnée par l'équation de la contrainte effective :

$$\sigma_3' = \sigma_3 - u_m \quad (11)$$

avec  $u_m = 2/3 u_f + 1/3 u_b$

Cependant, si la pression interstitielle mesurée  $u_f$  est supérieure de quelques kPa à la contre pression, pour des buts pratiques on prend  $u_m = 1/2(u_f + u_b)$

### 3.2- LOI DE CHARGEMENT

L'essai de compressibilité par paliers fournit des indications à la fois sur la compressibilité du sol et sur sa vitesse de consolidation. La loi de chargement est définie par la succession des contraintes effectives  $\sigma_n'$  imposées à l'éprouvette à la fin de chacun des paliers de l'essai. La contrainte effective  $\sigma_n'$  à la fin du palier de chargement d'indice n est égale à :

$$\sigma_n' = \sigma_n - u_m \quad (12)$$

Le taux d'accroissement de charge ( i ) est défini par la relation 13 :

$$(i) = \frac{\sigma_{n+1}' - \sigma_n'}{\sigma_n'} = 1 \quad (13)$$



## **CHAPITRE VI**

# ***ANALYSE DES RESULTATS OEDOMETRIQUES***

## **SOMMAIRE**

1- INTRODUCTION

2- CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DES ECHANTILLONS D'ESSAIS

3- CARACTERISTIQUES DE CONSOLIDATION

3.1- Courbes de consolidation

3.2- Analyse des Paramètres de consolidation

- a) Présentation des différentes méthodes
- B) Résultats et interprétation

4- CARACTERISTIQUES DE COMPRESSIBILITE

4.1- Courbes de compressibilité

4.2- Analyse des paramètres de compressibilité

5- CARACTERISTIQUES DE GONFLEMENT

**1- INTRODUCTION**

Pour l'étude de la compressibilité d'un sol, le géotechnicien a la possibilité de choisir entre deux types d'essais ; les essais in-situ et ceux de laboratoire. Le choix peut être porté sur l'un ou l'autre, selon des considérations d'ordre pratique et économique. Les essais in-situ présentent l'avantage de pouvoir étudier le sol dans son état naturel. Bien que ces essais soient très utiles dans la pratique, les essais oedométriques demeurent de loin les plus utilisés et les mieux adaptés pour les études fondamentales du comportement du sol.

Il existe trois types d'essais de laboratoire pour la détermination des paramètres de compressibilité d'un sol (Pilot, 1982), qui diffèrent selon le comportement latéral de l'éprouvette, on distinguera :

- \*l'essai oedométrique où les déformations latérales sont complètement confinées,
- \*l'essai de compression triaxiale où les déformations latérales sont contrôlées,
- \*l'essai de compression simple (non confinée) où les déformations latérales sont libres.

L'essai le plus utilisé dans l'étude de la compressibilité au laboratoire est l'essai oedométrique pour lequel on a établi des paramètres expérimentaux qui ont servi d'une part à la classification des sols selon leur aptitude aux tassements et d'autre part au développement de modèles de calcul des amplitudes de tassement et leur prévision dans le temps. Il existe deux types d'essais oedométriques :

- essais oedométriques classiques
- essais oedométriques à contre pression

Dans ce chapitre, on présente les résultats des essais de compressibilité effectués au laboratoire sur la marne plaisancienne, en utilisant les deux types d'oedomètres (classique et à contre pression) ainsi qu'une comparaison des différentes méthode de détermination des caractéristiques de consolidation.

## 2- CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DES ECHANTILLONS D'ESSAIS

Les paramètres d'identification physique des échantillons sur les quels sont réalisés les essais de compressibilité sont représentés dans le tableau VII.

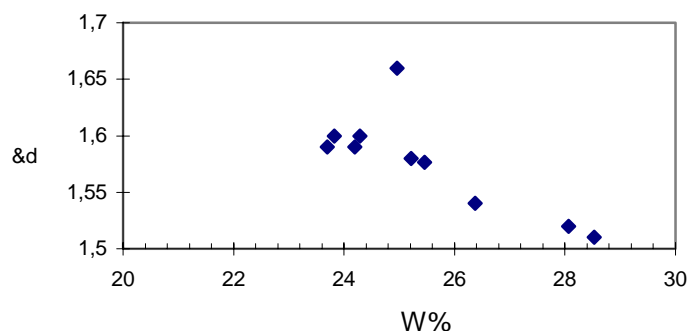
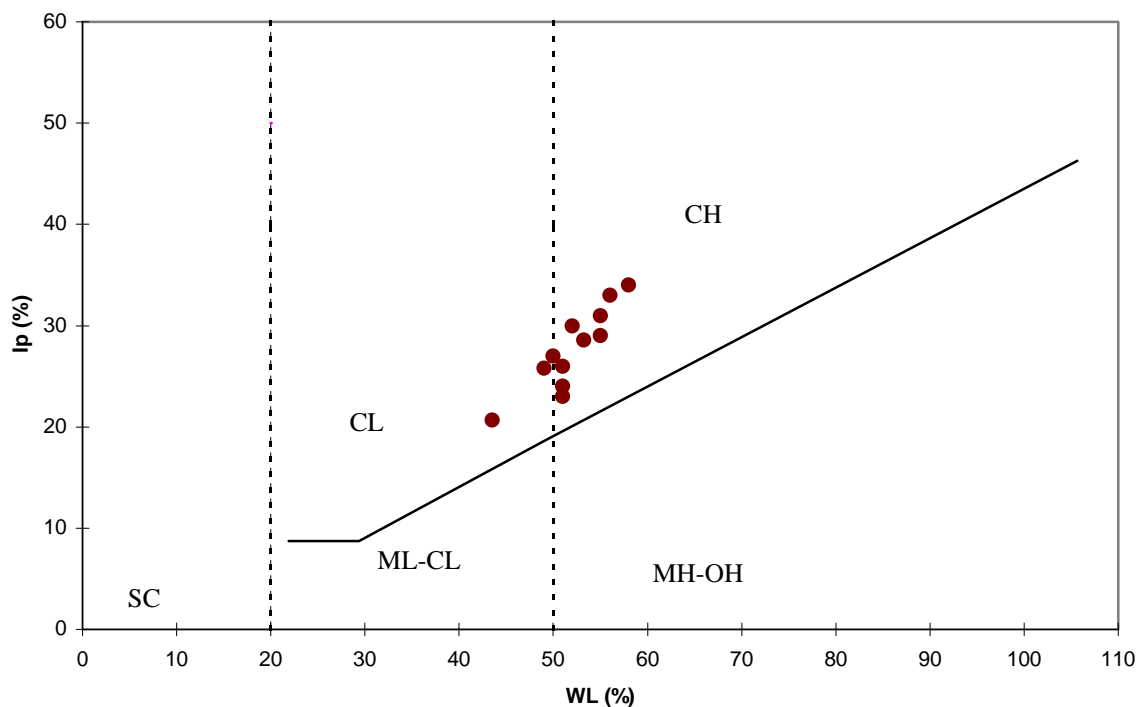


Fig. VII : Relation entre la teneur en eau et la densité sèche

La marne présente un degré de saturation moyen de 96.07 % et une densité sèche moyenne de 1.58 t/m<sup>3</sup> montrant ainsi un état détrempe et une compacité moyenne. La figure VI1 montre que la relation entre la densité et la teneur en eau est inversement proportionnelle.

**Tableau N°VI1 : Caractéristiques géotechniques Physiques**

Ech N°	R 1112I	W 1112I	T 1112II	T 1112III	M 1112III	T 1213IA	M 1213II	M 1213III	W 1213III	Moy	Ecart type
<b>Type d'essai</b>	<b>Uc</b>	<b>CL</b>	<b>Uc</b>	<b>Uc</b>	<b>CL</b>	<b>Uc</b>	<b>CL</b>	<b>CL</b>	<b>CL</b>	/	/
<b>W initiale (%)</b>	24,196	23,7	24,96	23,82	24,29	26,37	25,21	28,06	28,53	25,46	1,70
<b>&amp;d (t/m<sup>3</sup>)</b>	1,59	1,59	1,66	1,6	1,6	1,54	1,58	1,52	1,51	1,58	0,04
<b>&amp;h (t/m<sup>3</sup>)</b>	1,98	1,98	2,04	1,98	1,98	1,95	1,98	1,94	1,94	1,97	0,03
<b>Sr initial (%)</b>	94,24	94,24	97,67	93,72	93,72	100	95,89	97,49	97,63	96,07	2,11
<b>WL (%)</b>	58	56	55	52	55	51	51	51	50	53,22	2,66
<b>Ip (%)</b>	34	33	31	30	29	23	26	24	27	28,56	3,62



**Fig VI 2 : Diagramme de Classification de Casagrande (ASTM)**

Sc : sable limoneux très fin, CL : argile inorganique de plasticité moyenne peu à moyennement compressible  
 CH : argile inorganique de forte plasticité, compressible, ML-CL : limon et argile organique peu à moyennement compressible,  
 MH-OH : argile organique très compressible

Le diagramme de plasticité de Casagrande (fig.VI2) indique une argile fortement plastique et peu à moyennement compressible.

Les résultats des essais d'identification physique des échantillons de marne utilisés dans le programme expérimental montrent dans l'ensemble une argile proche de la saturation avec une compacité moyenne, cependant elle présente une plasticité élevée et une compressibilité moyenne.

### 3- CARACTERISTIQUE DE CONSOLIDATION

#### 3.1- les courbes de consolidation

Les courbes de consolidation types obtenues avec les deux oedomètres sont représentées dans les figures VI 3 et VI 4. L'observation rapide de ces figures montre que ces courbes sont de formes similaires. Cependant, les courbes de consolidation obtenues par les essais oedométriques à contre pression montrent des tassements plus importants que les courbes obtenues par les oedomètres classiques.

Les courbes du pourcentage de dissipation des pression interstitielles, développées au cours de la consolidation, en fonction du temps sont représentées dans la figure VI 6. Ces courbes montrent qu'à 24 heures plus de 90% de la consolidation est obtenue, mais le 100% de consolidation n'est pas atteint même pour les essais prolongés sur plusieurs jours. Les courbes de U% en fonction du Log t présente une allure très proche des courbes théoriques par rapport aux courbes de consolidation représentées par  $\Delta H$  en fonction du Log t.

#### 3.2- Analyse des paramètres de consolidation

Les différentes méthodes de détermination du coefficient de consolidation ( $c_v$ ) au laboratoire sont basées sur la théorie de consolidation de Terzaghi (Olson, 1986 ; Sridharan et al, 1987 ; Pandian et al, 1992 ; Sridharan & Prakash,1993 ; Pandian et al, 1994). L'expérience a montré que les valeurs de  $c_v$  obtenues par différentes méthodes peuvent varier largement et il est parfois difficile de décider quelle valeur est raisonnable pour l'estimation des caractéristiques de consolidation du sol.

##### a) Présentation des différentes méthodes

Les méthodes de détermination du coefficient de consolidation généralement proposées dans la littérature sont :

- **la méthode Taylor ( $c_v T$ )** qui requière le tracé des courbes de consolidation (tassements/racine du temps) appelée aussi méthode de racine carrée du temps (Taylor, 1942),

- **la méthode de Casagrande ( $c_v c$ )** (Casagrande & Fadum, 1940) où méthode du logarithme du temps (voir chapitre précédent). La littérature indique que c'est la méthode la plus utilisée car elle reflète le mieux la consolidation primaire puisque les calculs sont fait à 50% de la consolidation. On pense que cette procédure subit moins l'influence des phases initiale et secondaire.

D'autres méthodes permettant la détermination du coefficient de consolidation sont utilisées dans l'analyse des résultats :

- **la méthode du point** ( $c_{vp(moy)}$ )(Sridharan & Prakash, 1998)

Cette méthode considère que la compression finale  $\delta_f$  est obtenue à la fin de la phase de consolidation primaire qui normalement correspond à une période de temps égale à 24 heures. Une fois le tassement final est obtenu, on détermine la compression correspondant à 50 % de consolidation qui est égale à  $\delta_{50}=0.5\delta_f$  et on note le temps correspondant,  $t_{50}$ .

Le coefficient de consolidation par la méthode du point est :

$$c_{vp} = T_{50} \left( \frac{H^2}{t_{50}} \right).$$

Pour une meilleure estimation, les auteurs conseillent de déterminer  $c_v$  pour trois ou quatre points pris entre  $40\% < U < 60\%$  (utilisant les valeurs correspondantes de  $\delta$ ,  $t$ ,  $T_v$ ) et de prendre la moyenne arithmétique des  $c_v$ . ( $c_{vp(moy)}$ ).

- **La méthode de dissipation de la pression interstitielle.**

Cette méthode nécessite un appareillage oedométrique à contre pression tel que ceux utilisés dans le programme expérimental (voir procédure d'essai). Cela consiste à mesurer la dissipation de la pression interstitielle au cours de la consolidation, puis de tracer le graphe du pourcentage de dissipation de pression interstitielles  $U\%$  en fonction de  $\text{Log}t$ . Le calcul du coefficient de consolidation  $c_v(U\%)$  se fait par détermination graphique du  $t_{50}$  correspondant à un pourcentage de dissipation de la pression interstitielle de 50% ( $U_{50}\%$ ).

La méthode de dissipation de la pression interstitielle peut être considérée plus représentative, comparée au autres méthodes telles que celles de Taylor ou Casagrande qui sont basées sur des constructions géométriques plus complexes.

Des valeurs raisonnables du coefficient de consolidation sont requises dans l'analyse et calculs des tassements. Les méthodes graphiques de détermination de  $c_v$  sont parfois complexes. La méthode de dissipation de pression interstitielle est par contre plus simple et plus représentative du comportement du sol, même si la procédure d'essai est laborieuse comparée à l'essai oedométrique classique. La méthode du point est aussi plus simple et plus rapide. Une corrélation entre les résultats des différentes méthodes est effectuée dans le but de vérifier la validité de la méthode du point avec comme base de référence les résultats de la méthode de dissipation des pressions interstitielles.

## b) Résultats et interprétation

Les coefficients de consolidation obtenus par les différentes méthodes sont montrés dans un graphe comparatif. Un coefficient de corrélation est déterminé pour chaque ensemble de données.

La corrélation entre les coefficients de consolidation obtenus par la méthode de dissipation de la pression interstitielle ( $c_v(U\%)$ ) et les différentes méthodes citées précédemment est montrée sur la figure VI7.

La relation entre les valeurs de  $cvc$  obtenues par la méthode de Casagrande et celles obtenues par la méthode du point  $cvp(moy)$  avec les valeurs de  $cv(U\%)$  est montrée sur la figure VI7(a et d). Les coefficients de corrélation obtenus sont respectivement  $R = 0.89$  et  $R = 0.78$ . On constate que les valeurs de  $cvc$  montrent une meilleure concordance avec les valeurs de  $cv(U\%)$ .

Le coefficient de consolidation moyen obtenu par la méthode du point  $cvp(moy)$  présente un coefficient de corrélation supérieur à celui calculé par la même méthode à 50% , ( $cvp(50)$ ), donc  $cvp(moy)$  reflète mieux les caractéristiques du sol.

Cependant, la relation entre les valeurs de  $cvT$  et  $cv(U\%)$  (fig.VI7c) montrent un coefficient de corrélation négatif ( $R = -0.09$ ). Les valeurs  $cvT$  sont dans l'ensemble plus faibles que les valeurs de  $cv(U\%)$  obtenues par la méthode de dissipation de la pression interstitielle.

Par contre, la relation entre les coefficients de consolidation  $cv Moy( Cas+ Taylor)$ , qui représentent la moyenne des coefficients calculés par les méthodes Casagrande et Taylor  $[(cvC+cvT)/2]$  (fig.VI7e), et les coefficients  $cv(U\%)$  montrent une concordance relativement meilleure. Le coefficient de corrélation est de  $R = 0.83$ .

Les corrélations faites par rapport à la méthode de dissipation de la pression interstitielle montrent que les coefficients de consolidations  $cvc$  ,  $cvp(moy)$  et  $cv moy(Cas + Tay)$  donnent des coefficients de corrélation supérieurs à 0.78 ce qui montre une assez bonne fiabilité dans la détermination des coefficients de consolidation par ces trois méthodes. Cependant, les résultats obtenus par la méthode de Taylor donnent des coefficients de corrélation plus faibles.

D'autres corrélations sont effectuées entre la méthode du point et les méthodes de Casagrande et Taylor (fig.VI8). Les différentes relations entre les coefficients de consolidation déterminés par la méthode du point et les autres méthodes ont montré des coefficients de corrélations  $R > 0.923$ . Cependant, la relation entre  $cvT$  et  $cvp(moy)$  donne un coefficient de corrélation très faible  $R = 0.12$  (fig. VI8d).

Les meilleures corrélations sont obtenues entre  $cvp(moy)$  et  $cv Moy(Cas + Tay)$  avec un coefficient de corrélation  $R = 0.945$  (fig.VI8e) ; et  $cvc$  avec un coefficient de corrélation  $R = 0.94$  (fig.VI8b).

Comme , on l'a constaté dans la figure VI7 les meilleures corrélations obtenues sont celles entre  $cv(U\%)$  et  $cvc$  ,  $cvp(moy)$  et  $cv moy(Cas + Tay)$ .

Les valeurs de  $cv$  obtenues par les méthodes de Casagrande et Taylor diffèrent largement l'une par rapport à l'autre. Par contre la moyenne entre les deux méthodes  $cv Moy (Cas + Tay)$  donne de meilleurs résultats dans les corrélations avec la méthode du point et la méthode de dissipation des pressions interstitielles ( $cvp(moy)$  et  $cv(U\%)$ ).

Les valeurs de  $cv$  obtenues par la méthode du point peuvent être considéré comme une estimation raisonnable. Vu la complexité des constructions géométriques utilisées dans les autres méthodes, la méthode du point peut être considérée très simple d'utilisation , rapide et d'une bonne fiabilité dans l'analyse des vitesses de tassements.

## 4- CARACTERISTIQUES DE COMPRESSIBILITE

### 4.1- Les courbes de compressibilité

Les courbes de compressibilité obtenues par les deux types d'essais oedométriques (classique et à contre pression) sont représentées dans la figure VI9.

Les courbes obtenues en utilisant des oedomètres à contre pression donnent des pourcentages de déformation du même ordre de grandeur que les oedomètres classiques. Cependant l'allure des courbes au niveau des premiers paliers de chargement diffère légèrement.

Les courbes correspondantes aux oedomètres à contre pression présentent dans certains cas un taux de déformation inférieur pendant les premiers paliers de chargement car l'échantillon est parfaitement saturé avant la phase de consolidation. Par contre dans les essais oedométriques classiques l'échantillon est directement soumis au chargement sans qu'une phase de saturation complète ne soit réalisée au préalable. Il se produit alors pendant la phase initiale une compression des vides donnant ainsi une déformation plus importante que dans le cas des échantillons saturés initialement, pour lesquels la compression se fait par expulsion d'eau contenue dans les vides.

La compression des vides qui se produit dans les premiers paliers de chargement permet de la même manière la saturation de l'échantillon par réduction de ces vides après une certaine incrémentation de charge. Dans certains cas lorsque les échantillons utilisés sont saturés naturellement cette différence n'est bien sûr pas observée.

La saturation préalable des échantillons permet la satisfaction des hypothèses de la théorie de consolidation de Terzaghi bien que cette phase peut être prolongée dans le temps à savoir plusieurs semaines dans le cas des sols cohérents tels que celui utilisé dans cette étude.

Néanmoins, on constate que les échantillons utilisés, dont le degré de saturation est supérieur à 94% donc proche de la saturation, ont montré des période de saturation de quelques jours à une semaine alors que pour l'échantillon ayant un degré de saturation inférieur, la phase de saturation a duré plusieurs semaines.

Les courbes de compressibilité (pourcentages de déformation ( $\Delta H/H$ ) en fonction du Log (P)) obtenues avec les oedomètres à contre pression et les oedomètres classiques " figures VI9 " montrent des déformation de 1 à 4% pour des contraintes effectives maximales de 8bars.

Les branches de déchargement des courbes de compressibilité montrent bien le caractère gonflant des marnes plaisanciennes. Les déformations de gonflement atteignent des valeurs de  $\Delta H/H$  de -7 %.

### 4.2- Analyse des paramètres de compressibilité

Les caractéristiques de compressibilité utilisées pour l'estimation de la compressibilité sont déterminées à partir des courbes expérimentales de laboratoire.

Il existe une relation entre les caractéristiques physiques et les caractéristiques de compressibilité, la figure VI10 montre dans l'ensemble que  $C_c$  augmente lorsque la densité sèche diminue.

La figure VI11 montre la relation entre l'indice de compressibilité  $C_c$  et la limite de liquidité  $W_L$ .

Les indices de compressibilité  $C_c$  obtenus à partir des courbes expérimentales montrent des valeurs qui varient entre 3.73 et 12.38 % avec un  $C_c$  moyen de 7.37 % et un écart type de 2.94. D'après la classification de Terzaghi la marne est peu compressible à moyennement compressible.

Tableau N° VI2 : Caractéristiques Mécaniques

Ech N°	R 1112I	W 1112I	T 1112II	T 1112III	M 1112III	T 1213IA	M 1213II	M 1213III	W 1213III	Moy	Ecart type
Type d'essai	Uc	CL	Uc	Uc	CL	Uc	CL	CL	CL		
<b>Cc %</b>	3,73	4,31	6,78	4,42	6,46	12,38	7,2	10,62	10,43	7,37	2,94
<b>Cg %</b>	5	4,09	4,12	4,21	4,52	4,66	7,84	5,97	4,48	4,99	1,15
<b>Pc (bars)</b>	3,2	3,8	3,4	3,8	3	2,8	3,6	2,7	3,5	3,31	0,39
<b>Pc/Po</b>	1,47	1,74	1,52	1,74	1,38	1,20	1,62	1,16	1,50	1,48	0,20

R : oedomètre à contre pression. T : oedomètre à contre pression. M : oedomètre M&O. W : oedomètre Wykhem farance. CL : essai classique. Uc ou Ub : avec contre pression

Les coefficients de gonflement  $C_g$  obtenus des courbes expérimentales (courbe de déchargement) montrent des valeurs qui varient de 4.12 à 7.84 % avec un  $C_g$  moyen de 4.99% et un écart type plus faible de 1.15. D'après la classification de Sanglérat le sol est gonflant.

Les rapports de surconsolidation  $P_c/P_o$  sont pour l'ensemble des essais supérieurs à 1.48 ce qui confirme l'état surconsolidé de la marne plaisancienne qui durant son histoire géologique avait supporté une contrainte plus importante représentée principalement par les formations astienne et quaternaire qui ont du subir une érosion.

La figure VI12 montre que dans l'ensemble les valeurs du rapport de surconsolidation diminuent quand l'indice de compressibilité  $C_c$  augmente.

Les pressions de gonflement moyennes sont de l'ordre de 2 bars. Le taux de gonflement apparaît deux fois plus important que le taux de compressibilité. La marne plaisancienne est donc beaucoup plus gonflante que compressible.

## 5-CARACTERISTIQUES DE GONFLEMENT

En observant un essai de gonflement au laboratoire, il est possible d'identifier deux phases bien distinctes (ALONSO,1989) :

- une première phase de gonflement relativement rapide, correspondant à un écoulement de l'eau au sens de la loi de DARCY, contrôlée par la perméabilité relative du milieu partiellement saturé et le gradient de pression interstitielle (positive ou négative),

- une seconde phase, plus lente, liée directement au processus d'hydratation des minéraux argileux où le transfert d'eau est de nature diffusive (Loi de FICK).

Le caractère gonflant d'une argile est lié en premier lieu à la présence de minéraux, tels que la montmorillonite, susceptibles d'absorber un nombre important de molécules d'eau. D'autres facteurs tels que la structure du sol, sa densité, sa teneur en eau initiale (non saturation) peuvent affecter de manière significative la pression de gonflement ou la déformation de ces argiles (HOLTZ, 1956).

La non saturation peut être due au déchargement d'un sol qui à l'origine était saturé sous un état de contrainte donné, cela est bien observé dans les phases de déchargement des essais oedométrique à contre pression. On constate que la pression interstitielle diminue dans la première phase de gonflement (elle devient négative) puis augmente en fonction du temps et devient positive à la stabilisation du gonflement (Fig.VI13).

P o = 3    U saturation = 2,08 b					C H A R G E M E N T	
t	P = 4 U c = X	l e c	D H	U	t (m n)	
0,25	1,92	2392		4	2,08	0,25
0,5	1,88	2393		6	2,12	0,5
1	1,86	2394		8	2,14	1
2	1,82	2395		10	2,18	2
4	1,78	2395,8	11,6		2,22	4
8	1,72	2396,2	12,4		2,28	8
15	1,68	2397,2	14,4		2,32	15
30	-234	2398,4	16,8		238	30
48	1,6	2399		18	2,4	60
						75
						95,499
						1020
						1380
						3900
						6918,3

Fig VI13: :Variation de l'excès de pression interstitielle et du gonflement en fonction du logt ( Ech T1213IA)

la nature minéralogique de la marne plaisancienne, qui est constituée essentiellement d'interstratifiés (Illite - Montmorillonite) explique ce comportement à la décharge.

L'augmentation de l'espace inter - feuillets dû à la réduction de la charge et au caractère gonflant de la marne implique une absorption plus importante de molécules d'eau à l'intérieur des feuillets causant ainsi une désaturation de l'échantillon.

La figure VI14 montre les résultats d'un essai oedométrique en gonflement libre sur la marne plaisancienne. On constate que les déformations sont très importantes et atteignent des valeurs de  $\Delta H/H_0$  supérieurs à 14%.

La figure VI15 montre un essai de gonflement libre suivi par des paliers de chargement. On constate qu'à une contrainte de 8 bars l'échantillon n'est pas revenu à l'état initial.

Les différentes méthodes de mesure de pression de gonflement donnent des résultats différents. La mesure de la pression de gonflement par le gonflement libre donne des valeurs importantes par rapport à la méthode du gonflement empêché. Il est plus facile d'empêcher l'eau de pénétrer dans l'échantillon par chargement que d'expulser l'eau de l'intérieur de l'échantillon vu la faible perméabilité du sol.



## **CHAPITRE VII**

# ***ANALYSE DE LA COMPRESSIBILITE PAR LA MEF***

## Sommaire

### 1) INTRODUCTION

### 2) LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

2.1) Principe de la MEF

2.2) Les étapes de formulation d'un problème par la MEF

### 3) DISCRETISATION DE L'EQUATION DE CONSOLIDATION PAR LA MEF

3.1) Les équations aux dérivées partielles

a) Equations d'équilibre

b) Equation de continuité

3.2) Formulation par la MEF

a) Equation de continuité

b) Equation d'équilibre

3.3) Discrétisation du système d'équation

a) Equation d'équilibre

b) Equation de continuité

### 4) STRUCTURATION DU PROGRAMME CONSAX

4.1) Les blocs fonctionnels du programme CONSAX

4.2) Les sous-routines

### 5) ANALYSE DE LA COMPRESSIBILITE PAR LE PROGRAMME ET INTERPRETATION DES RESULTATS

5.1) Validation numérique

a) Consolidation unidimensionnelle

b) Consolidation bidimensionnelle

5.2) Validation expérimentale

### 1) INTRODUCTION

La mutation spectaculaire due aux méthodes de calcul par éléments finis et les équations intégrales ont poussé plusieurs chercheurs à s'attaquer à des problèmes de plus en plus complexes. Ainsi, les méthodes numériques (Méthode des Eléments Finis (MEF), Méthode des Différences Finies (MDF) et Méthode des Eléments Infinis (MEI)) ont apporté une aide inestimable dans la résolution des problèmes auxquels est confronté le domaine de l'ingénierie.

L'étude de la majorité des problèmes d'ingénierie, revient généralement à la résolution d'un système d'équations aux dérivées partielles avec imposition de certaines conditions aux limites. Très souvent, il est difficile et même parfois impossible de trouver une solution analytique à ces problèmes, d'où le recours à des solutions approchées basées sur le calcul numérique.

Le succès de la méthode des éléments finis dans le domaine de la géotechnique s'explique par les possibilités que cette méthode offre pour l'analyse du fonctionnement des ouvrages, des structures et des terrains et pour l'évaluation des champs de déformations et de contraintes sous diverses sollicitations.

On a participé dans ce travail à la dernière étape de la mise en œuvre d'un programme en éléments finis "CONSAX" qui analyse la consolidation des sols. Le programme "CONSAX" est mis en œuvre par le groupe de recherche sur sols gonflants (Lamara & Khenfer, 1999).

Dans un premier volet de la validation on a comparé les résultats de CONSAX à ceux donnés par le programme **CESAR-LCPC** tels que présentés par Humbert, 1989.

Le développement de **CESAR-LCPC** a débuté en 1981. Ce système de calcul par éléments finis permet d'accueillir facilement de nouveaux algorithmes pour le calcul des structures, l'hydrogéologie, la thermique ainsi que, dans le domaine de la géotechnique ; par des lois de comportement établies par les rhéologues.

Le programme CESAR effectue la résolution numérique du problème posé en offrant à l'utilisateur un éventail de modules d'exécution spécialisés chacun dans un type de problèmes (élasticité linéaire, élastoplasticité, lois d'interface, dynamique, thermique transitoire, diffusion, **consolidation**). (Humbert, 1989).

Dans un second volet de cette étude, on compare les données expérimentales de compressibilité du sol étudié aux résultats théoriques donnés par CONSAX. On résume enfin les conclusions intéressantes atteintes.

## 2) LA METHODE DES ELEMENTS FINIS (M.E.F)

La méthode des éléments finis est actuellement la plus utilisée dans la résolution des équations aux dérivées partielles. C'est une méthode très générale, qui s'applique à la majorité des problèmes rencontrés dans la pratique. Les problèmes peuvent être linéaires ou non, stationnaires ou non, la géométrie peut être en trois dimensions, le milieu homogène ou hétérogène.

### 2.1) PRINCIPE DE LA M. E. F.

La M.E.F consiste à utiliser une approximation simple des variables inconnues, pour transformer les équations aux dérivées partielles, en un système d'équations algébriques. Elle fait appel aux trois domaines suivants :

- Sciences de l'ingénieur pour construire les équations aux dérivées partielles (mécanique des milieux continus)
- Méthodes numériques pour résoudre les équations algébriques
- Programmation et outils informatiques pour exécuter efficacement les calculs.

## 2.2) LES ETAPES DE FORMULATION D'UN PROBLEME A L'AIDE DE LA M.E.F

On présente ci-après les six étapes de base pour la formulation d'un problème à l'aide de la M. E. F.

- **Première étape:** Cette étape consiste à choisir un système de coordonnées, le maillage du milieu à étudier et de numéroter les nœuds appropriés pour chaque élément. D'autre part, il faut identifier le vecteur des variables inconnues et le vecteur des charges appliquées. La relation entre ces deux quantités est donnée par :

$$[K^e] \{\delta^e\} = \{F^e\} \quad (1)$$

$[K^e]$  : La matrice de rigidité élémentaire

$\{\delta^e\}$  : Vecteur de déplacement aux points nœuds

$\{F^e\}$  : Vecteur de force aux points nœuds

- **Deuxième étape:** Le champ de déplacement défini sur chaque élément est lié aux déplacements nœuds à travers des fonctions de forme (ou d'interpolation).

$$\{\delta_i\} = \sum_{i=1}^n [N_i] \{\delta^e\} \quad (2)$$

- **Troisième étape:** On relie les déformations  $\epsilon(\mathbf{x}, \mathbf{y})$  dans un points quelconque  $(\mathbf{x}, \mathbf{y})$  aux déplacements et donc aux déplacements nœuds. Pour des problèmes d'élasticité plane ou axisymétrique, les déformations correspondent aux dérivées premières des déplacements.

$$\{\epsilon(x, y)\} = \left\{ \frac{\partial \delta(x, y)}{\partial(x)} ; \frac{\partial \delta(x, y)}{\partial(y)} \right\} \quad (3)$$

$$\{\epsilon(x, y)\} = \left\{ \frac{\partial (\sum N_i \cdot \delta^e)}{\partial(x) ; \partial(y)} \right\} = \left[ \frac{\partial N_i}{\partial(x) ; \partial(y)} \right] \cdot \{\delta^e\} \quad (4)$$

Soit

$$\{\varepsilon(x, y)\} = [B] \cdot \{\delta^e\} \quad (5)$$

$$[B] = \left[ \frac{\partial N_i}{\partial(x) : \partial(y)} \right] \text{ est connue sous le nom de la matrice de déformation}$$

- **Quatrième étape:** En élasticité les contraintes internes au sein d'un élément  $\sigma(\mathbf{x}, \mathbf{y})$  sont liées aux déformations  $\varepsilon(\mathbf{x}, \mathbf{y})$  par la loi de Hooke généralisée

$$\{\sigma(x, y)\} = [D] \cdot \{\varepsilon(x, y)\} \quad (6)$$

**[D]** : la matrice d'élasticité, caractérisant les propriétés matérielles de l'élément

Par substitution dans l'équation (6) on aura

$$\{\sigma(x, y)\} = [D][B] \cdot \{\delta^e\} \quad (7)$$

- **Cinquième étape:** On utilise le principe des travaux virtuels pour atteindre l'énergie potentielle minimale. En effet durant n'importe quelle déplacement virtuel imposé à l'élément, le travail extérieur total produit par les charges nodales doit être égal au travail interne total des contraintes. Le travail extérieur est donné par :

$$W_{ext} = \sum \left\{ \delta^{e*} \right\}^T \cdot \{F^e\} \quad (8)$$

$\{\delta^e\}$  : Vecteur de déplacement nodaux.

$\{F^e\}$  : Vecteur de charge nodale

Si les déplacements arbitrairement imposés produisent des déformations  $\{\varepsilon^*(\mathbf{x}, \mathbf{y})\}$  aux points de l'élément, les contraintes réelles sont  $\{\sigma(\mathbf{x}, \mathbf{y})\}$  alors le travail interne par unité de volume est donné par.

$$W_{int} = \left\{ \varepsilon^*(x, y) \right\}^T \cdot \{\sigma(x, y)\} \quad (9)$$

Le travail total est obtenu, en intégrant sur tout le volume de l'élément

$$\int_v W_{int} \cdot dv = \int_v \left\{ \varepsilon^*(x, y) \right\}^T \cdot \{\sigma(x, y)\} dv \quad (10)$$

D'après l'équation (5) on peut écrire que :

$$\left\{ \varepsilon^*(x, y) \right\} = [B] \cdot \left\{ \delta^{e*} \right\} \text{ et l'équation (7) devient } \{\sigma(x, y)\} = [D][B] \cdot \left\{ \delta^e \right\}$$

L'équation des travaux virtuels pour le travail interne sera

$$\int_v W_{\text{int}} dv = \int_v \left\{ \delta^e \right\}^T \cdot [B]^T \cdot [D] \cdot [B] dv \left\{ \delta^e \right\} \quad (11)$$

L'opération finale consiste à égaliser le travail interne et le travail externe produit par les déplacements virtuels et en faisant les simplifications nécessaires, on obtient :

$$\left[ \int_v [B]^T \cdot [D] \cdot [B] dv \right] \left\{ \delta^e \right\} = \left\{ F^e \right\} \quad (12)$$

Par identification avec (1)

$$\left[ K^e \right] = \int_v [B]^T \cdot [D] \cdot [B] dv \text{ la matrice de rigidité élémentaire}$$

$\left\{ F^e \right\}$ : Vecteur des charges nodales

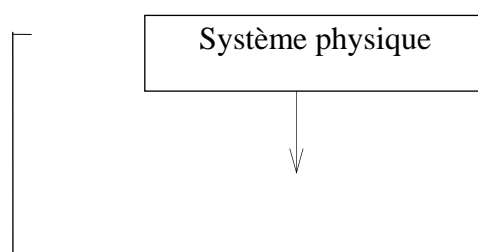
- **Sixième étape:** Après l'évaluation de la matrice de rigidité et le vecteur de force pour chaque élément, le système est assemblé pour donner enfin la matrice de rigidité et le vecteur de force global,

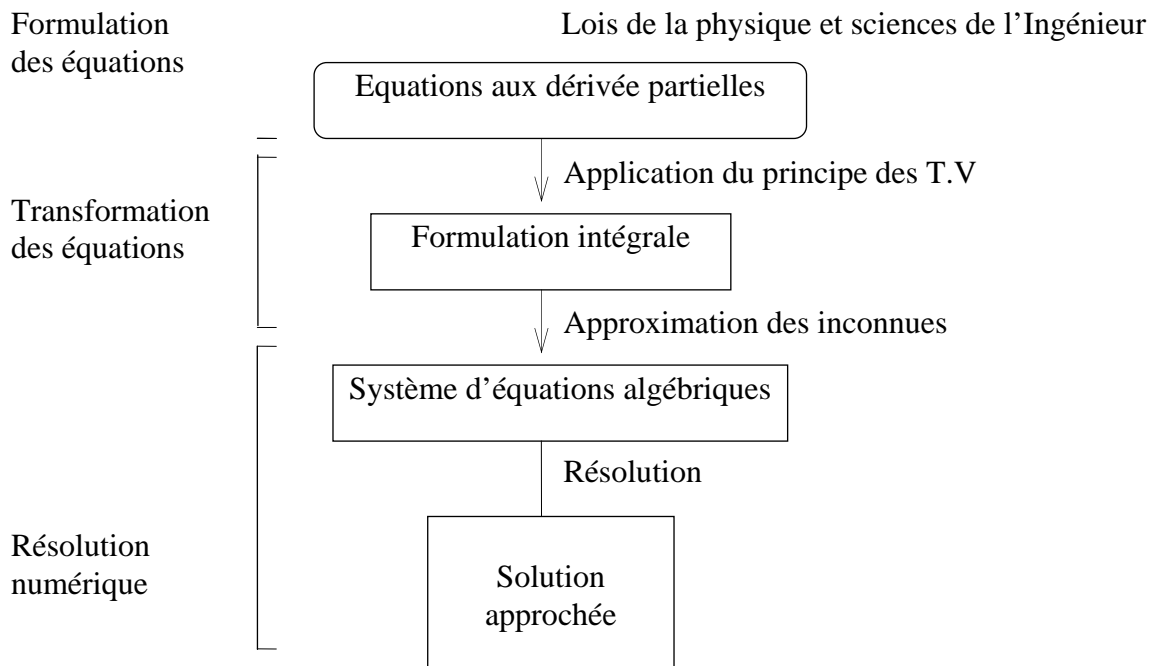
$$\left[ K^G \right] = \sum \left[ K^e \right] \quad \text{et} \quad \left\{ F^G \right\} = \sum \left\{ F^e \right\} \quad (13)$$

qui forment un système d'équation algébrique, la résolution de ce système, après l'introduction des conditions aux limites, permet de déterminer les valeurs des inconnues (déplacements).

$$\left[ K^G \right] \left\{ \delta \right\} = \left\{ F^G \right\} \quad (14)$$

les étapes essentielles dans la prise en charge d'un problème par la méthode des éléments finis sont illustrées dans la figure VII 1.





**Fig. VII 1 : Les étapes essentielles dans l'analyse d'un problème physique à l'aide de la M. E. F.**

### 3-) DISCRETISATION DE L'EQUATION DE LA CONSOLIDATION PAR LA M.E.F.

La théorie de consolidation est utilisée pour prévoir le tassement des couches d'argile lorsqu'elles sont soumises à des charges extérieures. Cette théorie est basée sur l'évolution des déformations qui sont gouvernées par la dissipation de l'excès de pression interstitielle générée par l'application de ces surcharges.

La formulation de la consolidation bidimensionnelle repose sur deux équations principales : les équations d'équilibre et les équation de continuité dans un milieu poreux.

#### 3.1) LES EQUATIONS AUX DERIVEES PARTIELLES

Le phénomène de consolidation est un phénomène couplé régit par des équations aux dérivées partielles d'équilibre et des équations de continuité dans un élément de sol.

**a) Equations d'équilibre :** Les équations d'équilibre, pour un milieu continu sont:

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + W_x = 0 \\ \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + W_y = 0 \\ \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + W_z = 0 \end{cases} \quad (15)$$

$W_x$ ,  $W_y$  et  $W_z$  sont les composantes du poids propre du sol selon  $(x, y, z)$  avec ( $W_x = 0$ ,  $W_y = 0$  et  $W_z = \gamma$ ).

Pour le cas de la consolidation bidimensionnelle plan  $(x, z)$  on a :

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + W_x = 0 \\ \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + W_z = 0 \end{cases} \quad (16)$$

Les relations entre déformation et contrainte sont données par la loi de HOOKE généralisée.

$$\begin{cases} \varepsilon_x = 1/E [\sigma_x - (\sigma_y + \sigma_z)] \\ \gamma_{xz} = \tau_{xz} / G \end{cases} \quad (17)$$

Avec :  $E$  : Coefficient d'élasticité.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

$G$  : Module de cisaillement.

(Les autres équations peuvent être obtenues par permutation entre les indices  $x, y, z$ )

Il est convenable de définir aussi une contrainte moyenne  $\sigma_{oct}$ .

$$\begin{aligned} \sigma_{oct} &= 1/3 (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z). \\ \text{ou} \\ \sigma_{oct} &= 1/2 (\sigma_x + \sigma_z) \end{aligned} \quad (18)$$

### b) Equation de continuité

Appliquons la condition de continuité entre l'écoulement de l'eau (loi de Darcy) et la déformation volumétrique d'un élément infinitésimal (milieu poreux saturé) pendant une unité de temps, on obtient l'équation de continuité en trois dimensions.

$$\left( \frac{k_x}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{k_y}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{k_z}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) = - \frac{3(1-2\nu)}{E} \frac{\partial \sigma_{oct}}{\partial t} \quad (19)$$

Où  $k_x, k_y, k_z$  sont les coefficients de perméabilité respectivement dans les directions x, y et z.

Pour le cas bidimensionnel (élément plan (x-z)) l'équation de continuité devient.

$$\left( \frac{k_x}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{k_z}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) = - \frac{(1-\nu)(1-2\nu)}{E} \frac{\partial \sigma_{oct}}{\partial t} = - \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \quad (20)$$

avec  $\varepsilon_v = \Delta v/v$ , qui représente la déformation volumétrique.

Pour les petites deformations  $\varepsilon_v = (\varepsilon_x + \varepsilon_z)$

Cas d'une seule dimension :

$$\frac{k_x}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = 0 \quad (21)$$

Puisque l'écoulement d'eau (drainage) est dirigé dans le sens des z décroissant :  $\varepsilon_v = - \frac{u}{E'}$

ou :  $\frac{u}{E'}$  : Rapport de la suppression interstitielle sur le module oedométrique qui correspond à une déformation relative à la quantité d'eau dissipée.

Donc l'équation (19) devient :

$$\frac{k_z}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - \frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{u}{E'} \right) = 0 \quad (22)$$

$$C_v = \frac{k \cdot E'}{\gamma_w} \quad (\text{Coefficient de consolidation}) \quad (23)$$

$$\text{on a donc : } C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (24)$$

qui représente l'équation de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi.

### 3.2) FORMULATION PAR LA M. E. F.

Pour obtenir la formulation de base, moyennant la (M. E. F.), on applique le principe des travaux virtuels aux équations d'équilibre et de continuité et ceci pour atteindre l'énergie potentielle minimale.

**a) Equation de continuité**

Pour l'équation de continuité, nous aurons :

$$\int_v u^* \left( \frac{k_z}{\gamma w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{k_x}{\gamma w} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \right) dV = 0 \quad (25)$$

$u^*$  : Pression interstitielle virtuelle ;  $dV = dx . dz .$

La formulation faible des fonctions en deux dimensions est exprimée par le théorème de GREEN.

Soient donc deux fonctions  $f$  et  $g$  définies et intégrables sur un domaine  $d_x , d_z$ .  
L'intégration par parties, est donnée par les expressions suivantes :

$$\int_v f . \frac{\partial g}{\partial x} dx dz = - \int_v g . \frac{\partial f}{\partial x} dx dz + \oint_s f . g . n_x ds$$

$$\int_v f . \frac{\partial g}{\partial z} dx dz = - \int_v g . \frac{\partial f}{\partial z} dx dz + \oint_s f . g . n_z ds \quad (26)$$

Appliquant l'intégration par partie à l'équation (25), en posant:

$$u^* = f \quad \text{et} \quad \partial u / \partial x = g$$

On aura après réarrangement :

$$- \int_v \left( \frac{\partial u^*}{\partial x} . \frac{k_x}{\gamma w} . \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial u^*}{\partial z} . \frac{k_z}{\gamma w} . \frac{\partial u}{\partial z} \right) dx . dz + \oint_s u^* \left( \frac{k_x}{\gamma w} . \frac{\partial u}{\partial x} . n_x + \frac{k_z}{\gamma w} . \frac{\partial u}{\partial z} . n_z \right) ds$$

$$+ \int_v u^* \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} dx . dz = 0 \quad (27)$$

ou sous forme matricielle

$$\begin{aligned}
 & -\frac{1}{\gamma_w} \int_v \begin{bmatrix} \partial u^* / \partial x & 0 \\ 0 & \partial u^* / \partial z \end{bmatrix} \begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_z \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \partial u / \partial x & 0 \\ 0 & \partial u / \partial z \end{bmatrix} dx.dz \\
 & + \frac{1}{\gamma_w} \oint_s u^* \begin{bmatrix} kx & 0 \\ 0 & kz \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \partial u / \partial x & 0 \\ 0 & \partial u / \partial z \end{bmatrix} \begin{bmatrix} n_x \\ n_z \end{bmatrix} ds + \int_v u^* \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} dx.dz = 0
 \end{aligned} \tag{28}$$

**b) Equation d'équilibre :**

De même, nous appliquons le principe des travaux virtuels aux équations d'équilibre, on aura la forme intégrale suivante :

$$\int_v h \left( \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} - W_x \right) dx.dz + \int_v v \left( \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} - W_z \right) dx.dz = 0 \tag{29}$$

$h, v$  ; sont des fonctions arbitraires qui seront identifiées par la suite au déplacement virtuel, respectivement horizontal et vertical

Appliquons maintenant l'intégration par partie à chaque terme on aura :

$$\begin{aligned}
 \int_v h \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} dx.dz &= -\int_v \frac{\partial h}{\partial x} \cdot \sigma_{xx} dx.dz + \oint_s h \cdot \sigma_{xx} \cdot n_x ds \\
 \int_v h \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} dx.dz &= -\int_v \frac{\partial h}{\partial z} \cdot \tau_{xz} dx.dz + \oint_s h \cdot \tau_{xz} \cdot n_x ds \\
 \int_v v \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} dx.dz &= -\int_v \frac{\partial v}{\partial x} \cdot \tau_{zx} dx.dz + \oint_s v \cdot \tau_{zx} \cdot n_z ds \\
 \int_v v \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} dx.dz &= -\int_v \frac{\partial v}{\partial z} \cdot \sigma_{zz} dx.dz + \oint_s v \cdot \sigma_{zz} \cdot n_z ds
 \end{aligned} \tag{30}$$

En faisant la somme des termes obtenus, on aura sous la forme matricielle :

$$\int_v \left\{ \varepsilon^* \right\}^T \{ \sigma \} dx.dz = -\oint_s \left\{ \delta d^* \right\}^T \{ \tau \} ds + \int_v \left\{ \delta d^* \right\}^T \{ W \} dx.dz \tag{31}$$

ou sous forme incrémentale :

$$\int_v \left\{ \varepsilon^* \right\}^T \{ \Delta \sigma \} dx.dz = -\oint_s \left\{ d^* \right\}^T \{ \Delta \tau \} ds + \int_v \left\{ d^* \right\}^T \{ \Delta W \} dx.dz \tag{32}$$

Avec

$$\{\varepsilon^*\} = \begin{Bmatrix} -\partial h/\partial x \\ -\partial v/\partial z \\ -\partial v/\partial x - \partial h/\partial z \end{Bmatrix} \quad \{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_z \\ \tau_{xz} \end{Bmatrix}$$

$$\{\tau\} = \begin{Bmatrix} \tau_x = n_x \cdot \sigma_x + n_z \cdot \tau_{xz} \\ \tau_z = n_x \cdot \tau_{xz} + n_z \cdot \sigma_z \end{Bmatrix}$$

$$\{\delta d^*\} = \begin{Bmatrix} h \\ v \end{Bmatrix} \quad \text{et} \quad \{W\} = \begin{Bmatrix} w_x \\ w_z \end{Bmatrix}$$

$\{\varepsilon^*\}$  : Vecteur colonne des déformations virtuelles.

$\{\sigma\}$  : Vecteur colonne des contraintes.

$\{\tau\}$  : Vecteur des charges se situant sur le contour "s".

$\tau_x$  : Charge surfacique horizontale.

$\tau_z$  : Charge surfacique verticale.

$\{W\}$ : Vecteur colonne du poids propre .

### 3-3) DISCRETISATION DU SYSTEME D'EQUATIONS

Généralement le champ de déplacements sur un élément est représenté par une approximation liée aux déplacements des points nodaux à travers des fonctions de forme.

#### a) Equation d'équilibre :

$$\{d\} = [N] \cdot \{de\} \quad (33)$$

et

$$\{\delta d^*\} = [N] \cdot \{\delta de^*\} \quad (34)$$

$$\{\varepsilon\} = [B] \cdot \{de\} \quad (35)$$

où :  $N$  : fonction de forme

La déformation au sein d'un élément devient :

$$[\sigma] = [D] \cdot [\varepsilon] = [D] \cdot [B] \cdot \{de\} \quad (36)$$

Avec  $[D]$  : la matrice d'élasticité

$\{de\}$  : vecteur de déplacement au points nodaux

On a :

$$\left[ \frac{\partial \delta d_i^*}{\partial x_i} \right] = \left[ \frac{\partial N_i}{\partial x_i} \right] \cdot \{ \delta d e^* \} = [B] \cdot \{ \delta d e^* \} \quad (37)$$

Remplaçant chaque terme dans l'intégrale faible on aura

$$\begin{aligned} & - \int_v \{ \delta d e^* \}^T [B]^T [D] [B] dx dz \{ d e \} + \oint_s \{ \delta d e^* \}^T [N]^T \{ \tau \} ds \\ & + \int_v \{ \delta d e^* \}^T [N]^T \{ \gamma \} dx dz = 0 \end{aligned} \quad (38)$$

Après simplification par  $\{ \delta d e^* \}^T$  on obtient

$$- \int_v [B]^T [D] [B] dx dz \{ d e \} + \oint_s [N]^T \{ \tau \} ds + \int_v [N]^T \{ \gamma \} dx dz = 0 \quad (39)$$

Elle est sous la forme de :

$$[k] \cdot \{ d e \} = \{ F \} \quad (40)$$

$$\text{Avec } [k] = \int_v [B]^T [D] [B] dx dz \quad (41)$$

$[k]$  : la matrice de rigidité associée au déplacement du sol.

$$\{ F \} = \oint_s [N]^T \{ \tau \} ds + \int_v [N]^T \{ \gamma \} dx dz \quad (42)$$

$\oint_s [N]^T \{ \tau \} ds$  : Force de traction sur le contour

$\int_v [N]^T \{ \gamma \} dx dz$  : Force volumétrique

Passant maintenant à la forme incrémentale et utilisant le principe des contraintes effectives, pour décrire le phénomène couplé entre déplacements et pressions. L'expression générale des contraintes effectives est

$$\sigma = \sigma' + u \quad (43)$$

Soit sous la forme matricielle :

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{zz} \\ \tau_{xz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma'_{xx} \\ \sigma'_{zz} \\ \tau'_{xz} \end{bmatrix} + u \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix} \quad \text{De la forme. } \{\sigma\} = \{\sigma'\} + \{m\}^T .u \quad (44)$$

De même pour la forme incrémentale on peut écrire :

$$\{\Delta\sigma\} = \{\Delta\sigma'\} + \{m\}^T \{\Delta u\}.$$

Les relations incrémentales entre déformations et contraintes et déplacement et celle de la pression sont donnée par:

$$\text{Avec : } \{m\}^T = [1 \quad 1 \quad 0]$$

$$\{\Delta\varepsilon\} = [B] \cdot \{\Delta de\} \quad (\text{incrémentation})$$

$$\{\Delta\sigma'\} = [D][B]\{\Delta de\} \quad (45)$$

$$\text{et } \{\Delta u\} = [\bar{N}]\{\Delta b_e\} \quad (46)$$

$\Delta de$  : Variation du déplacement nodal

$\Delta b_e$  : Variation de pression nodale

$\bar{N}$  : Fonction de forme associée aux pressions

Remplaçons chaque terme dans l'équation (38)

$$\begin{aligned} & - \int_v [B]^T [D][B] dx dz \{\Delta de\} - \int_v [B]^T \{m\}^T [\bar{N}] dx dz \{\Delta b_e\} \\ & + \int_v [N]^T \{\Delta\gamma\} dx dz + \oint_s [N]^T \{\Delta\tau\} ds = 0 \end{aligned} \quad (47)$$

Le terme  $\int_v [N]^T \{\Delta\gamma\} dx dz = 0$  car  $\Delta\gamma = 0$

On obtient :

$$- \int_v [B]^T [D][B] dx dz \{\Delta de\} - \int_v [B]^T \{m\}^T [\bar{N}] dx dz \{\Delta b_e\} + \oint_s [N]^T \{\Delta\tau\} ds = 0 \quad (48)$$

Elle est sous la forme

$$[K] \cdot \{\Delta de\} + [L] \{\Delta b_e\} = \oint_s [N]^T \{\Delta \tau\} ds \quad (49)$$

où :

$$[K] = \int_V [B]^T [D] [B] dx dz : \text{Matrice de rigidité pour les déplacements}$$

$$[L] = \int_V [B]^T \{m\}^T [\bar{N}] dx dz : \text{Matrice de couplage}$$

**b) Equation de continuité :**

Concernant l'équation de continuité les approximations des fonctions sont associées aux pressions interstitielles.

$$\begin{aligned} u &= \bar{N} \cdot be \\ u^* &= \bar{N} \delta be^* \end{aligned} \quad (50)$$

be : Pression aux points nodaux.

$\delta be^*$  : Pression virtuelle.

on peut donc écrire

$$\left[ \frac{\partial u}{\partial x} \right] = \left[ \frac{\partial \bar{N}_i}{\partial x_j} \right] \cdot \{be\} = [E] \cdot \{be\} \quad (51)$$

Avec u : pression interstitielle, on a :

$$\varepsilon_v = \{m\}^T \{\varepsilon\} = [m]^T [B] \{de\} \quad (52)$$

$$\left[ \frac{\partial u^*}{\partial x} \right] = [E] \{\delta be^*\} \quad (53)$$

où  $[E]$  : matrice des dérivées cartésiennes des fonctions de forme associées aux pressions.

En remplaçant chaque terme dans l'équation (28), on obtient.

$$\begin{aligned}
 & - \int_v \{ \delta be \}^T [E]^T \left[ \frac{k}{\gamma_w} \right] [E] dx dz \{ be \} + \int_v \{ \delta be^* \}^T [\bar{N}]^T \{ m \}^T [B] \left\{ \frac{\partial de}{\partial t} \right\} dx dz \\
 & - \oint_s \{ \delta be^* \}^T [\bar{N}]^T [\mathcal{G}_n] ds = 0
 \end{aligned} \tag{54}$$

Après simplification par  $\{ \delta be^* \}^T$  on aura :

$$\int_v [\bar{N}]^T \{ m \}^T [B] dx dz \left\{ \frac{\partial de}{\partial t} \right\} - \int_v [E]^T \left[ \frac{k}{\gamma_w} \right] [E] dx dz \{ be \} = \oint_s [\bar{N}]^T \{ \mathcal{G}_n \} ds \tag{55}$$

Elle est sous la forme

$$[L]^T \left\{ \frac{\partial de}{\partial t} \right\} - [\phi] \{ be \} = \oint_s [\bar{N}]^T \{ \mathcal{G}_n \} ds \tag{56}$$

Avec

$$[L]^T = \int_v [\bar{N}]^T \{ m \}^T [B] dx dz : \text{La transposée de la matrice de couplage.}$$

$$[\phi] = \int_v [E]^T \left\{ \frac{k}{\gamma_w} \right\} [E] dx dz : \text{Matrice de pression.}$$

$$\text{Et } \mathcal{G}_n = \frac{k_x}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \cdot n_x + \frac{k_z}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \cdot n_z \text{ (Vitesse d'écoulement normale aux frontières)}$$

L'équation (56) est une équation différentielle de premier ordre par rapport au temps on l'intègre entre  $t$  et  $t + \Delta t$

$$\int_t^{t+\Delta t} [L]^T \left\{ \frac{\partial de}{\partial t} \right\} dt - \int_t^{t+\Delta t} [\phi] \{ be \} dt = \int_t^{t+\Delta t} \oint_s [\bar{N}]^T \{ \mathcal{G}_n \} ds dt \tag{57}$$

Dans ce cas on utilise l'approximation suivante :

$$\int_t^{t+\Delta t} b \cdot dt = \{ (1 - \theta) b_1 + \theta b_2 \} \Delta t \tag{58}$$

$$\text{Avec } b_1 = b(t) \quad \text{et} \quad b_2 = b(t + \Delta t)$$

La valeur de  $\theta$  définit la variation de  $b$  dans l'intervalle de temps par exemple si  $\theta = 1/2$  l'expression (56) devient :

$$\int_t^{t+\Delta t} b \cdot dt = \frac{1}{2} (b_1 + b_2) \Delta t \quad (59)$$

Variation linéaire et intégrale d'une section trapézoïdale.

On réalise une intégration dans le temps et par substitution on a :

$$[L]^T [de]_t^{t+\Delta t} - [\phi] ((1-\theta)b_1 + \theta b_2) \Delta t = \int_s [\bar{N}]^T ((1-\theta)n_1 + \theta n_2) \Delta t \quad (60)$$

BOOKER et SMALLE (1975) ont étudié la stabilité de cette intégrale, ils ont montré que pour  $\theta \geq \frac{1}{2}$  l'intégrale est inconditionnellement stable.

On va prendre  $\theta = 1$

$$\Delta de = de_1(t + \Delta t) - de_2(t) \quad et \quad \Delta be = be_2 - be_1 \Rightarrow be_2 = be_1 + \Delta be$$

L'équation (60) devient :

$$[L]^T \{\Delta de\} - [\phi] \Delta t \{\Delta be\} = [\phi] [b_{e1}] \Delta t + \int_s [\bar{N}]^T \{g_n\} \Delta t ds \quad (61)$$

Donc :

$$[L]^T [\Delta de] - [\phi] \Delta t [\Delta be] = [\phi] \Delta t [b_{e2}] + \int_s [\bar{N}]^T [g_n] \Delta t ds \quad (62)$$

Les équations (48) et (62) arrangées sous forme matricielle donneront le système discrétisé qui décrit le phénomène de la consolidation bidimensionnelle.

$$\begin{bmatrix} [k] & [L] \\ [L]^T & [-\phi] \Delta t \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta de \\ \Delta be \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta r_1 \\ \Delta r_2 \end{Bmatrix} \quad (63)$$

Avec :

$[K]$  : Matrice de rigidité.

$[L]$  : Matrice de couplage.

$[\phi]$  : Matrice de pression interstitielle.

$\{\Delta de\}$  : Vecteur de l'incrément de déplacement aux points nodaux

$\{\Delta be\}$  : Vecteur de l'incrément de pression interstitielle aux points nodaux.

$\Delta r_1 = \int_s [N]^T [\Delta \tau] ds$  : le vecteur de l'incrément des charges à chaque nœud de l'élément

$\Delta r_2 = \oint_s [\overline{N}]^T \{g_n\} \Delta t \cdot ds + [\phi] \Delta t [b_{e1}]$ : la quantité d'écoulement d'eau prescrite à chaque nœud

$\Delta t$  : Le pas d'incrémentation du temps.

Il est normal d'appeler la matrice carrée de l'équation (63) matrice de rigidité élémentaire malgré qu'elle multiplie un vecteur mixte de déplacements et de pressions.

La première équation satisfait l'équilibre et la deuxième satisfait la condition de continuité.

#### 4) STRUCTURATION DU PROGRAMME CONSAX

La mise en œuvre de la méthode des éléments finis nécessite le calcul matriciel et vectoriel de grande envergure, ce qui rend l'emploi de l'informatique un outil indispensable pour la résolution de système d'équations algébriques.

Le programme CONSAX permet la modélisation du phénomène de consolidation bidimensionnel par la méthode des éléments finis. Ce programme de calcul utilise des éléments isoparamétriques composites (8-4) noeuds, donnant ainsi une variation quadratique pour le déplacement et bilinéaire pour la pression.

Le programme CONSAX développé par le groupe de recherche présente la possibilité de traiter le problème bidimensionnel soit en déformations planes ou en conditions axi-symétriques.

On présente ci-après les étapes essentielles du programme "**CONSAX**"

1- La matrice de rigidité élémentaire est constituée par trois sous-matrices :

[**K**] : Matrice de rigidité pour les déplacements

[**L**] : Matrice de couplage

[**Ø**] . $\Delta t$  : Matrice pour les pressions interstitielles

Après le calcul on arrange cette matrice selon l'ordre croissant des degrés de liberté.

2- L'introduction de l'axi-symétrie permet d'étudier les problèmes symétriques en trois dimensions, comme un problème **bidimensionnel**. Pour raison de symétrie les deux composantes du déplacement, dans toute la section plane contenant l'axe de symétrie, définissent un champ de déformations complet.

Soit v, w les déplacements suivant les directions respectives x et z. L'état des contraintes et des déformations d'après la théorie de l'élasticité plane est:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial v}{\partial x} \quad : \text{est la déformation directe suivant l'axe x.}$$

$$\varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \quad : \text{est la déformation directe suivant l'axe z.}$$

$\gamma_{xy} = \varepsilon_x + \varepsilon_z$  : est la déformation du cisaillement.

Avec  $\sigma_x, \sigma_z, \tau_{xz}$  : les contraintes

Relations contraintes – déformations :

$$\{\sigma(x,z)\} = [D] \cdot \{\varepsilon(x,z)\}$$

avec

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_z \\ \tau_{xz} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & 0 \\ \nu & (1-\nu) & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xz} \end{Bmatrix} \quad (64)$$

[D] : Matrice d'élasticité

Pour le cas d'axis-symétrie : Il y a quatre composantes de déformation.

Soient :

r et z les coordonnées radiales et axiales d'un point,  
v,w les déplacements correspondants.

l'état des contraintes et des déformations dans ce cas, sont définis comme suit:

$$\varepsilon_r = \frac{\partial v}{\partial r} \quad : \text{Déformation directe radiale.}$$

$$\varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \quad : \text{Déformation directe axiale (verticale).}$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{v}{r} \quad : \text{Déformation circonférencielle}$$

$$\gamma_{rz} = \varepsilon_r + \varepsilon_z \quad : \text{Déformation du cisaillement.}$$

Avec  $\sigma_r, \sigma_z, \sigma_\theta, \tau_{rz}$  : Tenseur des contraintes correspondantes.

La relation contrainte - déformation est donnée par :

$$\begin{Bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_z \\ \sigma_\theta \\ \sigma_{rz} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{Bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_z \\ \varepsilon_\theta \\ \gamma_{rz} \end{Bmatrix} \quad (65)$$

ou, simplement on peut relier les contraintes aux déformations.

$$\{\sigma(r,z)\}=[D].\{\varepsilon(r,z)\}$$

Pendant l'évaluation des éléments de la matrice de rigidité  $[k^e]$ , l'intégrale est prise sur tout le volume de l'élément:

$$dV = 2.\pi.r .dr. dz$$

3- Pour distinguer les différents types des nœuds, on a introduit un vecteur **NOTYP(INODE)** égal à 1 pour les nœuds à trois degrés de liberté et 2 pour les nœuds à deux degrés de liberté, puis à l'aide des variables relatives à chaque nœud on peut localiser facilement la position d'un degré de liberté.

**ML(INODE)** : pour les positions locales

**MG(IPOINT)** : pour les positions globales.

4- Introduction des conditions aux limites :

Les conditions aux limites sont de deux types :

- a) Les degrés de liberté bloqués pour les déplacements (appuis simple et double).
- b) Les degrés de liberté pour la surpression interstitielle imposée, suite au cas de drainage employé.

Selon le cas de drainage, on aura les conditions aux limites hydrauliques suivantes :

$$\forall t \text{ et } z = 0 \rightarrow u = 0$$

$$\forall t \text{ et } z = h \rightarrow \frac{\partial u}{\partial z} = 0$$

$$t = \infty \text{ et } 0 \leq z \leq 2h \rightarrow u = 0$$

La matrice de rigidité globale est assemblée sans tenir compte des conditions aux limites, puis chaque degré de liberté ou les conditions aux limites sont spécifiées

#### 4.1) LES BLOCS FONCTIONNELS DU PROGRAMME (CONSAX)

La Figure VII 2 résume les parties de base du programme

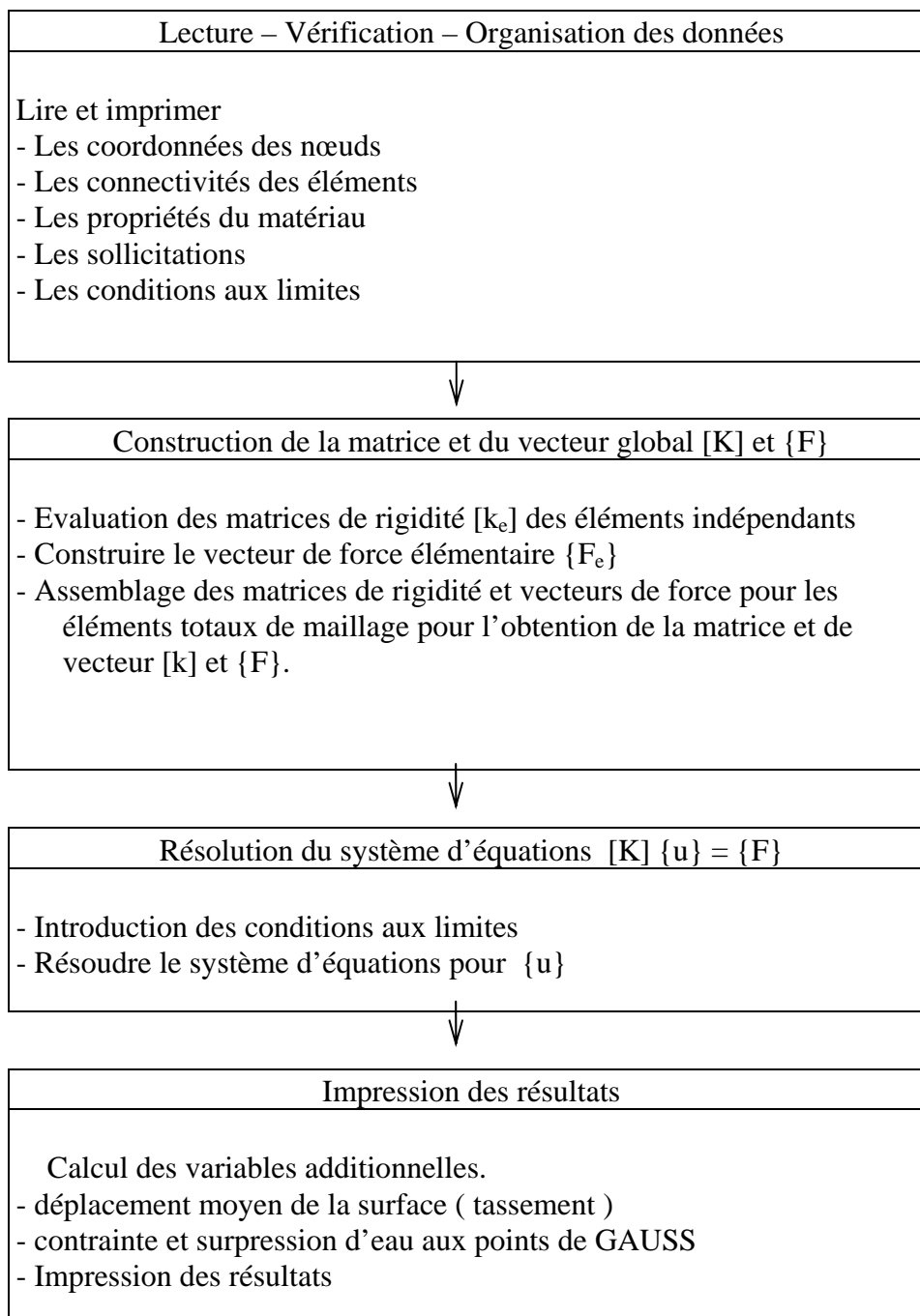


Fig. VII 2 : Blocs fonctionnels du programme (CONSAX)

## 42. LES SUBROUTINES

Le programme " **CONSAX**" est organisé sous forme modulaire avec un programme principal qui fait appel aux différentes sous-routines primaires: ELDATA, INCAD, STIFPS, LOADPS, ASSEMB, STRSPRS.

Ces sous-routines primaires font appel aux sous-routines auxiliaires (fig. VII 3).

#### **a) SUBROUTINES PRIMAIRES :**

Les différentes sous-routines primaires sont définies comme suit :

**ELDATA** : Permet de lire les données essentielles, en premier lieu les variables de contrôle telles que le nombre total des points et d'éléments constituant le maillage, ainsi que les coordonnées des points, les nœuds situés sur chaque élément et les propriétés des matériaux.

**INCAD** : Pour gérer les incréments dans le temps.

**STIFPS** : Cette sous-routine permet d'évaluer la matrice de rigidité pour chaque élément.

**LOADPS** : Permet de former le vecteur des forces nodales suivant le type de chargement et conditions d'appui pour chaque élément.

**ASSEMB** : Réalise l'assemblage des matrices de rigidité et vecteurs de forces nodales élémentaires afin d'obtenir la matrice de rigidité et le vecteur de forces global. Cette sous-routine permet de résoudre le système d'équations linéaires par la méthode d'élimination de Gauss dont les inconnues principales sont les déplacements et les surpressions aux nœuds.

**STRSPRS** : Cette dernière sous-routine calcule les contraintes et les pressions aux points de Gauss associés à chaque élément, puis imprime les résultats.

#### **b) SUBROUTINES AUXILIAIRES :**

Les différentes sous-routines auxiliaires sont comme suit :

**CHECK1** : Permet de vérifier tous les paramètres de contrôle, c'est à dire le nombre des degrés de liberté par nœuds...,

**CHECK2** : Permet de vérifier les autres données qui ont été introduites par la sous-routine ELDATA

**ECHO** : Qui relie deux sous-routines CHECK1 et CHECK2 s'il y a erreurs, cette sous-routine affiche un message d'erreur et arrête l'exécution du programme.

**NODEXY** : Permet de calculer automatiquement les nœuds au milieu du côté droit d'un élément.

**JACOB** : Permet de calculer la matrice Jacobienne et les dérivées cartésiennes des fonctions de forme aux points de Gauss pour les éléments finis.

**BMATX** : Permet d'évaluer les matrices de déformation en éléments finis.

**DMATX** : Permet d'évaluer la matrice d'élasticité du milieu.

**DBMATX** : Calcule le produit entre la matrice d'élasticité et la matrice de déformation.

## 5) ANALYSE DE LA COMPRESSIBILITE PAR LE PROGRAMME ET INTERPRETATION DES RESULTATS.

Le programme CONSAX permet la modélisation du phénomène de consolidation bidimensionnelle par la méthode des éléments finis. Ce programme de calcul utilise des éléments isoparamétriques composites (8-4) noeuds, donnant ainsi une variation quadratique pour le déplacement et bilinéaire pour la pression.

A des fins de validation, on a comparé les résultats obtenus par le programme CONSAX par rapport à ceux donnés par le logiciel CESAR - LCPC (Humbert, 1989). On a considéré d'abord le cas d'une couche de sol saturée de 8m d'épaisseur en conditions unidimensionnelle. Un deuxième exemple présente la modélisation de la consolidation d'une couche de sol bidimensionnelle en déformations planes.

Dans la seconde étape on présente une comparaison entre les résultats expérimentaux (oedometre classique et à contre pression) et les résultats numériques obtenus par le programme CONSAX en conditions axi-symétriques.

Les applications traitées sont conditionnées par les hypothèses suivantes :

- le chargement est constant, statique et appliqué à la surface du sol,
- le sol est considéré saturé,
- les conditions aux limites relatives à la pression interstitielle sont de deux types :
  - drainage libre ( $u=0$ )
  - surface imperméable ( $V_n = 0$ )
- les conditions aux limites relatives aux déplacements sont de deux types
  - appuis simples pour les noeuds sur les frontières latérales ( $dx=0$ )
  - appuis doubles pour les noeuds sur la base ( $dx=dy=0$ ).

### 5.1- VALIDATION NUMERIQUE

La modélisation par éléments finis du phénomène de consolidation est présentée par deux applications : unidimensionnelle et bidimensionnelle.

#### a) Consolidation unidimensionnelle.

La validation du programme CONSAX est réalisée par comparaison de ses résultats avec ceux du logiciel CESAR- LCPC.

Une couche de sol saturée d'épaisseur égale à 8m est soumise à une charge uniformément répartie de 100kPa. Seule la surface supérieure est drainée, les autres limites sont imperméables. La figure VII 4 présente le maillage et les conditions aux limites du problème étudié. Le maillage d'éléments finis consiste en une colonne de dix éléments bidimensionnels. Le maillage est plus fin au voisinage de la limite perméable.

Les propriétés mécaniques du sol élastique isotrope sont représentées dans le tableau VII 1.

Tableau VII 1 : Caractéristique du maillage et du sol

éléments isoparamétriques composites	8-4 noeuds
nombre d'éléments	10
nombre total des noeuds	53
module d'élasticité E (kPa)	20000
Coefficient de Poisson $\nu$	0
Coefficient de perméabilité $kh = kv$ (m/s)	$10^{-9}$

On présente dans les figures (VII 5 et VII 6) la variation de la surpression interstitielle en fonction de la profondeur pour l'incrément de temps initial ( $t=1s$ ) et pour  $t= 63$  s. Les deux figures mettent en parallèle les résultats obtenus par les programmes CONSAX et CESAR.

On constate que pendant les premiers temps de consolidation, le rapport  $\Delta u/q$  est égal à 1 dans tous les points du milieu sauf pour les limites perméables. La figure VII 7 montre la variation de la surpression interstitielle en fonction de la profondeur pour  $t=8288303s$ .

Le rapport  $\Delta u/q$  diminue en fonction du temps, résultat de l'écoulement de l'eau et par conséquent de la dissipation de la pression interstitielle.

Les courbes de variation du rapport  $\Delta u/q$  et des tassements en fonction de du facteur temps  $Tv$  (fig. VII 8) montrent que lorsque le rapport  $\Delta u/q$  est proche de 1, le tassement est négligeable. Par contre lorsque le rapport  $\Delta u/q$  tend vers zéro, le tassement atteint sa valeur finale ( $S_f = 39cm$ ). Donc le tassement prend place au fur et à mesure que la surpression interstitielle se dissipe.

Les figures (VII 5 à VII 9) montrent une bonne corrélation entre les résultats des deux programmes.

La validité numérique du programme CONSAX est ainsi obtenue par la similitude des résultats à ceux du logiciel CESAR-LCPC.

### b) Consolidation bidimensionnelle.

Le programme CONSAX traite la consolidation d'une couche de sol bidimensionnelle en déformations planes. Une couche homogène soumise à une charge uniformément répartie au milieu, est modélisée en déformation plane. La charge est répartie sur une longueur de 2m avec une intensité de  $q=100kPa$ . Le maillage en éléments finis et les conditions au limites sont représentées sur la figure VII 10. Le drainage est fait uniquement vers la surface, les autres frontières sont imperméables. Le maillage de cette couche de 14m de longueur et 7m de hauteur est constitué de 60 éléments et un total de 213 noeuds. Les caractéristiques géotechniques utilisées sont données dans le tableau VII 2.

Tableau N°VII 2 : Caractéristiques géotechniques

Module d'élasticité	E (kPa)	1.5 E 4
Coefficient de Poisson	$\nu$	0.15

Coefficient de perméabilité $k_h$ (m/s)	8. E-9
Coefficient de perméabilité $k_v$ (m/s)	2. E-9
Charge appliquée $q$ (kPa)	100

Des analyses paramétriques sont réalisées sur la base du coefficient de poisson et du module d'élasticité. L'effet de la variation de ces paramètres sur le déplacement de la surface, la distribution de la surpression en fonction de la profondeur suivant un axe se trouvant au milieu de la zone chargée et un autre axe en dehors de cette zone sont étudiés. L'effet du rapport de la perméabilité horizontale et verticale ( $k_h/k_v$ ) sur la distribution de la surpression interstitielle est aussi considéré.

La distribution de la surpression interstitielle en fonction de la profondeur et pour différents incréments de temps est illustrée dans la figure VII 11. On constate que la surpression ( $\Delta u$ ) est importante au voisinage de la zone chargée mais diminue en fonction du temps et de la profondeur.

La figure VII 12 montre la variation du rapport  $\Delta u/q$  suivant l'axe horizontale (BB) situé à une profondeur de 3m. On note que le rapport  $\Delta u/q$  est inférieur à 1 pour les différents incréments de temps, même pour  $t=0$ . Cependant le rapport  $\Delta u/q$  augmente pour les points situés au dessous de la zone chargée mais reste toujours inférieur à 1.

Les variations différentes de la surpression interstitielle  $\Delta u$  et du rapport  $\Delta u/q$  dans les deux axes (horizontal et vertical) montre bien qu'elle est loin d'être uniforme sur l'ensemble de la couche de sol. Cette différence est certainement due à l'atténuation de la surpression en fonction du temps et de la profondeur.

On remarque par ailleurs que l'effet de la variation du coefficient de perméabilité horizontale sur le tassement est insignifiant (fig. VII 13). Cela peut être expliqué par les conditions aux limites imposées, qui font que le drainage est fait préférentiellement dans le sens vertical (la surface chargée). Donc l'expulsion de l'eau est essentiellement contrôlée par la perméabilité verticale.

Cependant, les variations du module d'élasticité influent sur le taux de tassement (fig. VII 14). Comme illustré dans la figure VII 14, le taux de tassement augmente quand le module d'élasticité diminue. On constate alors que le déplacement vertical de la surface libre est plus important sous l'axe de la zone chargée et de plus il est symétrique par rapport à cet axe.

La variation du coefficient de Poisson ne montre aucune influence sur les tassements (fig.VII 15), cela est probablement dû à l'importance des déformations verticales comparées aux déformations latérales généralement faibles.

## 5.2- ANALYSE DES RESULTATS EXPERIMENTAUX

Afin d'analyser théoriquement les résultats expérimentaux obtenus dans ce travail, on les compare aux valeurs théoriques données par le programme CONSAX. L'essai oedométrique est modélisé en conditions axi - symétriques. L'échantillon de forme cylindrique a une hauteur de

19mm et un rayon de 35mm. Vue la symétrie de la géométrie et de la surcharge, on n'a considéré qu'un seul secteur de un radian. L'échantillon est discrétisé en éléments isoparamétriques composites 8-4 nœuds. Le maillage utilisé est montré dans la figure VII 16 avec :

nombre d'éléments =16

nombre total de noeuds = 65

Fig VII 16 : Maillage en éléments finis d'un essai oedométrique

Deux types de résultats de laboratoire sont utilisés dans la comparaison avec les résultats théoriques :

essais oedométriques classiques

essais oedométriques à contre pression (tels que décrits précédemment).

Les caractéristiques géotechniques utilisées dans ces applications sont extraites des résultats oedométriques et sont représentées dans le tableau ci-dessous. Plusieurs essais ont été réalisés pour l'étude de la compressibilité des sols gonflants (marnes Plaisanciennes), on présente les résultats de trois essais seulement :

- deux essais oedométriques à contre pression ( I et II),
- un essai oedométrique classique (III).

Tableau N°VII 3 : Caractéristiques géotechniques.

	essai I			essai II			essai III		
$\Delta\sigma$ (kPa)	200	200	400	200	200	400	200	200	400
$E_{oed}$ (kPa)	5,31E+05	3,34E+04	3,64E+04	5,845E+04	1,57E+04	1,98E+04	4.092E+04	2,71E+04	2.327E+04
k (m/s)	9,74E-09	5,6E-09	5,6E-09	9,74E-09	7,68E-09	5,60E-09	9,74E-09	7,68E-09	5,60E-09

(coefficient de poisson  $\nu = 0$ )

Les essais oedométriques à contre pression ont permis de vérifier les variations des pressions interstitielles puisque la dissipation de ces dernières gouverne la consolidation.

Les figures (VII 17 à VII 21) montrent la variation des pressions interstitielles et l'évolution des tassements théoriques et expérimentaux en fonction du temps.

On constate que les courbes expérimentales de variation de pression interstitielles (fig. VII 17 & VII 19) ont la même allure générale que celles obtenues par le programme CONSAX sauf pour la phase initiale où on observe un décalage. La compression initiale prend place presque simultanément avec l'application de l'incrément de charge et avant le début du drainage. Elle est due partiellement à la compression des petites poches de gaz à l'intérieur de l'espace poral et à la surface de contact entre la cellule et la presse de chargement. Une faible proportion peut être due à la compression élastique, qui est réversible à la décharge.

Dans la procédure d'essai de consolidation avec utilisation de contre pression, l'échantillon testé est chargé dans un premier temps avec drainage fermé. Durant cette étape des déformations de compression initiale se produisent avant que la consolidation ne commence (par ouverture du drainage). Cela pourrait être du aussi à l'utilisation d'une eau qui n'est pas complètement désaérée.

Cette phase est responsable de la modification (déviation) de la courbe théorique au début de l'incrément de chargement.

Pendant la phase primaire, on remarque une dissipation rapide des pressions interstitielles dans les courbes théoriques. Par contre, les courbes de variation de la pression interstitielle expérimentale montrent au début de la phase primaire une dissipation particulièrement lente de la pression interstitielle. Ce fait n'est pas tout aussi apparent dans les courbes de consolidation (fig. VII 18 & VII 20), ce qui pourrait représenter l'expression du gonflement du sol.

Le potentiel de gonflement important du matériau utilisé (marne plaisancienne) est aussi à prendre en considération. Le programme CONSAX basé sur la théorie de consolidation ne prend pas en compte les caractéristiques de gonflement et de surconsolidation que présente la marne plaisancienne.

La comparaison des résultats expérimentaux et numériques a montré une bonne corrélation dans l'estimation du taux de consolidation. Les courbes de variation de la pressions interstitielle expérimentale ont donné une bonne corrélation bien que la phase initiale montre un décalage. Cependant les valeurs finales de tassements et de pression interstitielles sont identiques. Les courbes de compressibilité expérimentales et numériques sont alors superposées (fig.VII 22 à VII 24).

# CONCLUSION GENERALE

## CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS

L'un des objectifs implicite de ce travail est de tester une nouvelle cellule oedométrique à contre pression, encore au stade de la recherche, dans l'étude de la compressibilité de sols gonflants. Pour ce faire la marne plaisancienne du Sahel d'Alger a été retenue comme matériau d'étude principalement à cause des désordres enregistrés dans les ouvrages construits sur ce type de sol. Pour participer à l'effort visant son identification une synthèse géologique et géotechnique est réalisée.

Les résultats de la composition minéralogique en pourcentage des minéraux argileux rencontrés dans la marne plaisancienne montrent une abondance des inter- stratifiés par rapport aux autres minéraux, ce qui confère ainsi une importante plasticité et un comportement gonflant à ces marnes.

Les marnes plaisanciennes peuvent se présenter sous différents aspects, suite à des modifications par action chimique et mécanique. Ainsi, on a subdivisé ces marnes en trois catégories :- Marne saine - Marne intermédiaire - Marne altérée.

Les limites entre les différentes couches sont très difficiles à cerner, vu que le passage d'un état à un autre se fait graduellement et est variable dans l'espace. On retient que :

- Les argiles marneuses saines et intermédiaires sont de compressibilité moyenne et résistante à la pénétration dynamique.
- Les argiles marneuses altérées sont de haute compressibilité et de faible résistance à la pénétration dynamique.

Les argiles marneuses plaisanciennes montrent un potentiel de gonflement appréciable ( $P_g > 2$  bars) d'ou l'existence de risques de soulèvement du sol.

La courbe de rétention d'eau de la marne plaisancienne montre qu'elle est le siège de succions importantes ( $PF = 4,2$  à  $5$ ) pour des teneurs en eau qui sont aussi importantes, de l'ordre de 15%. Ces résultats confirment le caractère particulièrement gonflant de la marne. L'influence des conditions initiales de teneur en eau et de densité sur les courbes de rétention est aussi clairement mise en évidence.

L'utilisation de cellules oedométriques à contre pression dans le programme expérimental a nécessité l'établissement d'une procédure d'essai propre. Les essais de compressibilité avec application d'une contre pression ont permis par rapport aux procédures classiques le contrôle de l'état de saturation complète de l'échantillon, la mesure des pressions interstitielles développées au cours de la consolidation ainsi que leur dissipation au cours du temps.

Les potentialités de la cellule oedométrique à contre pression a permis l'analyse des caractéristiques de compressibilité et l'analyse de la fiabilité des méthodes de détermination des caractéristiques de consolidation.

On a montré que les valeurs du coefficient de consolidation obtenues par les méthodes de Casagrande et Taylor diffèrent largement l'une par rapport à l'autre. Par contre la moyenne entre les deux méthodes donne de meilleurs résultats dans les corrélations avec la méthode de dissipation des pressions interstitielles.

Une nouvelle méthode de détermination du coefficient de consolidation (méthode du point) est présentée et testée. Les résultats donnés par la méthode du point peuvent être considérés comme une estimation raisonnable du coefficient de consolidation du sol. La méthode montre une corrélation significative avec la méthode de dissipation des pressions interstitielles. Vu la complexité des constructions géométriques utilisées dans les méthodes classiques, la méthode du point peut être considérée très simple d'utilisation, rapide et d'une bonne fiabilité dans l'analyse des vitesses de tassement. Cette méthode mérite d'être vérifiée plus en profondeur en vue de son introduction dans la pratique.

Sur le registre de la compressibilité, il est à noter que l'oedomètre classique et l'oedomètre à contre pression donnent des résultats tout à fait comparables.

Les courbes de compressibilité obtenues avec les oedomètres à contre pression et les oedomètres classiques montrent des déformations de 1 à 4% pour des contraintes effectives maximales de 8 bars. Les branches de déchargement des courbes de compressibilité montrent bien le caractère gonflant des marnes plaisanciennes. Les déformations de gonflement atteignent des valeurs de  $\Delta H/H$  de -7 %.

Le taux de gonflement apparaît deux fois plus important que le taux de compressibilité. La marne plaisancienne est donc beaucoup plus gonflante que compressible ce qui est l'expression normale de sa nature minéralogique et de son caractère surconsolidé.

La mesure de la pression de gonflement par le gonflement libre donne des valeurs importantes par rapport à la méthode du gonflement empêché.

Une attention particulière à ce phénomène de gonflement - tassement est requise lors des études pour les projets de construction sur ces sols.

Dans un autre volet de ce travail, une analyse théorique des résultats expérimentaux est réalisé par le programme CONSAX (développé localement), utilisant la méthode des éléments finis, qui est aussi validé dans cette étude.

Au terme de cette étude les conclusions suivantes s'imposent:

La cellule oedométrique à contre pression a montré beaucoup d'avantages dans l'analyse du comportement réel du sol et l'analyse des pressions interstitielles développées au cours de la consolidation. Cependant les résultats de compressibilité obtenus par les oedomètres classiques sont pratiquement similaires à ceux donnés par la cellule oedométriques à contre pression.

La complexité de la procédure d'essai de l'oedomètre à contre pression requiert une main d'œuvre hautement qualifiée. On a montré dans ce travail que la cellule oedométrique classique, plus facile d'utilisation, présente des résultats tout aussi fiables que l'oedomètre à contre pression.

On propose dans les travaux à venir la confection d'un oedomètre à contre pression plus simple d'utilisation par la modification de l'oedomètre classique M&O en gardant le chargement mécanique et en ajoutant un système d'application de contre pression par le piston et de mesure de pression interstitielle à la base qui est déjà prédisposé par sa forme à une simple modification.

Enfin on peut conclure que pour les essais de routine commerciale, l'oedomètre classique ne risque pas d'être concurrencé, du moins à court terme, par la cellule à contre pression. Il n'en demeure pas moins qu'avec ses potentialités la cellule à contre pression trouvera toute sa place dans la gamme d'essais oedométriques spécifiques (essais de consolidation continue) : à déformation contrôlée, gradient de pression contrôlée...

Ces essais requièrent tout un attirail de chargement asservi et d'acquisition de données automatisés. Avec cette cellule les efforts de recherche seront porteurs seulement dans cette direction. En attendant l'oedomètre classique restera l'appareil d'étude de la compressibilité des sols.

## Références bibliographiques

- [1] Agence Nationale des Ressources Hydrauliques. (A.N.R.H). \_ Rapports d'études hydrogéologique de la région de Dely-Brahim
- [2] Antoine P. - (1992). \_ Problèmes posés par l'instabilité des versants de grande ampleur, aspects géologiques.
- [3] Aym, A., Aym, J.M. & Magne J.-(1954). \_Etudes des terrains néogènes de la cluse de Mazafran (Sahel d'Alger)  
SCGA.Bull.N°1 Fasc.II.
- [4] Barbour, S.L.,(1987). \_ The rôle of physicochemical effects on the behavior of clay soils. Proceedings of the 40th Canadian Geotechnical Conference, Regina, Saskatchewan, 323-342 (1987).
- [5] Barça O. & Bouadma S. (1992) \_ Classification sommaire des marnes du Plaisancien et leur relation avec les instabilités (Région d'Alger). (Mém. d'ingénieur)(I.S.T, USTHB)
- [6] Bishop, A. W. and Eldin, G. (1950). \_ Undrained triaxial tests on saturated sand and their significance in general theory of shear strength. Geotechnique .2:1:13.1
- [7] Bishop, A. W. and Henkel, D. J. (1962). \_ The measurement of soil properties in triaxial test (second edition). Edward Arnold, London.
- [8] Black, D. K. and Lee, K. L. (1973). \_ Saturating laboratory samples by back pressure. J. Soil Mechanics & Foundation Division ASCE, Vol. 99, N°. SM1, Paper 9484, pp75-93.
- [9] Bouzid, F. (1997). \_ Etude de l'aspect physico-chimique des caractéristiques mécaniques d'une argile gonflante : BENTONITE. Thèse de Magister, I.G.C - U.S.T.H.B (Sept,1997).
- [10] BS1377:1975. \_ Methods of test for soils for civil engineering purpose s'. British Standards Institution. London.
- [11] Bulletin de l'association internationale de Géologie de l'ingénieur N°45. (Avril-1992). \_ Les problèmes posés par l'instabilité des versants de grande ampleur - aspects géologiques(9 - 24).
- [12] Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussés. \_ Stabilité de talus N°2 spécial (Mars-1976).
- [13] Cheikhounis.G et Yessad.A (1994). \_ Etude des mouvements de versants dans les marnes plaisanciennes. (Région d'Alger). (Mém. d'ingénieur)(I.S.T, USTHB)
- [14] Cheikhounis, G.& al. (1996). \_ Stabilité de la molasse astienne d'Alger : Cas du glissement d'El ACHOUR, Landslide, senneset (ed). 1996 Balkema, Rotterdam, ISBN 9054108185. Proceedings of the seventh international symposium on Landslides .
- [15] Chen, Y.J. & Yu, P.J., (1995). \_ Pore pressure dissipation features of an unsaturated compacted soil. Unsaturated Soils , Alonso & Delage (eds)c 1995 ISBN (439-445).

- [16] Dalloni M. -(1954). \_Terrains tertiaires supérieurs de l'Algérie et la classification du Néogène méditerranéen.
- [17] Derriche, Z. & Cheikh Iounis, G. (2000). \_Caractérisation géotechnique des marnes plaisancienne du Sahel d'Alger. Conférence Internationale GEO - ENGINEERING 2000 (IGC - USTHB).
- [18] Derriche, Z. & Idhohar, M (2000). \_ Etude de la succion d'un sol compacté par la méthode de Richards et du papier filtre. Conférence Internationale GEO - ENGINEERING 2000 (IGC - USTHB).
- [19] Erol, O. ; Dhowian, A.W. & Youssef, A.F. (1987). \_ Assessment of Oedometer Methods For Heave Prediction. 6th International Conference on expansive Soils. Dec, 1987 - New Delhi - India.
- [20] Fawcett, R.G. & Collis - George (1967). \_ Filter paper method for determining the moisture characteristics of soil. Aust. J. Exp. Agr. Anim. Husb.7, 162-167.
- [21] Ficheur M. -(1896). \_ Aperçu sommaire sur les terrains néogènes du Sahel d'Algérie. Bull. S.O.C. Géol. de France (3eme série).
- [22] Filiat G. -(1981). \_ Pratique des sols de fondations édition de moniteur. Mouvements de versants.
- [23] Fleureau, J.M. ; Taibi, S. ; Soemitro, R. & Indarto (1990)\_Prise en compte de la pression interstitielle négative du sol dans l'estimation du gonflement. Symposium International de Mécanique des Sols de Tlemcen, (Mars 1990).
- [24] Fleureau, J.M. ; Soemitro, R. & Taibi, S (1992)\_ Behavior of an expansive clay related to suction. 7th INTERNATIONAL CONFERENCE ON EXPANSIVE SOILS (173-178)
- [25] Fredlund, D.G. & Hasan, J.U. (1979). \_ One dimensional consolidation theory : unsaturated soils. CAN. GEOTCH.J., 16. 521-531 (1979).
- [26] Frydman, S. & Calabresi, G. (1987). \_ Suggested Standard for One Dimensional Testing. 6th International Conference on expansive Soils. Dec, 1987 - New Delhi - India.
- [27] Glangeaud L.-(1932). \_ Etude géologique de la région littorale de la province d'Alger. Bull. SCGA, Alger 1932, 2eme série.
- [28] Glangeaud L.-(1952). \_ Histoire géologique de la province d'Alger. XIX, Congrè Géologique International, Alger. Monographie régionale 1ère série.
- [29] Habib, S.A. ; Kato, T. & Karube, D.(1995). \_ Suction controlled one dimensional swelling and consolidation behaviour of expansive soil. Unsaturated Soils , Alonso & Delage (eds)c 1995 ISBN (101).
- [30] Hasan, J.U. & Fredlund, D.G. (1980). \_ Pore pressure parameters for unsaturated soils. CAN. GEOTCH.J., 17. 395-404 (1980).

- [31] Head, K.H. ; MA(Cantab),C.ENG, FICE, FGS.(1986)\_ Manual of Soil Laboratory Testing. Volume 3 : Effective Stress Tests. ELE International Limited,. BRITISH LIBRARY CATALOGUING IN PUBLICATION DATA. PENTECH PRESS - LONDON (1986).
- [32] Henry, W. (1802)(1802). Experiments on the quantity of gases absorbed by water at different temperatures and under different pressures. Phil. Trans. Royal Society of London. 1803. Paper III.
- [33] Hwang, C.T., N.R Morgenstern, and D.W. Murray (1971)\_ On solutions of plane strain consolidation problems by Finite Element Methods. Canadian Geotechnical Journal,8, 109.
- [34] Laboratoire national de l'habitat et de la construction (L.N.H.C.).\_ Rapports synthétiques des études de sols ponctuels de la région de Dely –Ibrahim.
- [35] Lamara, M. ; Khenfer, M.M. (1999) \_ L'analyse du problème de consolidation bidimensionnelle à l'aide de la méthode des éléments finis. Conférence Géotechnique Tebessa (1999).
- [36]Lee, K. L. and Black, D. K. (1972) \_ Time to dissolve an air bubble in drain line.J. Soil Mechanics & Foundation Engineering Div. ASCE. Vol. 98. N° SM2. Paper 8728. Pp 181-194.
- [37] Lowe. J. and Johnson. T. C. (1960). \_ Use of back pressure to increase degree of saturation of triaxial test specimens'. ASCE Reaserch Conf. on Shear Strength of Cohesive Soil. Boulder. Colorado, USA, pp 819-836.
- [38] Magnan.J.P et Mestat .P. (1992) \_ Utilisation des éléments finis dans les projets de géotechnique. Annale de l'ITBTP N° 509 , série : sol et fondation.
- [39] Martins.F.F., Martins.J.B., Marques. J.M.M.C. (1994)\_Some results of the coupled consolidation problem obtained with a programme using Finite and Infinite Elements. XIII ICSMFE, New Delhi. India.
- [40] Masrouri, F ; Amraoui, N ; Tisot, J.P. (1995). \_ Influence de l'état initial des sols non saturés sur leur capacité de rétention de l'humidité. XI ARCSMFE, 1995, CAIRO, EGYPT.
- [41] Mesri .G, Rokhsar .A.(1974). \_ Theory of consolidation for clays. Journal of Geotechnical Engineering Division.(p 889-904)
- [42] Nasri. V. et Magnan.J.P (1997)\_ Comportement numérique des éléments finis dans l'analyse des problèmes de consolidation des sols. Bull .LCPC 210.
- [43] Office national de Météorologie (O.N.M).\_ Données météorologiques de la région d'Alger.
- [44] Rowe, P.W. and Barden , (1966). \_ A new consolidation cell. Geotechnique, 16:2:162.
- [45] Rowe, P.W.(1972). - The relevance of soil fabric to site investigation practice. Twelfth Rankie Lecture. Geotechnique, 22:2:195.
- [46] Sandhu, R.S, Willson, E.L, M. ASCE (1969) \_ Finite élément analysis of seepage in élastique media. Journal of the Engineering mechanics division. Proceedings of the American Society of Civil Engineering . pp641-652.

- [47] Sanglèrat, G ; Costtet, J. (1981). \_ Cours pratique de mécanique des sols. Edition Dunod 1981.
- [48] Simons, N. E. and Menzies, B. K. (1977). \_ A Short course in foundation Engineering. Butterworths.
- [49] Soil moisture equipment corp. Operating instructions for the cat. N°160.
- [50] Sridharan ,A & Prakash, K (1993). Methode for the determination of coefficient of consolidation, Geotechnical Testing Journal, 16(1) : 131-134.
- [51] Sridharan ,A & Prakash, K (1998). Determination of coefficient of consolidation : a user friendly approach. GROUND ENGINEERING, BRITISH GEOTECHNICAL SOCIETY. February 1998 (volume 31 , Number 2) : 30-32.
- [52] Sridharan ,A & Jayadeva, M.S. (1982).\_ Double layer theory and compressibility of clay. Geotechnique 32, N°2, 133-134.
- [53] Swarbrick, G.E.S (1995).\_ Measurement of soil suction using the filter paper method. Unsaturated Soils , Alonso & Delage (eds)c 1995 ISBN (653-658).
- [54] Taylor. D.W.(1944). \_ Tenth progress report on shear strength to US engineers. Massachusetts Institute of Technology, USA.
- [55] Terzaghi, k. (1925b). \_ Principles of soil mechanic's. Engineering New Record, Vol. 95.
- [56]Terzaghi, k.; Peck, R. B. (1948). \_ Soil mechanics in engineering practice. Wiley (New York)
- [57]Wissa, A.E. (1969). \_ Pore pressure measurement in saturated stiff soilss'. J. Soil Mechanics and Foudation Division. ASCE. Vol 95; N°SM4, Paper6670, pp 1063-1073.
- [58] Yang H. Huang. \_ Stability Analysis of Earth slopes. UNIVERSITY OF KENTUCKY
- [59] Zerhouni, M.I. (1995). \_ Essais triaxiaux utilisant des psychromètre. Unsaturated Soils , Alonso & Delage (eds)c 1995 ISBN (673-678).
- [60] Zerhouni, M.I. (1991).\_ Méthodes experimentales de mesure et d'imposition de la pression interstitielle négative .Thèse ECP (1991)
- [61] Znidarcic, D. & Schiffman, R. L., (1983).\_ On Terzaghi`s Concept of Consolidation. Technical Notes, University of Colorado (March 1983).

## Liste des figures

- Fig II 1 : Degré de consolidation en fonction du logarithme du facteur temps  $T_v$
- Fig II 2 : Degré de consolidation en fonction de la racine carrée du facteur temps  $T_v$
- Fig II3 : Graphe montrant différentes phases de consolidation par la méthode de Casagrande.
- Fig II4 : Graphe montrant différentes phases de consolidation par la méthode de Taylor.
- Fig II5 : Courbe tassement / temps par la méthode de Casagrande.
- Fig II6 : Courbe tassement / temps par la méthode de Taylor.
- Fig II7 : Procédure de dérivation graphique de la racine carrée du temps théorique.
- Fig II8 : Courbe de compressibilité ( $e / \log P$ ).
- Fig II9 : Détermination du coefficient de compression secondaire  $C_\alpha$
- Fig II10 : Courbe  $e / \log P$  et  $C_v / \log P$ .
- Fig II11 : Charge et décharge dans un essai oedométrique.
- Fig II12 : Effet du remaniement sur la courbe ( $e / \log P$ ) pour les argiles normalement consolidées
- Fig II13 : Effet de la surconsolidation sur la courbe ( $e / \log P$ ).
- Fig II14 : Dérivation du coefficient pour les vases argileuses.
- Fig II15 : Caractéristiques des courbes de consolidation pour les argiles non saturées  
(a) racine carrée du temps, (b) Log-temps
- Fig II16 : Facteurs de corrélation du coefficient de consolidation (BS 1377 : 1975).
- 
- Fig III 1 : Taux de diffusion de l'air dans l'eau sous pression dans les tubes de faible diamètre.
- Fig III 2 : Pression requise pour la saturation d'un sol partiellement saturé initialement.  
Courbe (a) avec application de contre pression ,  
Courbe (b) avec pression de confinement seulement
- fig III 3 : Temps requis pour la saturation sous contre pression appropriée, relié au degré de saturation initial (d'après Black and Lee, 1983).
- Fig III4 : Valeurs typique du coefficient de pression interstitielle  $B$  relié au degré de saturation et à la compacité (d'après Black and Lee, 1973).
- Fig III5 : Les différentes connections de la cellule oedométrique à contre pression avec mesure de pression interstitielle
- Fig III6 : Graphe montrant les variation de la pression interstitielle, contre pression et pression de confinement durant la phase de saturation
- Fig III7 : Coefficient de pression interstitielle  $B$  relié à la pression interstitielle et pression de confinement
- Fig III8 : Représentation de la dissipation de la pression interstitielle
- 
- Fig IV1: Carte géologique d'Alger
- Fig IV2: Carte des pentes du Sahel marneux d'Alger.
- Fig IV3: Températures moyennes mensuelles (O.N.M)
- Fig IN4: Précipitations moyennes mensuelles (A.N.R.H)
- Fig IV5: Coupe géologique montrant la marne plaisancienne surmontée par l'Astien.
- Fig IV6: Contact Astien-Plaisancien à Dely Brahim
- Fig IV7: Contact Astien-Plaisancien à Ouled Fayet.
- Fig IV8: Recouvrement des marnes plaisanciennes par le Quaternaire "Dely Brahim".
- Fig IV9: Fuseau granulométrique de la marne plaisancienne.

Fig IV10: Diagramme de classification de Casagrande (A.S.T.M).

Fig IV11: Profil géotechnique des marnes du Plaisancien

Fig V1: Cellule de Richards avec la céramique et les échantillons.

Fig V2: Courbes d'étalonnage du papier filtre Whatman N°42

Fig V3: Courbe de succion de la marne plaisancienne (papier Whatman N°42).

Fig V4: Relation entre teneur en eau (W%) et degré de saturation Sr.

Fig V5: Relation entre degré de saturation et PF

Fig V6: Mesure de la succion au papier filtre Whatman N°42

Fig V7: Courbes d'adsorption pour les différents échantillons

Fig V8: Variation de la teneur en eau en fonction de la pression d'air appliquée dans la cellule.

Fig V9: Relation entre la teneur en eau et le degré de saturation.

Fig V10: Relation entre le degré de saturation moyen et la succion.

Fig V11: Courbe moyenne d'adsorption de la marne plaisancienne par la méthode de surpression d'air

Fig V12: Courbe de succion de la marne plaisancienne (méthode du papier filtre et surpression d'air)

Fig VI1 : Relation entre la teneur en eau et la densité sèche

Fig VI2 : Diagramme de classification de Casagrande ( ASTM)

Fig VI3 : Courbes de consolidation classiques et à contre pression

Fig VI4 : Courbes de consolidation classiques et à contre pression

Fig VI5 : Variation des pression interstitielles en fonction du temps

Fig VI6 : Pourcentage de dissipation de la pression interstitielle (U%) en fonction du Log de temps  
Pour différents paliers de chargement

Fig VI7 : Relation entre  $c_v$  (U%) et les autres méthodes de détermination du  $c_v$ .

Fig VI8 : Relation entre différentes méthodes de détermination de  $c_v$ .

Fig VI9 : Courbes de compressibilité obtenues par les deux types d'oedomètres.

Fig VI10 : Relation entre  $C_c$  et  $\gamma_d$ .

Fig VI11 : Relation entre WL et  $C_c$ .

Fig VI12 : Relation entre  $C_c$  et le degré de surconsolidation  $P_o/P_c$ .

Fig VI13 : Variation de l'excès de pression interstitielle et du gonflement en fonction Log (t).

Fig VI14 : Courbe de gonflement libre.

Fig VI15 : Essai de gonflement libre + chargement.

Fig VII1 : Les étapes essentielles dans l'analyse d'un problème physique à l'aide de la méthode des éléments finis (MEF).

Fig VII2 : Blocs fonctionnels du programme CONSAX .

Fig VII3 : Organigramme principal du programme CONSAX.

Fig VII4 : Maillage en éléments finis d'une colonne de sol.

Fig VII5 : Variation de la surpression interstitielle en fonction de la profondeur (t=1s).

Fig VII6 : Variation de la surpression interstitielle en fonction de la profondeur (t=63s).

Fig VII7 : Variation de la surpression interstitielle en fonction de la profondeur (t=8288303s).

Fig VII8: Variation du rapport de surpression interstitielle en fonction du facteur temps  $T_v$ .

Fig VII9 : variation du tassement de la surface en fonction du facteur temps  $T_v$ .

Fig VII10 : Modélisation d'une couche homogène (en élément finis) soumise à une charge uniformément répartie au milieu.

Fig VII11: Distribution de ( $\Delta u$ ) en fonction du temps et de la profondeur  
( au milieu de la charge (Axe vertical VI-VI)) .

- Fig VII12 : Variation de  $\Delta u/q$  sur l'axe horizontal (B-B) situé à 3m de profondeur.
- Fig VII13 : Variation de  $(\Delta u)$  en fonction du rapport de perméabilité  $k_h/k_v$  5 pour  $t=1$  jours et  $x=7$ m).
- Fig 14 : Déplacement final de la surface en fonction du module d'élasticité (E).
- Fig VII15 : Déplacement final de la surface pour différentes valeurs du coefficient de Poisson ( $\nu$ )
- Fig VII16 : Maillage en éléments finis d'un essai oedométrique.
- Fig VII17 : Variation de l'excès de pression interstitielle en fonction du Log (t) (Essai I)
- Fig VII18 : Variation des tassements en fonction du temps (Essai I).
- Fig VII19 : Variation des tassements en fonction du temps (Essai II).
- Fig VII20 : Variation de l'excès de pression interstitielle en fonction du Log (t) (Essai II)
- Fig VII21 : Variation des tassements en fonction du temps (Essai III).
- Fig VII22 : Courbes de compressibilité essai I (Exp + Num).
- Fig VII23 : Courbes de compressibilité essai II (Exp + Num).
- Fig VII24 : Courbes de compressibilité essai III (Exp + Num).

## Liste des tableau

Tableau II1: Facteurs temps théorique pour la consolidation unidimensionnelle  
(d'après Leonard, 1962)

Tableau II2: Ordre de grandeur des valeurs du coefficients de consolidation et de l'indice de compression pour les sols inorganiques (D'après Lambe et Whitman, 1979)

Tableau II3: Quelques valeurs typiques du coefficient de compressibilité volumique

Tableau II4: Valeurs typiques de  $C_v$  ( D'après Lambe & Whitman, 1979).

Tableau III1: Pression interstitielles théoriques pour la saturation

Tableau III2: Valeurs de B pour des types de sols proches de la saturation complète  
(D'après Black & Lee, 1973)

Tableau IV1: Caractéristiques physiques et mécaniques de la fraction argileuse

Tableau IV2: Composition minéralogique en pourcentage de la marne plaisancienne

Tableau IV3: Caractéristiques géotechniques de la marne saine

Tableau IV4: Caractéristiques géotechniques de la marne intermédiaire

Tableau IV5: Caractéristiques géotechniques de la marne altérée.

Tableau V1: Caractéristiques géotechniques moyennes.

Tableau VI1: Caractéristiques géotechniques physiques

Tableau VI2: Caractéristiques mécaniques

Tableau VII1: Caractéristiques du maillage et du sol

Tableau VII2: Caractéristiques géotechniques

Tableau VII3: Caractéristiques géotechniques



## NOTE DE CALCUL

Les calculs sont résumés sous forme d'équations, groupées sous les deux principaux aspects de l'essai, i.e. les conditions initiales; les conditions finales ; paramètres de chaque incrément de charge.

### CONDITIONS INITIALES

section de l'échantillon	$A = \pi D^2/4$	(mm <sup>2</sup> )
volume initial	$V_0 = AH_0/1000$	(cm <sup>3</sup> )
masse initiale	$m = m_1 - (m_r + m_t)$	(gr)
masse sèche	$m_s = m_3 - (m_r + m_t)$	(gr)
teneur en eau	$w_0 = (m - m_s / m_s)100$	(%)
densité	$\gamma_h = m / V_0$	(Mg/m <sup>3</sup> )
densité sèche	$\gamma_d = 100\gamma_h / (100 + w_0)$	(Mg/m <sup>3</sup> )
indice des vides	$e_0 = (\gamma_s / \gamma_d) - 1$	
degré de saturation	$S_0 = (w_0\gamma_s / e_0)$	(%)
facteur de variation de l'indice des vides	$F = (1 + e) / H$	(mm <sup>-1</sup> )

### CONDITIONS FINALES

masse	$m_f = m_2 - (m_r + m_t)$	(gr)
teneur en eau	$w_f = (m_f - m_s)100 / m_s$	(%)
hauteur de l'échantillon	$H_f = H_0 - (\Delta H)_f$	(mm)
densité	$\gamma_{hf} = (m_f / AH_f)1000$	(Mg/m <sup>3</sup> )
densité sèche	$\gamma_{df} = \gamma_{hf}(100/100 + w_f)$	(Mg/m <sup>3</sup> )
indice des vides	$e_f = (\gamma_s / \gamma_{df}) - 1$ Où $e_f = e_0 - (\Delta e)_f$	
degré de saturation (souvent donne un peu plus que 100%)	$S_f = (w_f\gamma_s / e_f)$	(%)

### LA FIN DE CHAQUE PALIER DE CHARGEMENT.

Du tassement total observé à la fin d'un incrément de charge donné doit être soustraites les corrections cumulatives de la déformation de l'appareil notée  $\Delta a$  pour obtenir la compression nette de l'échantillon  $\Delta H$ .

Variation de l'indice des vides (cumulé) :	$\Delta e = F \Delta H$
indice des vides après un incrément :	$e = e_0 - \Delta e$
variation d'indice des vides durant un incrément :	$\delta e = e_1 - e_2$

coefficient de compressibilité volumique pour un incrément :

$$m_v = (\delta e / \delta p)(1000 / (1+e_1))$$

coefficient de consolidation durant un incrément :

$$c_v = \frac{0.026H^2}{t_{50}} \text{ (m}^2\text{/an)}$$

coefficient de perméabilité sous charge donnée

$$k = (c_v m_v) 0.31 * 10^{-9} \text{ (m/s)}$$

(si ce dernier est calculé, il doit être reporté comme une perméabilité calculée sous un état de contrainte).

Coefficient de compression secondaire durant la phase de compression secondaire d'un incrément :

$$C\alpha = (\Delta H)_s / H_o$$

Les indices des vides sont calculés pour le déchargement de la même manière que le chargement. Les calculs de  $m_v$ ,  $C_v$ , et  $k$  sont fait seulement pour les paliers de chargement .

TRACE DE LA COURBE (e/logP)

Le tracé du graphe e/logP pour les paliers de charges et décharges est montré dans la figure (II10).

Les valeurs de  $c_v$  peuvent aussi être tracées en log (P) de la même manière que le graphe e/logP.

Les valeurs de  $c_v$  peuvent alternativement être tracées à mi - chemin entre chaque valeur de pression, parce que  $c_v$  et  $m_v$  sont liés à l'augmentation d'une charge à la suivante. Dans la figure(II10), les valeurs de  $c_v$  et  $m_v$  sont des valeurs de laboratoire, elles peuvent ne pas être directement applicable au calculs de tassements.

## NOTE DE CALCUL

Les calculs sont résumés sous forme d'équations, groupées sous les deux principaux aspects de l'essai, i.e. les conditions initiales; les conditions finales ; paramètres de chaque incrément de charge.

### CONDITIONS INITIALES

section de l'échantillon	$A = \pi D^2/4$	(mm <sup>2</sup> )
volume initial	$V_0 = AH_0/1000$	(cm <sup>3</sup> )
masse initiale	$m = m_1 - (m_r + m_t)$	(gr)
masse sèche	$m_s = m_3 - (m_r + m_t)$	(gr)
teneur en eau	$w_0 = (m - m_s / m_s)100$	(%)
densité	$\gamma_h = m / V_0$	(Mg/m <sup>3</sup> )
densité sèche	$\gamma_d = 100\gamma_h / (100 + w_0)$	(Mg/m <sup>3</sup> )
indice des vides	$e_0 = (\gamma_s / \gamma_d) - 1$	
degré de saturation	$S_0 = (w_0\gamma_s / e_0)$	(%)
facteur de variation de l'indice des vides	$F = (1 + e) / H$	(mm <sup>-1</sup> )

### CONDITIONS FINALES

masse	$m_f = m_2 - (m_r + m_t)$	(gr)
teneur en eau	$w_f = (m_f - m_s)100 / m_s$	(%)
hauteur de l'échantillon	$H_f = H_0 - (\Delta H)_f$	(mm)
densité	$\gamma_{h_f} = (m_f / AH_f)1000$	(Mg/m <sup>3</sup> )
densité sèche	$\gamma_{d_f} = \gamma_{h_f}(100/100 + w_f)$	(Mg/m <sup>3</sup> )
indice des vides	$e_f = (\gamma_s / \gamma_{d_f}) - 1$ Où $e_f = e_0 - (\Delta e)_f$	
degré de saturation (souvent donne un peu plus que 100%)	$S_f = (w_f\gamma_s / e_f)$	(%)

### LA FIN DE CHAQUE PALIER DE CHARGEMENT.

Du tassement total observé à la fin d'un incrément de charge donné doit être soustraites les corrections cumulatives de la déformation de l'appareil notée  $\Delta a$  pour obtenir la compression nette de l'échantillon  $\Delta H$ .

Variation de l'indice des vides (cumulé) :	$\Delta e = F \Delta H$
indice des vides après un incrément :	$e = e_0 - \Delta e$
variation d'indice des vides durant un incrément :	$\delta e = e_1 - e_2$

coefficient de compressibilité volumique pour un incrément :

$$m_v = (\delta e / \delta p)(1000 / (1+e_1))$$

coefficient de consolidation durant un incrément :

$$c_v = \frac{0.026H^2}{t50} \text{ (m}^2\text{/an)}$$

coefficient de perméabilité sous charge donnée

$$k = (c_v m_v) 0.31 * 10^{-9} \text{ (m/s)}$$

(si ce dernier est calculé, il doit être reporté comme une perméabilité calculée sous un état de contrainte).

Coefficient de compression secondaire durant la phase de compression secondaire d'un incrément :

$$C\alpha = (\Delta H)_s / H_o$$

Les indices des vides sont calculés pour le déchargement de la même manière que le chargement. Les calculs de  $m_v$ ,  $C_v$ , et  $k$  sont fait seulement pour les paliers de chargement .

TRACE DE LA COURBE (e/logP)

Le tracé du graphe e/logP pour les paliers de charges et décharges est montré dans la figure (II10).

Les valeurs de  $c_v$  peuvent aussi être tracées en log (P) de la même manière que le graphe e/logP.

Les valeurs de  $c_v$  peuvent alternativement être tracées à mi - chemin entre chaque valeur de pression, parce que  $c_v$  et  $m_v$  sont liés à l'augmentation d'une charge à la suivante. Dans la figure(II10), les valeurs de  $c_v$  et  $m_v$  sont des valeurs de laboratoire, elles peuvent ne pas être directement applicable au calculs de tassements.

## 1) INTRODUCTION

Le caractère gonflant de la marne plaisancienne expression normale de sa nature minéralogique (interstratifiés tels que illite - Montmorillonite), peut être corrélé aux pressions capillaires (suction) que peuvent développer ces marnes.

En effet des études ont montré que ces pressions peuvent servir d'indicateur efficace pour la prévision du potentiel de gonflement de ces sols. Les conditions d'humidité constituent l'un des principaux facteurs conditionnant le comportement du sol, car l'humidité détermine les propriétés les plus importantes : le développement de la pression négative (suction), la compressibilité, la résistance au cisaillement, l'aptitude au compactage, le comportement pendant les sollicitations statiques prolongées ou les sollicitations dynamiques, etc. [ ]

Deux types d'informations sont généralement nécessaires dans l'étude de la suction des sols : la quantité d'eau contenue dans un sol et son état énergétique (c'est à dire la teneur en eau et la suction de l'eau du sol). Ces deux paramètres sont interdépendants et leur présentation sous forme d'une relation suction en fonction de la teneur en eau ( $PF = f(w\%)$ ) est appelée « courbe de rétention de l'eau du sol ».

Dans un sol non saturé, comme dans un sol saturé, le volume du sol peut varier si l'on soumet l'eau contenue dans l'échantillon à une tension, ou pression négative. En l'absence de contrainte mécanique, c'est la pression négative (suction) qui est le paramètre déterminant des mouvements d'eau dans l'espace poral. De nombreuses études expérimentales ont été effectuées pour tenter de relier l'état de compacité ou d'humidité du sol à la pression interstitielle négative (CRONEY, 1960 ; COLEMAN, 1961 ; VERBRUGGE, 1974 ; TESSIER, 1975 ; DANIEL, 1983 ; BIAREZ, 1988).

Le caractère gonflant d'une argile est lié en premier lieu à la présence de minéraux, tels que la montmorillonite, susceptibles d'absorber un nombre important de molécules d'eau. D'autres facteurs tels que la structure du sol, sa densité, sa teneur en eau initiale (non saturation) peuvent affecter de manière significative la pression de gonflement ou la déformation de ces argiles (HOLTZ, 1956).

La mécanique des sols saturés peut être étendue au cas d'un sol non saturé. Deux variables sont nécessaires pour décrire l'état de contrainte d'un sol non saturé, soit  $(\sigma - u_a)$  et  $(u_a - u_w)$ . Il y a transition continue du cas non saturé au cas saturé puisque la pression de l'air dans les pores devient égale à la pression de l'eau interstitielle lorsque le degré de saturation approche 100%. Par conséquent la suction  $(u_a - u_w)$  devient nulle et on peut remplacer alors  $u_a$  par la pression interstitielle  $u_w$  (FREDLUND, 1978).

Les méthodes expérimentales de laboratoire se rapportant à l'étude des sols non saturés font appel à diverses techniques, parfois importées d'autres domaines de recherche (pédologie, météorologie, médecine etc.).

Les méthodes les plus courantes peuvent être divisées en deux catégories : les méthodes qui opèrent par imposition d'une pression capillaire  $(u_a - u_w)$ , ou par mesure de la pression capillaire.

De plus, ces méthodes peuvent être directes c'est à dire mesurer directement les pressions interstitielles de l'air et de l'eau (ex : tensiomètre, translation d'axe) ou bien indirectes c'est à

dire qu'elles mesurent un autre paramètre qui est relié à la pression capillaire (ex : papier filtre, psychromètre).

## 2) METHODES UTILISEES POUR LA DETERMINATION DE LA SUCCION

Dans ce travail, on a utilisé une méthode d'imposition de pression capillaire ( $u_a - u_w$ ) à l'aide de l'appareil de Richards (méthode à surpression d'air) et une deuxième méthode de mesure indirecte qui utilise le papier filtre.

### 2.1) Méthode à surpression d'air (appareil de Richards).

Dans cette méthode, la pression capillaire ( $u_a - u_w$ ) est imposée en maintenant la pression de l'eau  $u_w$  à la pression atmosphérique alors que la pression de l'air  $u_a$  est augmentée.

L'appareil de Richards est constitué d'une cellule à l'intérieur de laquelle on dispose une plaque en céramique poreuse avec un diaphragme en néoprène. La plaque en céramique a la caractéristique de laisser passer l'eau mais empêche l'air de passer (fig.1), du moins jusqu'à un seuil de pression appelé pression d'entrée d'air (air entry pressure).

Plusieurs échantillons peuvent être posés sur la plaque à l'intérieur de la cellule. Les échantillons à tester et la céramique sont saturés pendant au moins 24 heures avant d'être utilisés dans la cellule de Richards. Deux types de cellules et de céramiques sont utilisés en fonction des pressions d'air exercées :

- pour les faibles pressions on a utilisé une céramique d'une portée de 1.3 bars et un extracteur (cellule) de 5 bars,
- pour les grandes pressions on a utilisé une céramique de 15 bars et un extracteur de 15 bars.

Des incréments de pressions sont appliqués graduellement par paliers maintenus 24 ou 48 heures. Les pressions d'airs utilisées sont respectivement de : PF= 1.6, PF= 1.9, PF= 2.5, PF= 3, et PF= 4.2.

---

PF : (Potentiel of Free Energy ) représente le logarithme décimal de la charge de pression négative (tension ou succion) exprimé en centimètres de colonne d'eau.

A la fin de chaque palier de pression, on mesure le poids de chaque échantillon avec une balance de précision au 1/1000g ; puis on remet les échantillons dans la cellule pour appliquer la pression suivante.

A la fin du dernier palier, on réalise une dernière pesée et on mesure la teneur en eau des échantillons. Cette opération permettra de déterminer les différentes teneur en eau pour chaque palier de pression d'air. La relation  $PF = f(w\%)$  donne la courbe d'adsorption caractéristique du matériau utilisé.

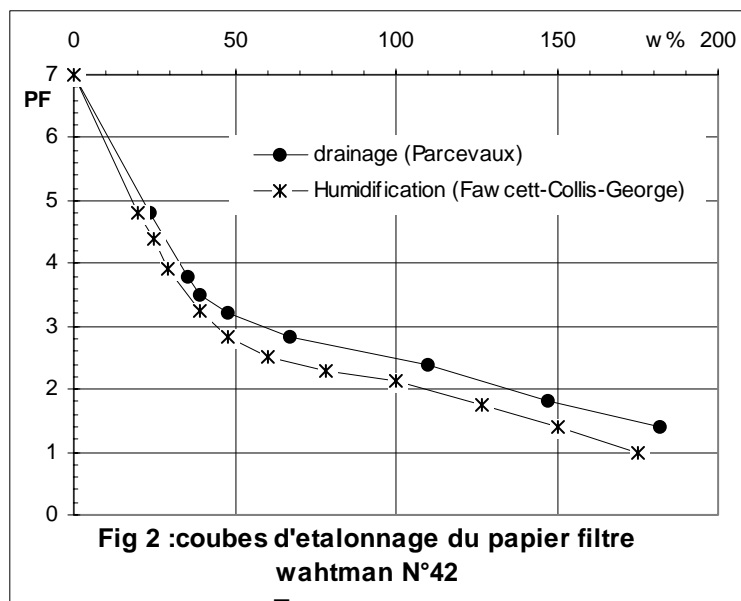
**2.2) Méthode du papier filtre**

Cette méthode de mesure de la succion du sol fut utilisée et proposée pour la première fois par Gardner (1937). Plus tard d'autres chercheurs l'ont développé et approuvé, Fawcett & Colis George (1967), McQueen & Miller (1968), El Khalaf & Hanks (1974), Hamblin (1981), Chandler & Gutierrez (1986), Houston & al (1994). Actuellement , cette méthode est adoptée et normalisée par plusieurs classifications officielles ( D.R.M (1980), A.S.T.M (1992)).

C'est une méthode indirecte de mesure de la pression, son principe repose sur la mesure de la teneur en eau d'un échantillon de papier filtre en équilibre avec l'échantillon de sol dont on veut déterminer la pression négative de l'eau interstitielle.

La méthode de mesure utilisant le papier filtre est très simple d'utilisation mais nécessite une balance de précision (1/1000g). En effet si on connaît la relation entre la pression interstitielle négative de l'eau et la teneur en eau du papier filtre, on peut déterminer la pression interstitielle négative de l'eau du sol en contact avec le papier filtre, en mesurant sa teneur en eau.

Le papier filtre utilisé dans ce travail est du type WHATMAN N°42. Son étalonnage est obtenu en mesurant sa teneur en eau après lui avoir imposé une pression interstitielle négative connue. La courbe d'étalonnage utilisée est représentée sur la figure 2. Elle empruntée à la littérature.



Le papier, comme les autres matériaux hydrophiles, présente aussi une hystérésis qui indique une dépendance du comportement au chemin de pression interstitielle suivi, drainage ou humidification. La différence entre ces deux chemins est bien mise en évidence dans la courbe obtenue par PARCEVAUX et celles obtenues par FAWCETT & COLLIS-GEORGE et ZERHOUNI (1991).

### **2.2.1) Procédure de l'essai (ASTM, 1992).**

L'essai consiste à loger au sein d'un échantillon de sol une liasse d'au moins trois morceaux de papier filtre sec et laisser s'établir l'équilibre pendant environ une semaine (07 jours). La mesure de la teneur en eau sera réalisée uniquement sur le morceau central, les autres servant à éviter sa pollution par le sol. A l'aide de la teneur en eau finale du morceau central et de la courbe d'étalonnage (drainage ou humidification), on fait une projection sur la courbe d'étalonnage pour obtenir la pression correspondante (suction de l'échantillon à la teneur en eau de référence).

On parle de drainage lorsque la teneur en eau finale du papier filtre est inférieure à sa teneur en eau initiale. Par contre, on parle d'humidification lorsque la teneur en eau finale est supérieure à sa teneur en eau initiale.

Les échantillons de sols testés sont découpés sous forme de cubes de 3cm d'arête qu'on divise en deux pour loger entre les deux parties la liasse de papier filtre de même dimension (3x3cm). Les trois papier filtres sont trempés auparavant dans une solution de chlorure de mercure ( $HgCl_2$ ) à 5‰ pour éviter toute décomposition au contact du sol et ils sont séchés dans l'étuve pendant 2 heures à 105°C°.

L'échantillon et le papier filtre sont soigneusement pesés avant d'être assemblés. Seul le papier central sera utilisé pour la mesure de la teneur en eau. Les deux autres papiers en contact avec l'échantillon servent uniquement à protéger le papier central d'une éventuelle pollution par le sol. On utilise ainsi une double protection :

- le chlorure de mercure est prévue pour arrêter toute agression chimique du papier par le sol,
- les deux papiers protège le papier central de toute adhésion de particules de sol à ses surfaces.

L'ensemble échantillon - papiers filtre est ensuite soigneusement emballé dans une feuille de papier aluminium et le tout est scellé par un ruban adhésif. Les échantillons sont alors conservés à une température ambiante de 20 à 22°C environ. Au bout de 21 jours, l'échantillon et le papier filtre central sont déballés et rapidement pesés pour qu'il n'y ait pas de perte d'eau, puis leur teneurs en eau sont mesurées conformément à la pratique courante.

## **3) PRESENTATION DES RESULTATS ET INTERPRETATION**

Le matériau utilisé est une marne d'âge Plaisancien prélevée dans le Sahel d'Alger. Sa nature minéralogique et ces caractéristiques géotechniques moyennes sont présentées dans les chapitres précédents. Néanmoins une identification des caractéristiques physiques de la carotte utilisée est présentée dans le tableau 1 .

Tableau N°1 : Caractéristiques géotechniques moyennes

	caractéristiques géotechniques	Min-Max	Nom bre d'éch
Teneur en eau w (%)	0,187	14,8 - 26,3	6
Densité humide $\gamma_h$	2,083	1,95 - 2,2	6
densité sèche $\gamma_d$	1,758	1,54 - 18,83	6
Teneur en eau $w_{sat}$	0,201	16,1 - 27,7	6
Degré de saturation $S_r$ %	93,123	85,05 - 100	6
Limite de liquidité $W_l$	46,250	43,5 - 49	6
Limite de plasticité $W_p$	23,025	22,84 - 23,21	6
Indice de plasticité $I_p$	23,226	20,66 - 25,79	6

### 3.1) Résultats de mesure de la succion par la méthode du papier filtre (WHATMAN N°42)

Les résultats de mesure de succion obtenus par la méthode du papier filtre Whatman N° 42 sont montrés dans les figures (3, 4, 5).

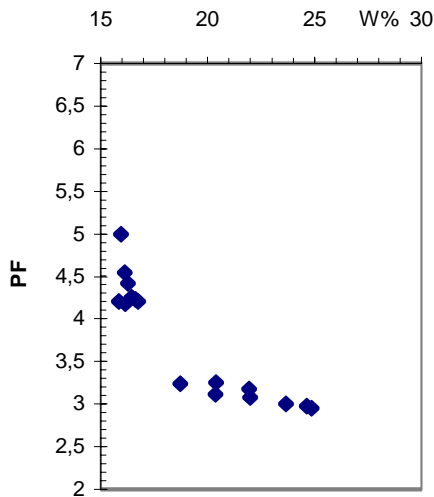


Fig 3 : Courbe de succion de la marne plaisancienne (papier Whatman N°42)

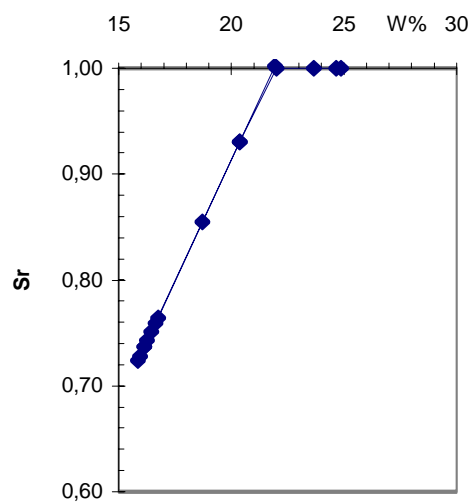
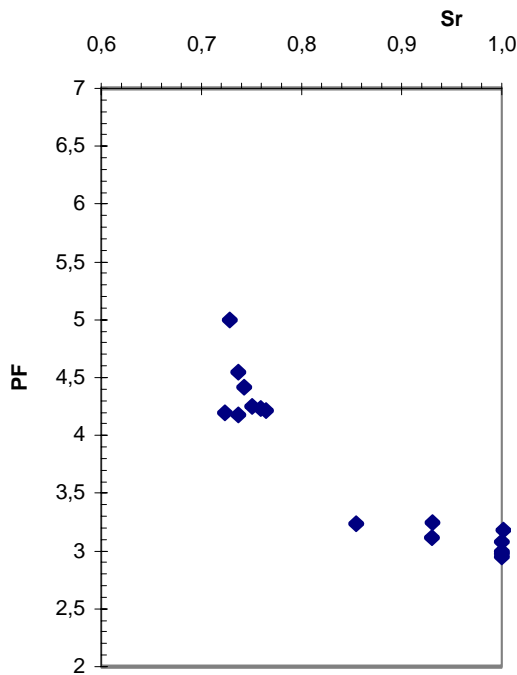


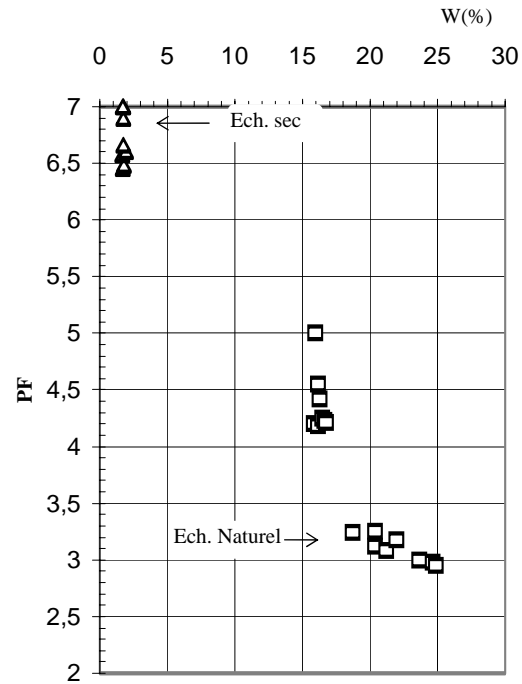
Fig 4: Relation entre teneur en eau (W%) et degré de saturation  $S_r$

La figure 3 représente la teneur en eau de l'échantillon en fonction du potentiel d'eau en PF. Les succions (PF) sont obtenues par la courbe d'étalonnage du papier whatman N°42 donnée dans la figure 2.

La relation linéaire entre la teneur en eau de l'échantillon et son degré de saturation (fig.4) a permis de relier le degré de saturation au potentiel d'eau (PF). Les figures (3 et 5) montrent la similitude des courbes obtenues de PF en fonction de la teneur en eau ou du degré de saturation.



**Fig 5 : Relation degré de saturation Sr et PF**



**Fig 6: mesures de succion au papier filtre N°42**

Les résultats montrent que les échantillons de marne intacts (teneur en eau naturelle) présentent un potentiel d'eau PF compris entre PF=2.8 et 5.2 pour des teneur en eau allant de 15 à 25% . Par contre, les essais réalisés sur des échantillons séchés à l'étuve pendant 24 heures et laisser à l'air libre (température du laboratoire 20 à 22 °C) pendant 24 heures avant qu'ils soient soumis à l'essai donnent des potentiels d'eau élevés allant de PF=6.45 à 7, pour des teneur en eau très faibles inférieures à 2 %.(fig.6).

la méthode du papier filtre permet de mesurer la succion sur une fourchette de pressions importante surtout pour des valeurs de teneur en eau et de degré de saturation très faibles (fig.6).

### 3.2) Résultats de mesure de la succion par la méthode de surpression d'air (Cellule de Richards)

La mesure de succion de la marne plaisancienne par la cellule de Richards est réalisée sur un nombre de six échantillons. Pour chaque échantillon on obtient une courbe de rétention d'eau (PF en fonction de la teneur en eau de l'échantillon mesurée à chaque fin de palier de pression (fig.7) ).

Les résultats montrent que les différents échantillons de marne (état initial saturé) présentent un potentiel d'eau PF compris entre PF= 1.6 et PF=4.2 pour des teneur en eau allant de 17 à 30 % . On présente dans les figures 7 et 8 les courbes de rétention obtenues pour les six échantillons testés.

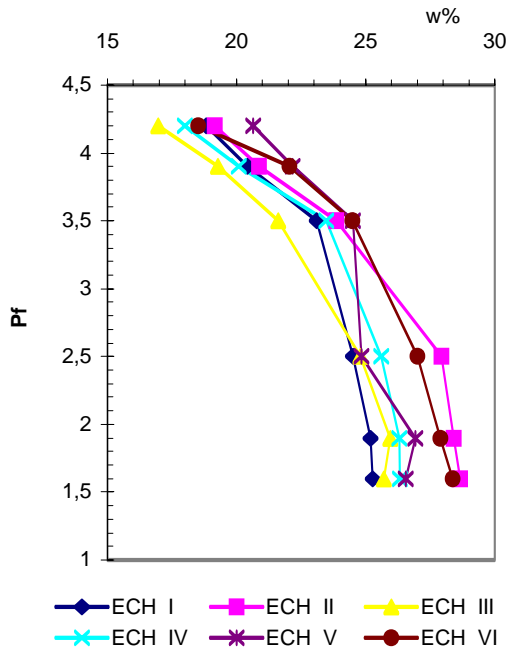


Fig 7: Courbes d'adsorption pour les différents échantillons

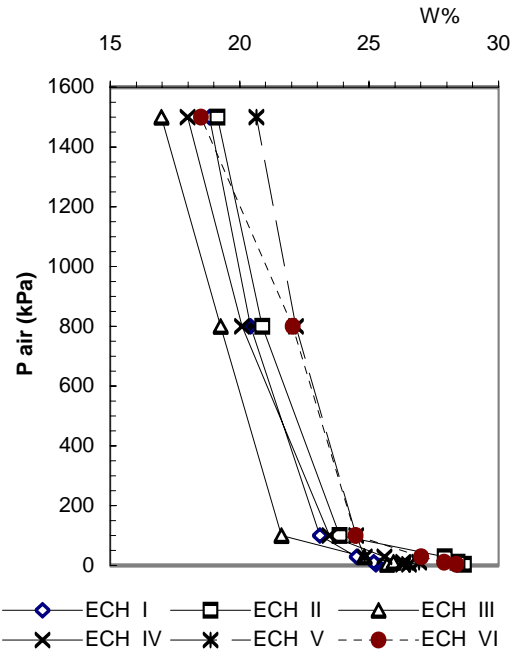


Fig 8: Variation de la teneur en eau en fonction de la pression d'air appliquée dans la cellule

La relation entre la teneur en eau et le degré de saturation est représentée dans la figure 9. La variation du potentiel d'eau (PF) en fonction du degré de saturation est aussi représentée dans la figure 10.

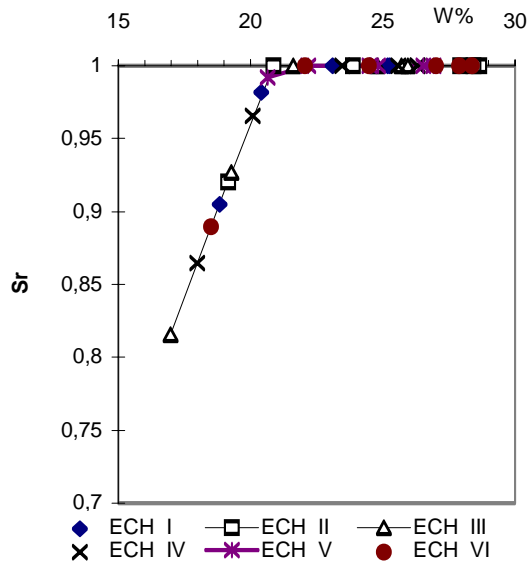


Fig 9: Relation en la teneur en eau et le degré de saturation

Erreur! Objet incorporé incorrect.

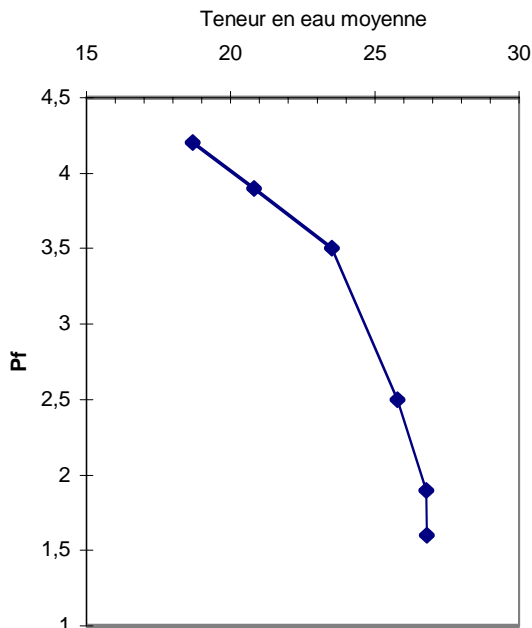


Fig 11: courbe moyenne d'adsorption de la marne plaisancienne par la méthode de surpression d'air

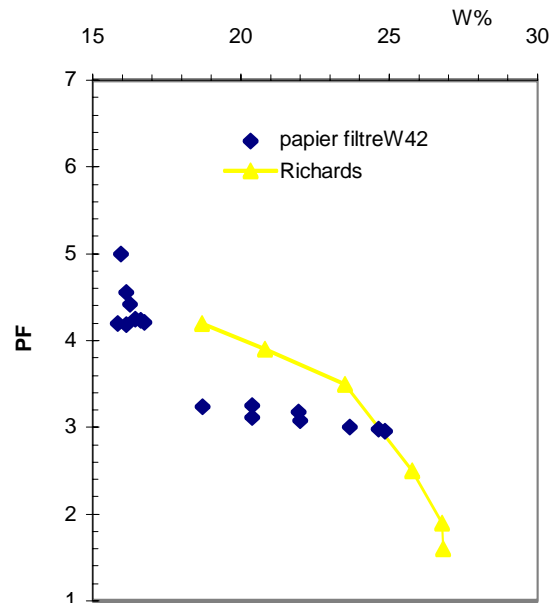


Fig12: Courbe de succion de la marne plaisancienne (méthode du papier filtre et surpression d'air)

La courbe de rétention moyenne de la marne plaisancienne obtenue par la méthode de surpression d'air (cellule de Richards) est donnée dans la figure 11.

La cellule de Richards disponible dans le laboratoire du département de Génie civil (USTHB) permet une pression maximale de 1500 kPa (PF= 4.2) , ce qui a empêché d'obtenir des mesures de succion pour des teneurs en eau inférieures à 15 %. La méthode permet de tester des échantillons de marne saturée à l'état initial.

D'un autre côté, la méthode du papier filtre permet la mesure d'une gamme de pression plus importante ( PF=0 à PF= 7) en comparaison à la méthode à surpression d'air (PF=1.6 à PF=4.2). Les résultats de la figure 12 montrent que la méthode à surpression d'air (cellule de Richards) donne des potentiels d'eau plus élevés que ceux obtenus avec le papier filtre pour les mêmes états d'humidité. L'influence de l'état initial du sol sur la courbe de rétention a été étudiée par Masroui et al (1995). Ces derniers ont trouvé que durant le drainage, l'énergie dépensée tend, en plus de la réduction de la teneur en eau, à réarranger les particules solides du sol pour rendre la structure plus compacte. Cette dernière composante est très importante lorsque le sol est lâche et donc cette énergie qui le draine et le densifie est plus grande que celle utilisée pour un sol déjà dense et compact.

Dans la courbe obtenue avec l'appareil de Richards, on observe que dans l'intervalle des faibles succions, les éprouvettes perdent peu d'eau et que le sol reste saturé car la perte d'eau est compensée par une diminution du volume en drainage et le degré de saturation reste constant (fig.10).

Pour les moyennes et fortes succions (courbe de drainage) la pente diminue. Le point où la courbe change de pente est appelé point d'entrée d'air, c'est le point à partir duquel le sol commence à se désaturer. Au delà du point d'entrée d'air, on note une variation relativement forte de la teneur en eau.

Les résultats obtenus par les deux méthodes expérimentales de mesure de succion figure (12) montrent que la marne plaisancienne est le siège de succions importantes ( $PF = 4,2$  à  $5$ ) pour des teneurs en eau de l'ordre de 15%. Ces résultats confirment le caractère gonflant de la marne.

## **SOMMAIRE**

### 1) INTRODUCTION

### 2) METHODES DE DETERMINATION DE LA SUCCION

- 2.1) Méthode à surpression d'air (appareil de Richards).
- 2.2) Méthode du papier filtre

### 3) PRESENTATION DES RESULTATS ET INTERPRETATION

- 3.1)** Résultats de mesure de la succion par la méthode du papier filtre  
(WHATMAN N°42)
- 3.2)** Résultats de mesure de la succion par la méthode de surpression d'air  
(Cellule de Richards)