

N° d'ordre



# THÈSE

présentée à

L'UNIVERSITE SCIENTIFIQUE ET MEDICALE  
DE GRENOBLE

pour obtenir le titre de  
DOCTEUR-INGENIEUR

par

**Michel VAUCLIN**  
Ingénieur E. I. H.

SUJET

**Effets dynamiques sur la relation  
succion-teneur en eau  
lors d'écoulements en milieu non saturé**

Soutenue le 22 Décembre 1971 devant la Commission d'Examen

M. L. SANTON

Président

M. A. CRAYA

M. N. COLLIS-GEORGE

M. G. VACHAUD

Examineurs

GRENOBLE

AVANT-PROPOS

*Les travaux qui font l'objet de ce mémoire ont été accomplis aux Laboratoires de Mécanique des Fluides de l'Université Scientifique et Médicale de Grenoble, section Milieux Poreux non Saturés, du Groupe Hydrologie.*

*Monsieur le Professeur L. SANTON a accordé à nos travaux un intérêt constant et nous a fait l'honneur d'accepter la présidence du Jury, qu'il trouve ici l'expression de notre profonde gratitude.*

*Monsieur le Professeur A. CRAYA a bien voulu accepter de faire partie du Jury, malgré ses occupations absorbantes. Nous le remercions très sincèrement.*

*Nous avons l'agréable devoir d'adresser notre très cordiale reconnaissance à Monsieur G. VACHAUD qui a su nous faire bénéficier de sa longue et enrichissante expérience. Son aide amicale et bienveillante nous a été très précieuse. Nous lui devons beaucoup.*

*Nous voulons également remercier Monsieur le Professeur N. COLLIS-GEORGE qui a accepté de faire partie du Jury de cette thèse.*

*La collaboration scientifique de Monsieur D.E. SMILES a été essentielle et nous lui exprimons notre vive reconnaissance.*

*Nous ne saurions oublier que cette recherche n'a pu être menée à bien que grâce à un travail d'équipe, dans un esprit d'étroite collaboration - que*

## CHAPITRE II - PRINCIPES DE MESURE

<u>1. CARACTERES DES MESURES EN MILIEUX POREUX NON SATURES</u> .....	14
1.1. Dynamique de réponse .....	14
1.2. Mobilité de l'appareillage de mesure .....	14
1.3. Méthode non destructive .....	15
<u>2. MESURE DE LA TENEUR EN EAU</u> .....	16
2.1. Principe de la mesure .....	16
2.2. Utilisation de l'Américium 241 .....	20
2.3. Précision de la mesure des teneurs en eau .....	21
<u>3. MESURE DE LA SUCCION</u> .....	24
3.1. Principe de la mesure .....	24
3.2. Réponse du dispositif tensiométrique seul .....	24
3.3. Réponse du dispositif tensiométrique en place .....	25
3.4. Description de l'appareillage .....	26

## CHAPITRE III - DISPOSITIF EXPERIMENTAL

<u>1. LE MODELE PHYSIQUE</u> .....	29
1.1. Le matériau poreux .....	29
1.2. Description des colonnes .....	31
1.3. Dispositif de mesures tensiométriques .....	33
1.4. Dispositif de mesure des teneurs en eau .....	33
1.5. Dispositif de mesure des volumes d'eau écoulés .....	36
1.6. Dispositif de contrôle de la pression d'air .....	38
<u>2. ACQUISITION, CENTRALISATION ET TRAITEMENT DES DONNEES</u> .....	40
2.1. Acquisition et centralisation des données .....	40
2.2. Traitement des données .....	43

## CHAPITRE IV - RESULTATS

<u>1. ETABLISSEMENT DES RESULTATS</u> .....	51
1.1. Rappels de la définition des termes STATIQUE et DYNAMIQUE .	51
1.2. Les essais sur la colonne horizontale .....	53
1.3. Conclusion partielle .....	63
1.4. Contrôle des résultats sur la colonne verticale .....	63
<u>2. ANALYSE CRITIQUE</u> .....	65
2.1. Mesure de la teneur en eau .....	65
2.2. Mesure de la succion .....	67

2.3. Influence de la phase air .....	69
2.4. Influence de la gravité .....	74
<u>3. CONCLUSIONS</u> .....	76

CHAPITRE V - ANALYSE ET ESSAIS D'INTERPRETATION DES RESULTATS

<u>1. ANALYSE ELEMENTAIRE</u> .....	77
1.1. Résultats .....	77
1.2. Influence de la vitesse de variation de la teneur en eau ..	80
1.3. Influence de la vitesse de variation de la succion .....	83
<u>2. ESSAIS D'INTERPRETATION A L'ECHELLE MACROSCOPIQUE</u> .....	88
2.1. Influence de la vitesse de l'écoulement .....	88
2.2. Résultats .....	88
<u>3. ESSAIS D'INTERPRETATION A L'ECHELLE MICROSCOPIQUE</u> .....	90
3.1. Etude de l'influence de la distribution des pores .....	90
3.2. Etude du comportement dynamique de la pression capillaire .	91
3.3. Etude de l'influence relative des forces de capillarité et des forces de viscosité .....	93
3.4. Etude de l'influence de l'échelle des phénomènes .....	94
<u>4. CONCLUSIONS</u> .....	94

CHAPITRE VI - CONSEQUENCES ET PORTEE DE L'ETUDE

<u>1. EFFET SUR L'EQUATION DE DIFFUSION</u> .....	95
1.1. Rappel de l'équation .....	95
1.2. Calcul du coefficient de diffusivité .....	96
1.3. Calcul du coefficient de conductivité hydraulique .....	100
<u>2. EFFET SUR LES METHODES DE SIMULATION NUMERIQUE</u> .....	104
<u>3. EFFET SUR LA THEORIE DES DOMAINES INDEPENDANTS</u> .....	106
CONCLUSION .....	108

-----

L'analyse des écoulements en milieu poreux nécessite des techniques expérimentales de mesures particulières, devant répondre à certaines exigences que nous analyserons et pour lesquelles nous examinerons leur adaptation à l'étude de la relation succion-teneur en eau, en régime transitoire.

Les résultats expérimentaux obtenus en considérant des écoulements unidimensionnels nous permettent d'une part, de mettre en évidence l'influence de la vitesse de l'écoulement sur la relation succion-teneur en eau, et d'autre part, d'apporter des éléments d'interprétation d'un tel comportement.

Enfin, nous jugerons de l'importance de cet effet dynamique dans la relation succion-teneur en eau, en analysant ses conséquences et sa portée sur le mécanisme des transferts d'eau dans les sols non saturés.

-----

## CHAPITRE I

### RAPPELS THEORIQUES

Les mouvements d'eau dans les sols non saturés, mettent en jeu les interactions entre 3 phases : solide (grains), liquide (eau), gazeuse (air). La mécanique des milieux continus triphasiques impose que l'on prenne en compte les phénomènes héréditaires, les interactions entre les différentes phases et les effets dynamiques. Ces trois phases subissent en outre, non seulement des échanges de quantité de mouvement, mais aussi des échanges de chaleur, de sorte que l'approche complète doit être thermodynamique (BOLT - 1960 , GUELIN - 1970).

Ces différents aspects étant très difficiles à prendre en compte théoriquement et à mesurer, sont généralement négligés, et l'on utilise couramment des hypothèses simplificatrices pour obtenir des schémas théoriques accessibles au calcul.

Le but de ce travail est l'étude de l'un de ces facteurs : les effets dynamiques. Afin de dégager son importance, nous avons considéré des écoulements unidimensionnels (soit horizontal, soit vertical) de fluide isotherme, en négligeant les effets osmotiques et en supposant que le milieu poreux était indéformable.

#### 1. GRANDEURS FONDAMENTALES

##### 1.1. Teneur en eau

La concentration en eau d'un milieu poreux s'exprime généralement par la teneur en eau volumique  $\Theta$  (volume d'eau dans un volume unité de sol). On utilise aussi, plus rarement cependant, le degré de saturation (fraction des pores remplis d'eau).

### 1.2. Pression capillaire

Elle est classiquement définie comme la différence de pression en tout point, entre le fluide mouillant (eau) et le fluide non mouillant (air) :

$$P_c = p_w - p_{nw} \quad (1)$$

$p_w$  : pression de l'eau  
 $p_{nw}$  : pression de l'air  
 $p_c$  : pression capillaire

Si l'air présent dans le sol forme une phase continue reliée à l'atmosphère, la pression capillaire, exprimée en hauteur d'eau est alors appelée succion :

$$\psi = \frac{p_w - p_{at}}{\rho_w g} \quad (2)$$

Elle est positive sous la nappe, négative dans la zone non saturée, (la nappe étant par définition, la surface sur laquelle règne la pression atmosphérique). Il est important de noter au passage, qu'il existe de nombreux types d'écoulements où cette condition de mise à l'atmosphère de la phase air n'est pas vérifiée (VACHAUD, VAUCLIN, WAKIL, KHANJI - 1971). On peut remarquer également que cette définition ponctuelle de la pression capillaire (1) revient à considérer le milieu, formé d'un squelette fixe et de deux phases (eau et air).

On peut également considérer le milieu poreux dans son ensemble, constituant un système homogène au sens thermodynamique (GUELIN - 1969) et définir les pressions partielles du liquide et du gaz par  $p_l$  et  $p_g$ . La pression totale du mélange sera alors :

$$P_t = p_l + p_g \quad (3)$$

Ces pressions exprimées en hauteur d'eau, sont définies par rapport à la pression atmosphérique.

Dans la suite de notre étude, nous utiliserons cette conception, parce que plus globale, et nous aurons l'occasion d'y revenir plus en détail.

### 1.3. Potentiel

Le bilan énergétique pour un élément isolé de constituant liquide, établi à partir de la deuxième loi de la thermodynamique des processus irréversibles,

exprimée par l'équation de GIBBS (BOLT - 1960) et en négligeant les effets thermiques et osmotiques, (VACHAUD, GUELIN - 1969) permet de définir en tout point du liquide, "un potentiel total" défini par :

$$\phi = \psi - z \quad (4)$$

dans lequel n'apparaît que l'effet de capillarité ( $\psi$ ) et l'effet de la gravité (Z) :

- $\psi$  : succion en ce point exprimée en hauteur d'eau,
- Z : cote de ce point par rapport à un plan horizontal, arbitraire de référence, l'axe OZ étant orienté positivement vers le bas.

#### 1.4. Vitesse et débit

On appelle vitesse de DARCY, ou flux  $q$ , le débit d'eau s'écoulant à travers une section unitaire de sol. Cette grandeur vectorielle représente le volume d'eau (par unité de temps) qui traverse une surface et non la projection de la vitesse vraie des particules ( $q'$ ) dans la direction de l'écoulement. Entre ces deux grandeurs, nous avons la relation :

$$q = q' \cdot \theta \quad (\text{HARR}) \quad (5)$$

## 2. EQUATIONS DE BASE

La description analytique de l'écoulement de l'eau dans le sol est obtenue par l'application des équations générales de la mécanique : équation d'état, équation de continuité, et équation dynamique.

### 2.1. Equation d'état

Elle exprime que la pression d'un fluide est une fonction de la température, de sa masse volumique et de sa concentration :

$$p_w = f(\rho, T, \theta) \quad (6)$$

L'hypothèse d'écoulement isotherme de fluide incompressible (eau) que nous faisons, conduit à une relation de la forme :

$$p_w = f(\theta) \quad (7)$$



Nous aurons l'occasion de revenir plus en détail sur la nature de cette relation qui lie pression et teneur en eau.

## 2.2. Equation de continuité

Pour un écoulement non permanent d'un fluide compressible dans un milieu non saturé, l'équation de continuité s'écrit :

$$\frac{\delta}{\delta t} (\rho_w \theta) = - \operatorname{div} (\rho_w \vec{q}) \quad (8)$$

$\rho_w$  : masse volumique du fluide,  
 $\theta$  : teneur en fluide volumique du milieu,  
 $\vec{q}$  : flux.

En supposant ce fluide incompressible, (cas de l'eau),  $\rho_w$  est une constante et nous avons :

$$\frac{\delta \theta}{\delta t} = - \operatorname{div} \vec{q} \quad (9)$$

## 2.3. Equation dynamique

Pour un milieu saturé, l'équation dynamique exprime la proportionnalité entre la vitesse de DARCY et le gradient de potentiel. On montre que cela revient à négliger dans les équations de NAVIER-STOKES les termes d'inertie et à supposer que les pertes par frottement visqueux sont proportionnelles à la vitesse. Elle est classiquement étendue aux milieux non saturés sous la forme :

$$\vec{q} = - K(\theta) \overrightarrow{\operatorname{grad} \phi} \quad (10)$$

où  $\phi$  représente le potentiel total ( $\psi - Z$ ) et  $K(\theta)$  le coefficient de conductivité hydraulique qui dépend très fortement de la concentration en eau. Lorsque le milieu est saturé, ce coefficient est égal au coefficient de perméabilité classique de DARCY.

Nous devons remarquer au sujet de cette équation dynamique, appelée loi de DARCY généralisée, que si elle a été vérifiée dans de nombreux cas (YOUNGS - 1960, VACHAUD - 1968) en particulier pour des sols sableux, elle a été mise en défaut pour des écoulements en sols argileux, par suite d'interactions entre le sol et l'eau (SWARTZENDRUBER - 1968). Il y a lieu de se montrer également très prudent pour l'appliquer à des infiltrations verticales, des drainages de sol multicouches en raison de l'influence de la phase air sur la détermination du potentiel total (VACHAUD, VAUCLIN, WAKIL, KHANJI - 1971).

## 2.4. Equation de l'écoulement

Elle est obtenue en introduisant l'équation de continuité qui exprime la conservation de la masse d'eau, dans l'équation dynamique qui relie le flux du transfert d'eau au gradient du potentiel qui le provoque. Elle s'écrit dans sa forme vectorielle :

$$\frac{\delta \theta}{\delta t} = \text{div} \left[ K(\theta) \overrightarrow{\text{grad } \phi} \right] \quad (11)$$

ou en introduisant la succion :

$$\frac{\delta \theta}{\delta t} = \text{div} \left[ K(\theta) \overrightarrow{\text{grad}} (\psi(\theta) - z) \right] \quad (12)$$

D'après cette équation, il apparaît clairement que les transferts d'eau dans un sol non saturé dépendront des caractéristiques de ce sol, que l'on peut exprimer en termes de relations phénoménologiques entre succion et teneur en eau d'une part, entre conductivité hydraulique et teneur en eau d'autre part. Il nous faut par conséquent examiner la nature de ces relations.

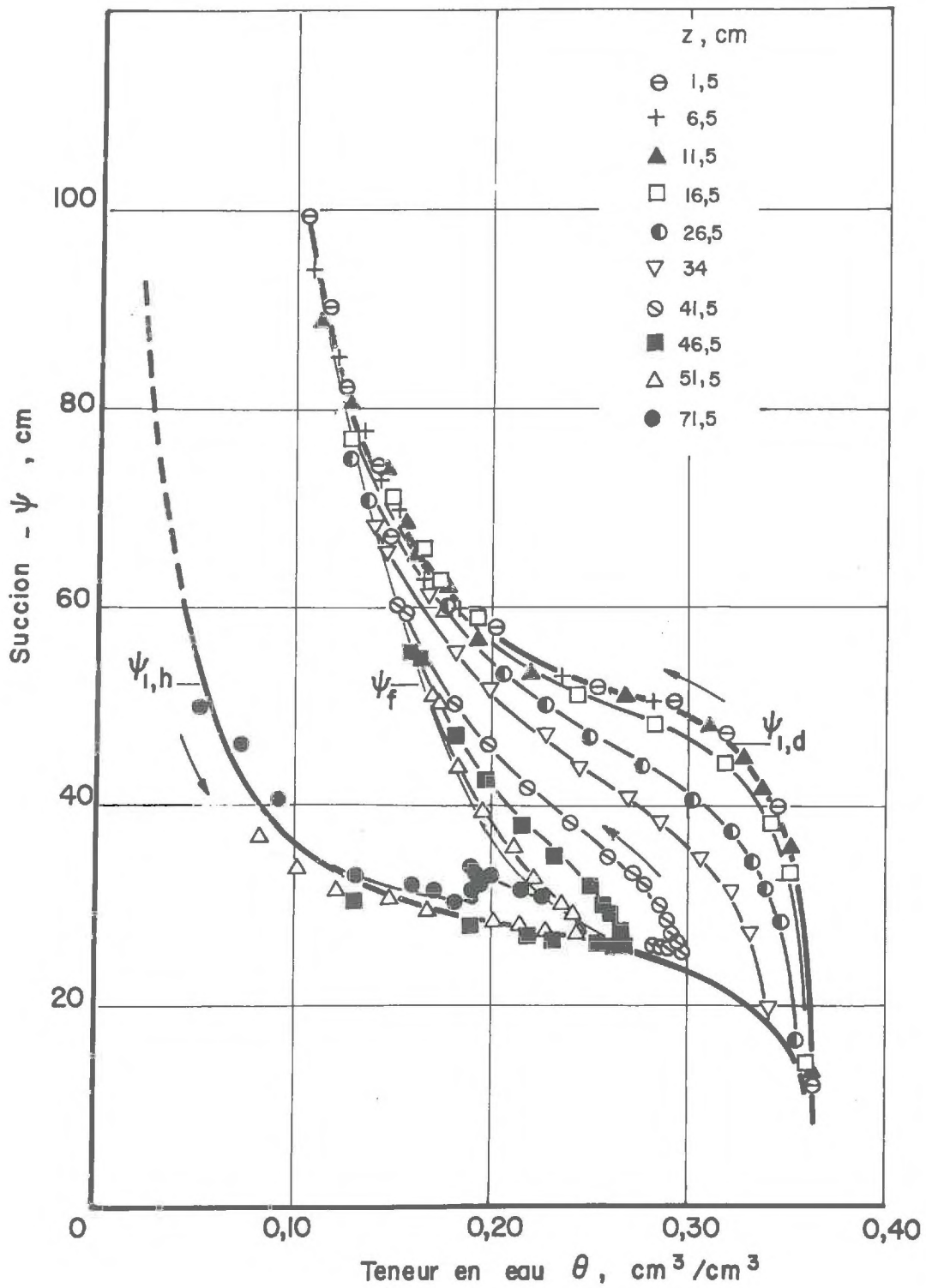
## 3. ETUDE DES RELATIONS PHENOMENOLOGIQUES

### 3.1. Relation succion-teneur en eau

Nous avons signalé (2.1) que les grandeurs succion et teneur en eau étaient liées par une certaine relation. Il peut même paraître intuitif en effet qu'en un point donné d'un massif poreux, la pression de l'eau étant liée à la pression de l'air par le rayon de courbure des interfaces eau-air et par la tension superficielle du couple eau-air (loi de LAPLACE), la pression capillaire "pc" soit une fonction de la concentration en eau :

Elle est d'autant plus forte (en valeur absolue) que le rayon de courbure des interfaces est faible, donc que la quantité d'eau présente dans les vides, entre les grains de sol, est faible. Cependant, comme il est possible d'avoir pour la même courbure d'interface, plusieurs positions de cet interface, la relation  $\psi(\theta)$  ne sera pas univoque (ENBERBY - 1955).

L'absence de modèles physiques satisfaisants capables de décrire les phénomènes d'hystérésis, affectant la relation  $\psi(\theta)$  constitue la difficulté majeure de l'étude théorique des écoulements en milieu non saturé.



- Figure 1 -

Cependant, de nombreuses études expérimentales ont été effectuées et permettent de dégager les grands principes de l'hystérésis et d'apprécier son importance.

Nous nous contenterons ici de résumer les principaux résultats.

Il est à présent reconnu que le comportement d'un matériau poreux donné est représenté, dans le plan succion-teneur en eau, par un domaine limité par deux courbes uniques principales, correspondant :

- . la première, à un drainage à partir de l'état saturé :  $\psi_{1,d}$
- . la seconde, à une humidification à partir de l'état sec :  $\psi_{1,h}$

Toute évolution de l'état hydrique du sol, autre que celle correspondant à ces deux processus limites est représentée par une courbe intermédiaire de passage ("scanning curve").

Les essais de TOPP et MILLER (1966), complétés par ceux de THONY, VACHAUD, VAUCLIN (1970), mettent en évidence deux familles de "scanning curves", correspondant à une évolution monotone en drainage ou en humidification (voir fig.1). Ces travaux montrent également (VACHAUD, THONY - 1970) que l'évolution en drainage du matériau, en terme de  $\psi - \theta$ , ne dépend que d'un seul paramètre : la teneur en eau  $\theta_*$  du point de rebroussement sur la courbe limite, quelle que soit l'histoire du matériau.

### 3.2. Relation conductivité hydraulique-teneur en eau

Cette relation a été l'objet de nombreuses controverses, car le problème était de savoir si, comme pour la relation  $\psi(\theta)$ , l'histoire du matériau intervenait dans la relation  $K(\theta)$ . Différentes études expérimentales notamment celles de TOPP - MILLER (1966), VACHAUD - WAKIL (1970), ont montré une hystérésis importante entre les courbes relatives au drainage à partir de la saturation et à l'humidification, partant d'un sol sec. Cependant, dès que le sol s'humidifie, cette hystérésis devient négligeable. Comme dans la pratique l'écoulement en sol initialement sec est assez rare, on peut donc négliger l'hystérésis de la relation  $K(\theta)$ . En revanche, elle est présente d'une manière extrêmement importante dans la relation  $K(\psi)$  à cause de l'influence de l'hystérésis dans  $\psi(\theta)$ .

Dans la pratique, il est recommandé par conséquent, d'utiliser des formules empiriques où intervient la teneur en eau, du type de celles utilisées par VACHAUD (1968).

#### 4. RETOUR SUR L'EQUATION DE L'ECOULEMENT : EQUATIONS A UNE VARIABLE

##### 4.1. Hypothèses

Dans toute la théorie ayant conduit à l'équation générale du mouvement (12) on suppose que la fonction  $\psi(\theta)$  au cours d'un écoulement, est identique à celle obtenue à l'équilibre statique pour une même histoire du matériau.

En d'autres termes, on suppose que la relation liant la succion à la teneur en eau est INDEPENDANTE DE L'ECOULEMENT. Il en est de même pour la relation  $K(\theta)$ . Ainsi, si l'on considère un écoulement monotone, c'est-à-dire un processus de drainage ou d'infiltration à partir de conditions initiales homogènes quant à la teneur en eau (ou la succion) en s'affranchissant ainsi de tout phénomène d'hystérésis, on suppose que les relations  $\psi(\theta)$  et  $K(\theta)$  sont UNIQUES.

Dans ces conditions, on peut former, à partir de l'équation générale de l'écoulement (12) des équations à une seule variable.

##### 4.2. Equations à une variable

a) Variable  $\psi$  :

RICHARDS (1931) a introduit la capacité capillaire "C" définie par :

$$C(\psi) = \frac{d\theta}{d\psi} \quad (13)$$

L'équation (12) devient alors :

$$C(\psi) \frac{\delta\psi}{\delta t} = \text{div} \left[ K(\psi) \cdot \overrightarrow{\text{grad}} \psi - \frac{\delta K(\psi)}{\delta z} \right] \quad (14)$$

b) Variable  $\theta$  :

CHILDS et COLLIS-GEORGE (1948) ont transformé (12) par le changement de variable :

$$D(\theta) = K(\theta) \cdot \frac{d\psi}{d\theta} \quad (15)$$

ce qui donne l'équation :

$$\frac{\delta\theta}{\delta t} = \text{div} \left[ D(\theta) \cdot \overrightarrow{\text{grad}} \theta - \frac{\delta K(\theta)}{\delta z} \right] \quad (16)$$

dans laquelle  $D(\theta)$  s'appelle le coefficient de diffusivité.

Ces équations de l'écoulement associées à des conditions initiales et aux limites bien définies ont été résolues par des méthodes analytiques (KLUTE - 1952 , PHILIP - 1953) ou numériques (WHISLER et KLUTE - 1967 , RUBIN - 1966 , FREEZE - 1969 , WATSON - 1971).

c) Cas particulier : écoulement horizontal

L'équation (16), pour un écoulement horizontal a l'avantage de se ramener à une équation classique de diffusion, non linéaire :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[ D(\theta) \cdot \frac{\partial \theta}{\partial x} \right] \quad (17)$$

Cette équation assortie des conditions initiales suivantes :

$$\left[ \begin{array}{lll} t < 0 & x \geq 0 & \theta = \theta_n \\ t \geq 0 & x = 0 & \theta = \theta_0 \end{array} \right.$$

a été résolue analytiquement par PHILIP (1957).

On peut remarquer que les conditions initiales ci-dessus exprimées en terme de teneur en eau, peuvent s'écrire également en terme de succion (compte tenu de la relation  $\psi(\theta)$ ). Elles expriment que l'on fait subir à un sol un drainage ou une infiltration au temps  $t = 0$ , à partir d'un profil hydrique uniforme dans tout le matériau.

Cependant, l'unicité de la relation  $\psi(\theta)$  pour un écoulement non soumis à l'hystérésis a donné lieu à un certain nombre de controverses et nous devons dè poser ce problème avant de pouvoir y apporter des éléments de réponse.

## 5. POSITION DU PROBLEME

5.1. Davidson, Nielsen et Biggar (1966.a) suggèrent que le nombre de pas imposés pour obtenir un saut de succion afin de définir la courbe  $\psi(\theta)$  peut affecter la valeur de la teneur en eau finale.

5.2. Les travaux de TOPP, KLUTE et PETERS (1967) montrent que la relation succion-teneur en eau, pendant un écoulement, apparaît différente de celle obtenue de façon statique. Par courbe statique, nous entendons la courbe  $\psi(\theta)$  obtenue en imposant un nombre infiniment grand de pas de succions infiniment petits et en attendant, à chaque pas, l'équilibre caractérisé par l'absence d'écoulement. Ils montrent que, pour un drainage, plus le pas de succion imposé est grand, plus la teneur en eau correspondant à une valeur particulière de la succion, au cours de l'écoulement sera grande. Nous pouvons noter au passage que ce phénomène pourrait s'expliquer, si la phase air n'était pas continue avec l'atmosphère (CHILDS, WATSON). Cependant, ce problème de l'air n'est pas évoqué par TOPP.

5.3. Au contraire WATSON (1968) montre que, durant le drainage d'une colonne verticale de sol, la relation  $\psi(\theta)$  est unique pour différentes sections de la colonne et identique à celle obtenue de façon statique.

## 6. CONCLUSIONS

### BUT DE L'ETUDE

Ces positions différentes vis à vis de la relation  $\psi(\theta)$  nous ont conduit à l'étudier de nouveau afin de déterminer si elle dépendait de l'écoulement. En d'autres termes, notre problème est de savoir si une relation  $\psi(\theta)$  déterminée de façon STATIQUE est nécessaire et suffisante pour caractériser le comportement d'un matériau poreux, non saturé, ou s'il y a lieu d'y introduire des considérations relatives à l'ÉCOULEMENT.

Afin de définir clairement le cadre dans lequel notre étude a été menée, nous rappelons ici les hypothèses dans lesquelles nous nous plaçons et qui nécessiteront évidemment un examen critique.

Ces hypothèses sont les suivantes :

- a) l'écoulement est isotherme ;
- b) la phase liquide est constituée par de l'eau pure ;
- c) le milieu poreux est inerte, sa structure est indéformable, et il est supposé homogène et isotrope, à l'échelle macroscopique;

- d) l'air, en tout point, est soumis à la pression atmosphérique ;
- e) l'écoulement est MONOTONE, (soit drainage, soit infiltration)  
écartant ainsi tout phénomène d'hystérésis;
- f) l'écoulement est unidimensionnel (soit horizontal, soit vertical).

-----



## CHAPITRE II

### PRINCIPES DE MESURE

Après ces rappels théoriques, nous nous proposons de décrire les méthodes expérimentales qui permettent, en répondant aux exigences particulières des mesures en milieu poreux non saturé, de suivre l'évolution des deux grandeurs fondamentales que sont la succion et la teneur en eau.

#### 1. CARACTERES DES MESURES EN MILIEUX POREUX NON SATURES

Le dispositif de l'étude expérimentale de l'influence de l'écoulement sur la relation  $\Psi(\theta)$  doit permettre de mesurer simultanément et indépendamment, en un même point, la concentration en eau ( $\theta$ ) et l'état énergétique de l'eau ( $\Psi$ ) et ce, pendant toute la durée de l'écoulement et en plusieurs points du milieu poreux.

De ce fait :

1.1. La dynamique de réponse de l'appareillage doit donc être parfaitement adaptée aux évolutions des grandeurs mesurées. En effet, l'analyse d'un phénomène transitoire, tel que l'infiltration ou le drainage, sera d'autant plus précise que la mesure des grandeurs qui caractérisent ce phénomène sera plus rapide. Cela est d'autant plus impératif que les variations sont brutales, notamment durant la phase initiale du mouvement.

1.2. Il est nécessaire de disposer d'un appareillage de mesure mobile, afin de suivre l'évolution spatio-temporelle de la succion et de la teneur en eau.

1.3. L'appareillage de mesure ne doit pas perturber l'écoulement, ni détruire ou remanier le milieu poreux, ni créer de singularités en son sein.

Ces quelques considérations ont guidé la conception et la réalisation de l'appareillage de mesure qui est maintenant d'utilisation courante, au Laboratoire de Mécanique des Fluides de Grenoble, et dont nous allons exposer brièvement le principe :

- . mesure par radioactivité pour la teneur en eau,
- . mesure tensiométrique pour la suction.

## 2. MESURE DE LA TENEUR EN EAU

### 2.1. Principe de la mesure de teneur en eau

Cette méthode de mesure étant maintenant bien connue, nous nous bornerons à rappeler les principes de base, renvoyant pour une étude détaillée du sujet aux travaux de WACK (1968) et NOREL (1965).

#### a) Rappel de radioactivité

Le rayonnement gamma, formé d'ondes électromagnétiques peut réagir avec la matière qu'il traverse suivant trois processus :

- . par absorption vraie ou effet photoélectrique,
- . par diffusion ou effet Compton ; le rayonnement est dévié dans l'espace, sous l'effet de chocs élastiques,
- . par production de "paires" : le rayonnement est absorbé et donne naissance à deux particules. Ce processus n'apparaît cependant que pour des énergies supérieures à 1 MeV.

Une source radioactive est caractérisée par son activité (exprimée en curies) ou par l'intensité du rayonnement (nombre de désintégrations par seconde) et par l'énergie des particules constituant le rayonnement. Cette énergie se répartit selon un spectre possédant un ou plusieurs pics d'émissions (exprimé en électrons-volts).

L'intensité de la source décroît dans le temps suivant une loi exponentielle. On définit cette décroissance par la période du radio-élément (temps au bout duquel l'intensité a diminué de moitié).

La détection du rayonnement, au laboratoire, s'effectue à l'aide d'un détecteur à scintillation dont le principe est le suivant :

Chaque photon incident détecté produit une impulsion électrique qui peut être comptabilisée à l'aide d'une échelle de comptage.

b) Loi d'absorption

Nous rappelons qu'un faisceau incident parallèle, d'intensité  $I$ , formé de photons gamma monoénergétiques traversant un matériau absorbant de masse volumique  $\rho$  et d'épaisseur  $dx$  subit une variation d'intensité donnée par la relation :

$$dI = -\mu\rho I dx \quad (18)$$

$\mu$  étant le coefficient d'absorption massique du matériau, qui dépend de sa nature chimique et de l'énergie du faisceau incident (GRODSTEIN - 1957).

Pour un matériau homogène, l'équation s'intègre sous la forme :

$$I = I_0 \exp(-\mu\rho l) \quad (19)$$

Une équation équivalente peut être obtenue pour un absorbant hétérogène, en tenant compte des atténuations relatives dues à chaque constituant. Pour un sol humide, nous aurons ainsi :

$$N_W = N_0 \exp \left[ - (\mu_s \rho_d + \mu_w \rho_w \theta) l \right] \quad (20)$$

avec :

$\mu_s$  : coefficient d'absorption massique du sol, de masse volumique sèche  $\rho_d$

$\mu_w$  : coefficient d'absorption massique de l'eau, de masse volumique  $\rho_w$

$\theta$  : teneur en eau volumique

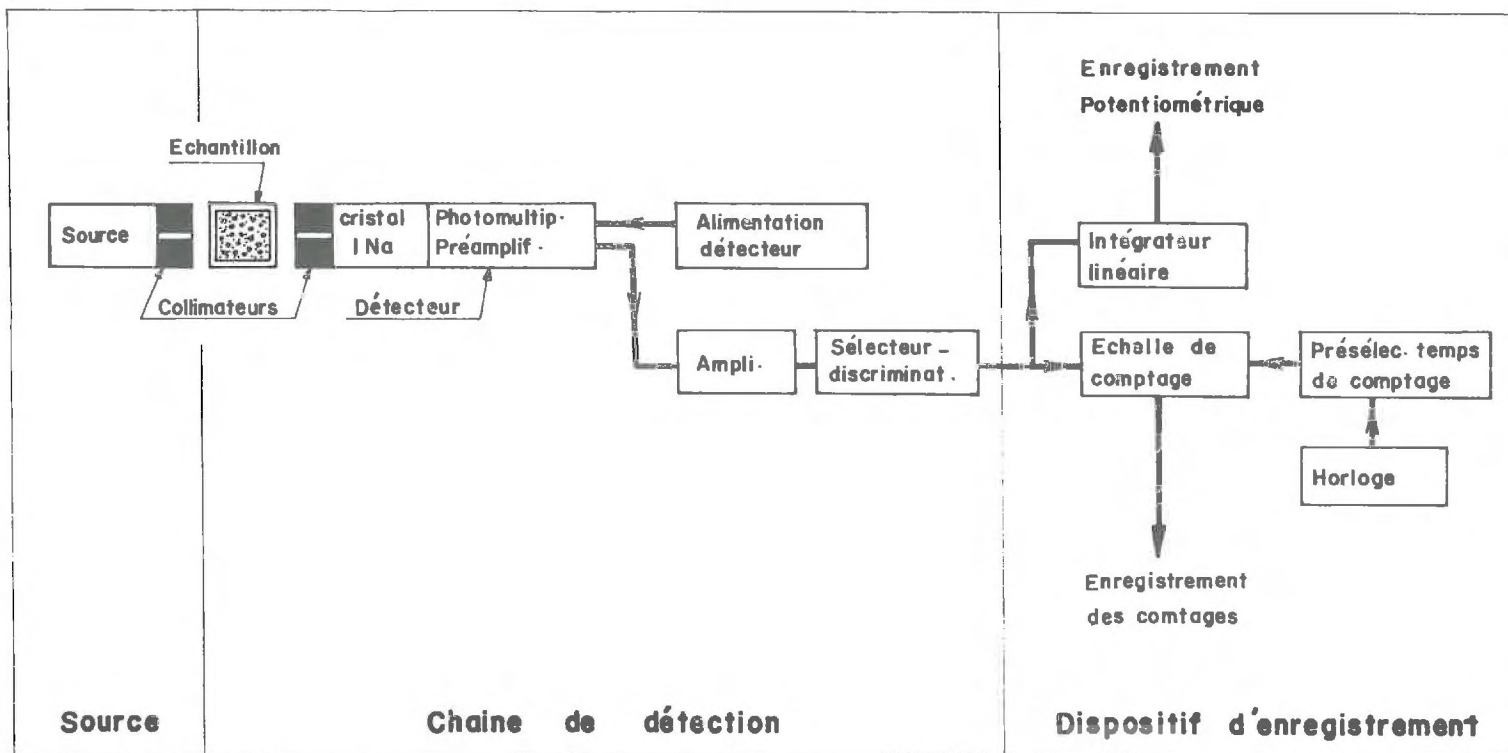
$l$  : épaisseur de l'échantillon.

Nous obtenons alors d'une manière générale, la teneur en eau, par l'équation :

$$\theta_2 = \theta_1 + \frac{1}{\mu_w \rho_w l} \ln \left( \frac{N_{w1}}{N_{w2}} \right) \quad (21)$$

où :  $N_{w1}$  est le taux de comptage dans le sol de teneur en eau  $\theta_1$

$N_{w2}$  est le taux de comptage dans le sol de teneur en eau  $\theta_2$



Dispositif de mesure des teneurs en eau

- Figure 2 -

c) Conditions d'utilisation de cette méthode

L'utilisation de cette méthode est conditionnée par deux impératifs :

- le rayonnement doit être monoénergétique ; le spectre du rayonnement doit posséder un pic principal d'émission bien défini,
- les photons diffusés dont l'énergie est plus faible que celle des photons incidents, doivent être éliminés par une discrimination électronique des impulsions.

On peut noter dès maintenant, que cette condition impose une excellente géométrie de mesure assurant une parfaite collimation du faisceau gamma.

d) Chaîne de mesure

L'équipement nécessaire, représenté par le schéma de la figure 2, comprend :

- . la source radioactive
- . la géométrie de collimation
- . la chaîne de détection
- . l'ensemble de comptage et d'enregistrement.

Cet appareillage a été décrit par VACHAUD (1968) et THONY (1970) ; rappelons brièvement que la chaîne de détection comprend :

- . un détecteur à scintillation comportant un cristal d'iodure de sodium, activé au thallium associé à un photo-multiplicateur alimenté par une source haute tension stabilisée (1200 V.),
- . un amplificateur d'impulsions,
- . un discriminateur-sélecteur d'amplitude qui permet d'éliminer les impulsions provenant des photons diffusés et les bruits de fond du détecteur.

Les impulsions ainsi amplifiées et sélectionnées sont comptabilisées sur une échelle de comptage pendant un intervalle de temps présélectionné.

La géométrie de collimation a fait l'objet de nombreuses études expérimentales (GROENEVELT - 1969, CISLER - THONY - VACHAUD - 1969) et la loi d'absorption exponentielle est parfaitement vérifiée pour des collimateurs constitués de deux disques de plomb de 5 mm d'épaisseur séparés par 40 mm de duralumin ; l'ensemble est percé d'un trou de 4 mm de diamètre (THONY - 1970). A ce propos, il

importe de souligner qu'une collimation insuffisante ne nuit pas à la précision de la mesure des teneurs en eau, à condition de déterminer, au préalable, le coefficient d'absorption  $\mu_w$  de l'eau, pour la géométrie de mesure donnée, car la valeur théorique de ce coefficient n'est atteinte que pour une géométrie idéale.

e) Pertes de comptages par résolution

On conçoit aisément qu'une impulsion ne puisse pas être enregistrée par suite des pertes par résolution dans la chaîne de détection (détecteur-sélecteur d'amplitude). Généralement, le temps de résolution du détecteur est très faible ( $10^{-8}$  s), en revanche celui du tiroir de sélection des amplitudes d'impulsions n'est pas négligeable (de l'ordre de 1 à  $5 \cdot 10^{-6}$  s).

Soit  $Tr$  le temps minimum qui sépare l'enregistrement séparé de deux impulsions sur l'échelle de comptage.

Si  $N$  impulsions ont été enregistrées durant l'unité de temps, l'appareillage aura été insensibilisé durant un temps  $N \cdot Tr$ . Le rapport du nombre  $N_c$  d'impulsions incidentes au nombre  $N$  compté est égal à celui du temps total, au temps actif :

$$\frac{N_c}{N} = \frac{1}{1 - N Tr} \quad (22)$$

et le taux de comptage réel est :

$$N_c = N \cdot \frac{1}{1 - NTr} \quad (23)$$

Des mesures à travers des lames d'eau d'épaisseurs différentes nous ont permis de déterminer :

$$Tr = 3,5 \cdot 10^{-6} \pm 10^{-7} \text{ s.}$$

Ce résultat a été confirmé par des essais au moyen d'un générateur d'impulsions, à fréquence variable.

Il a permis de déterminer le seuil de fréquence à partir duquel deux impulsions émises à l'entrée du tiroir de sélection sont enregistrées à la sortie. Le temps correspondant était de  $3,4 \cdot 10^{-6}$  s.

Ces pertes de comptages par résolution peuvent être cependant négligées quand le taux de comptage gamma est faible, ou pour la mesure des teneurs en eau par contraste entre sol sec et sol humide car les taux de comptage sont du même ordre de grandeur.

Cependant, il y a lieu d'en tenir le plus grand compte dans le calcul des coefficients  $\mu_w$ , comme le soulignent GARDNER et CALISSENDORF - 1967, GROENEVELT - 1969, FRITTON - 1969.

## 2.2. Utilisation de l'Americium 241

Le Césium 137 a été le plus utilisé parmi les radioisotopes générateurs de rayons gamma, (DAVIDSON - BIGGAR et NIELSEN - 1963.b), (REGINATO - VAN BAVEL - 1964), (WACK - 1968), (VACHAUD - 1968).

Cependant, son pic d'émission à 660 KeV, rend son utilisation dangereuse et nécessite un blindage de plomb important, ce qui pose de nombreux problèmes technologiques, lorsque l'ensemble de mesure doit être mobile.

Compte tenu d'un certain nombre de critères présidant au choix d'un isotope, énoncés par BERMAN et HARRIS (1954), l'utilisation de l'Américium 241 se justifie pleinement. En effet, les caractéristiques essentielles de cet isotope sont :

a) Le spectre de l'émission présente un pic principal bien défini ce qui rend possible une discrimination électronique.

b) L'énergie du rayonnement étant faible (60 KeV), le faisceau gamma de l'Américium 241 sera très sensible aux variations de teneurs en eau. En effet, la sensibilité de la mesure, définie par le contraste :

$$\frac{\Delta N}{\Delta(\rho_w \theta l)} = - \mu_w N_0 \exp(-\mu_w \rho_w \theta l) \quad (24)$$

sera d'autant meilleure que le coefficient d'absorption de l'eau sera grand, c'est-à-dire, que l'énergie de rayonnement sera plus faible ( $\rho_w$  varie d'une façon inversement proportionnelle avec l'énergie du rayonnement (GRODSTEIN - 1957)) et que l'intensité  $N_0$  sera plus forte.

Ce dernier facteur est cependant limité par les pertes par résolution. A intensité constante, l'Américium donnera donc une bien meilleure précision que le Césium dont le pic principal est de 662 KeV.

c) La période est de 458 ans (30 ans pour le Césium) ce qui rend négligeable toute correction que nécessiterait une dérive d'intensité au cours des essais. (Au bout d'un mois d'essai, elle vaut  $1,2 \cdot 10^{-4}$  pour l'Américium,  $1,9 \cdot 10^{-3}$  pour le Césium).

d) Le coefficient d'absorption massique théorique de l'eau pure est de  $0,204 \text{ cm}^2/\text{g}$ . Comme il a été signalé précédemment, il y a lieu de déterminer ce coefficient avec la géométrie de mesure et nous avons trouvé :

$$\mu_w = 0,1976 \text{ cm}^2/\text{g}$$

c'est la valeur que nous prendrons dans tous nos calculs.

### 2.3. Précision de la mesure des teneurs en eau

Nous venons de voir que cette méthode de mesure des teneurs en eau remplissait les conditions nécessaires que nous nous sommes données pour les mesures en milieu poreux non saturé.

Sont-elles suffisantes ? En d'autres termes, les teneurs en eau ainsi déterminées sont-elles connues avec une précision suffisante ?

L'émission de rayons gamma étant un processus aléatoire qui obéit à la loi de POISSON, l'écart-type de la mesure vaut :

$$\sigma = \sqrt{Nt} \quad (25)$$

si, pendant un intervalle de temps  $t$  de comptage  $Nt$  impulsions sont enregistrées.

En choisissant un degré de certitude de 95 %, la mesure sera définie par un intervalle de confiance de :

$$\pm 2 \sigma = 2 \sqrt{Nt} \quad (26)$$

L'erreur relative sur le taux de comptage, pendant un intervalle de temps  $t$ , sera donc :

$$\frac{\Delta N}{N} = \pm \frac{2}{\sqrt{Nt}} \quad (27)$$



En différentiant la formule (21) nous obtenons l'erreur relative sur la valeur de la teneur en eau :

$$\frac{\Delta \theta}{\theta} = \frac{\Delta \rho_w}{\rho_w} + \frac{\Delta \mu_w}{\mu_w} + \frac{\Delta \ln(N_s/N_w)}{\ln(N_s/N_w)} + \frac{\Delta l}{l}$$

*N<sub>s</sub> - Sol Sec (Teneur en eau)  
N<sub>w</sub> - Sol humide (Teneur en eau)*

or :

$$\Delta \ln(N_s/N_w) = \frac{\Delta N_s}{N_s} + \frac{\Delta N_w}{N_w} = \frac{2}{\sqrt{N_s t}} + \frac{2}{\sqrt{N_w t}}$$

donc :

$$\frac{\Delta \theta}{\theta} = \frac{\Delta \rho_w}{\rho_w} + \frac{\Delta \mu_w}{\mu_w} + \frac{2}{\ln(N_s/N_w)} \left[ \frac{1}{\sqrt{N_s t}} + \frac{1}{\sqrt{N_w t}} \right] + \frac{\Delta l}{l}$$

### Application numérique

$$\mu_w = 0.19762 \pm 0.00002 \text{ g/cm}^2$$

$$\frac{\Delta \mu_w}{\mu_w} = 10^{-4}$$

$$\rho_w = 1 \pm 0.0005 \text{ g/cm}^3$$

$$\frac{\Delta \rho_w}{\rho_w} = 5 \cdot 10^{-4}$$

$$l = 5 \pm 0.002 \text{ cm}$$

$$\frac{\Delta l}{l} = 4 \cdot 10^{-4}$$

Pour une teneur en eau de  $0,38 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$ , nous mesurons :

$$N_s = 2240,28 \text{ cps/s}$$

$$N_w = 1574,61 \text{ Cps/s.}$$

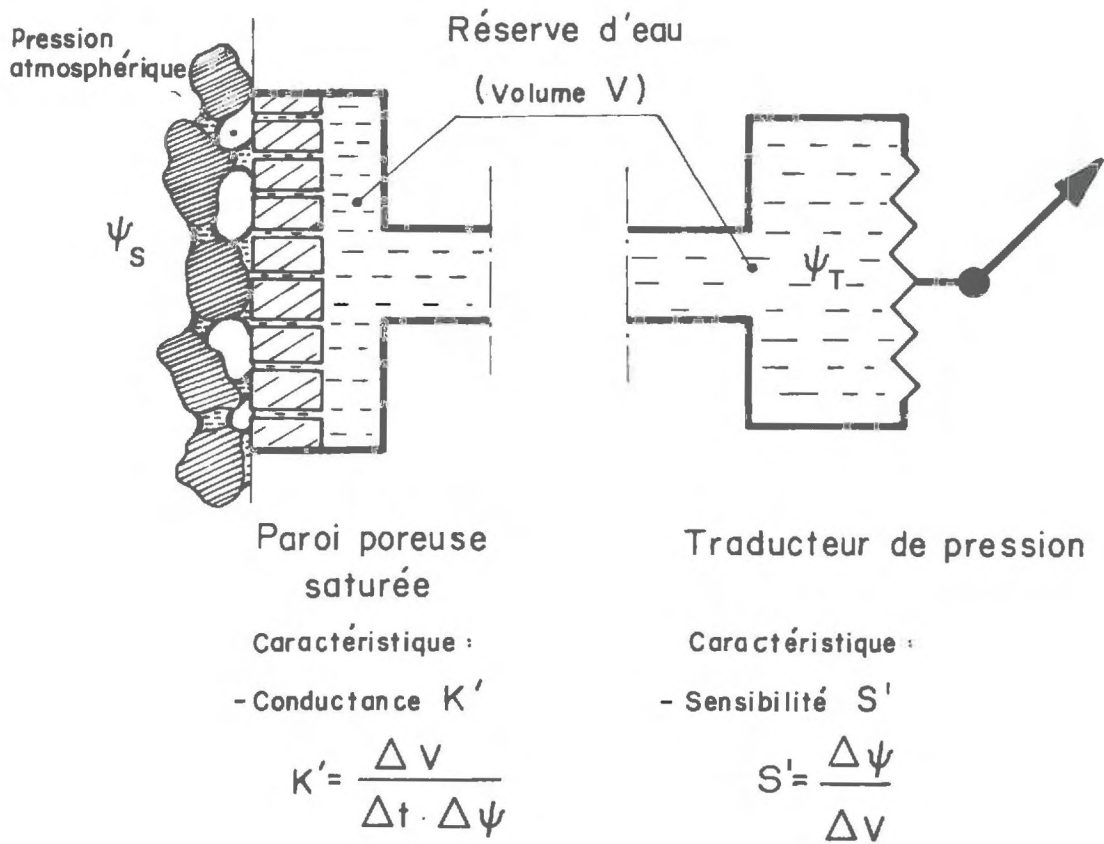
Pour une durée de comptage de 30 secondes, nous obtenons :

$$\frac{2}{\ln(N_s/N_w)} \left[ \frac{1}{\sqrt{N_s t}} + \frac{1}{\sqrt{N_w t}} \right] = 4,7 \cdot 10^{-2}$$

Il en résulte une erreur relative sur la teneur en eau :

$$\frac{\Delta \theta}{\theta} \leq 4,8 \cdot 10^{-2}$$

## Principe de fonctionnement du dispositif tensiométrique



- Figure 3 -

Si l'on reprend ce calcul pour une durée de comptage de 60 secondes, on obtient une erreur de :

$$\frac{\Delta \theta}{\theta} \leq 3,2 \cdot 10^{-2}$$

D'après cette application numérique, il apparaît que le dernier terme est prépondérant. Par conséquent, les comptages devront être effectués pendant un temps suffisamment long, afin de minimiser ce dernier terme. Cependant il ne devra pas être trop important vis à vis des phénomènes transitoires à étudier, et il nous a semblé qu'un temps de 60 s permettait de concilier ces deux exigences.

Dans ces conditions, les teneurs en eau seront obtenues avec une précision absolue meilleure que  $0,01 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$ .

### 3. MESURE DE LA SUCCION

#### 3.1. Principe de la mesure

Si la technologie de mesure de la suction a évolué depuis RICHARDS (1949), le principe en reste le même et peut se formuler ainsi : la pression de l'eau dans le sol (inférieure à la pression atmosphérique dans le cas d'un sol non saturé) est mesurée à l'aide d'un dispositif manométrique après avoir été transmise hydrostatiquement depuis le sol jusqu'à un manomètre par l'intermédiaire d'une réserve d'eau et d'un filtre semi-perméable qui ne laisse pas passer l'air dans le circuit hydraulique (voir figure 3).

Le tensiomètre est ainsi constitué par un circuit hydraulique reliant une cellule poreuse à un traducteur de pression. La cellule poreuse saturée placée en contact intime avec le sol assure l'égalité de pression entre l'eau du sol et l'enceinte remplie d'eau reliée à un capteur.

C'est par un transfert d'eau que se réalise cette mise à l'équilibre des pressions de part et d'autre de la cellule poreuse. L'importance et la rapidité de ce transfert d'eau conditionnent la réponse du dispositif tensiométrique à une variation de pression d'eau dans le sol.

#### 3.2. Réponse du dispositif tensiométrique seul

Il résulte du principe de fonctionnement d'un dispositif tensiométrique qu'un phénomène transitoire peut être amorti par les pertes de charge à travers la

cellule poreuse et l'inertie du traducteur de pression. Cela nous conduit à définir deux grandeurs :

a) Le coefficient de conductance de la cellule poreuse :

$$K' = \frac{\Delta V}{\Delta t \cdot \Delta \psi} \quad \text{où} \quad \Delta \psi = \psi_S - \psi_T \quad (28)$$

qui représente le volume d'eau traversant la cellule par unité de temps et par unité de différence de pression entre l'eau du sol ( $\psi_S$ ) et l'eau de la réserve ( $\psi_T$ ).

b) Le coefficient de sensibilité du capteur :

$$S' = \frac{\Delta \psi_T}{\Delta V} \quad (29)$$

L'étude analytique de ce dispositif tensiométrique a fait l'objet de nombreux travaux et conduit à caractériser son comportement par une fonction de transfert du premier ordre (SORMAIL - VACHAUD - 1969) et à définir son temps de réponse par une constante de temps :

$$\tau = \frac{1}{K' S'} \quad (30)$$

Afin d'obtenir un dispositif au temps de réponse le plus faible possible, il apparaît donc, d'après la formule de définition de  $\tau$ , que l'on a toujours intérêt à augmenter au maximum la sensibilité du traducteur de pression, c'est-à-dire à avoir les variations de volume ( $\Delta V$ ) aussi faibles que possible.

Les caractéristiques de la cellule, quant à elles, doivent faire l'objet d'une double optimisation : il faut concilier d'une part, sa grande perméabilité (pour réduire au maximum les pertes de charge), avec la finesse des pores (assurant une pression d'entrée d'air suffisante) ; une surface de passage assez grande avec des dimensions suffisamment petites pour obtenir une mesure ponctuelle, d'autre part.

### 3.3. Réponse du dispositif tensiométrique en place

L'analyse précédente permet d'obtenir la réponse d'un dispositif tensiométrique pour un milieu extérieur à conductivité hydraulique infinie (tel que l'eau libre) et le temps de réponse ainsi défini ne donne qu'une idée approchée de la réponse globale. En effet, ce dispositif est implanté dans un milieu poreux,

et les transferts d'eau à travers la cellule poreuse font varier l'état hydrique du sol avoisinant. Cette modification locale doit s'estomper par un échange d'eau avec les couches de sol voisin, écoulement qui n'est pas instantané et qui dépendra des caractéristiques du milieu poreux en termes de relation entre la conductivité hydraulique et la teneur en eau.

SOEIRO (1969), SORMAIL - VACHAUD (1969), ont étudié une approche théorique de la réponse du dispositif tensiométrique en tenant compte du milieu poreux, sous forme d'une équation de diffusion qui peut être linéarisée dans le cas d'une faible variation de la teneur en eau.

Il s'avère, en conclusion, que si une étude théorique peut fournir un ordre de grandeur du temps de réponse du dispositif tensiométrique il est nécessaire de le déterminer expérimentalement.

Des essais ont été réalisés en appliquant au milieu divers échelons de succion et ont donné un temps de réponse de l'ordre de 1,5 à 2 s.

### 3.4. Description de l'appareillage

Nous avons repris l'appareillage utilisé par THONY (1970), il comporte (fig.4), les éléments suivants :

#### a) Tensiomètre

Le tensiomètre est constitué par un disque en verre fritté de 1 cm de diamètre dont la dimension des pores est de 3 microns, ce qui assure une pression d'entrée d'air (pression au-delà de laquelle les pores se désaturent) de 150 mbars.

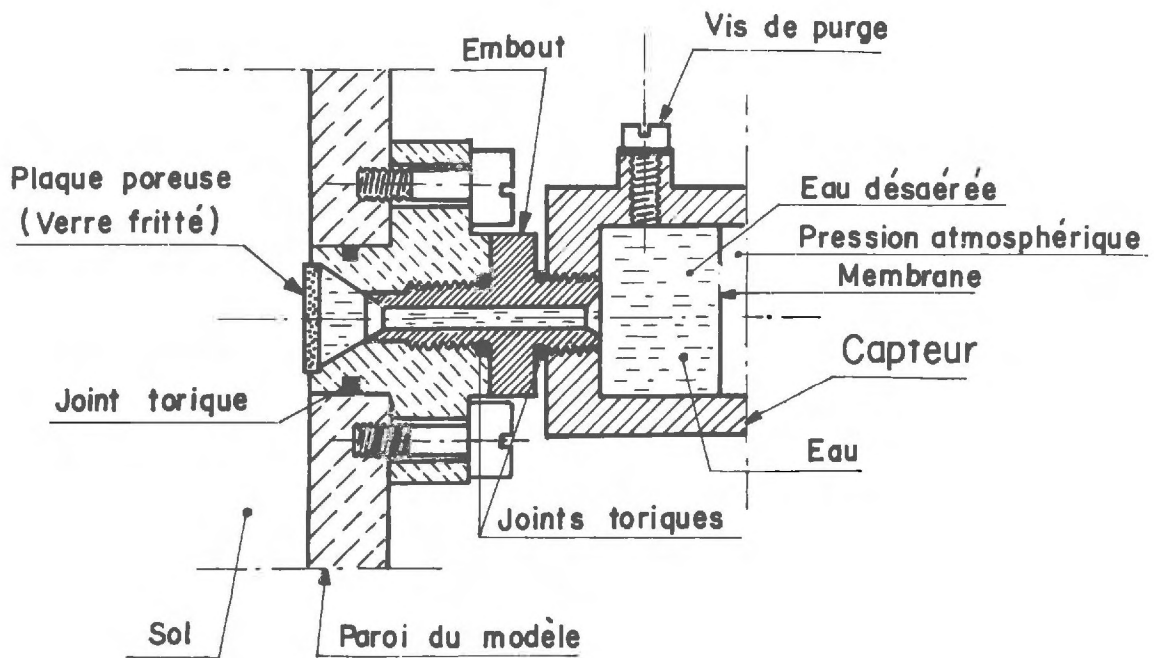
Cette cellule poreuse est collée sur son pourtour sur un support en plexiglas, lequel est relié hydrauliquement à un capteur de pression par un embout en laiton.

#### b) Capteur de pression

Le traducteur de pression utilisé est un capteur de pression à membrane à fils tendus, type STATHAM PM 6 TC. La face interne de la membrane est soumise à la pression du mélange eau-air du sol, et la face externe, à la pression atmosphérique.

Ainsi le capteur mesure donc la pression totale  $P_t = p_l + p_g$  rapportée à la pression atmosphérique :

$$P_t - P_{at} = p_l + p_g - P_{at} \quad (31)$$



( ECHELLE : 1 )

## Dispositif de mesures tensiométriques (Tensiomètre et capteur associé)

Les déformations de la membrane résultant de la différence des pressions amont et aval sont déterminées classiquement par extensométrie.

Ce dispositif comporte donc :

- . une alimentation stabilisée basse tension (6 volts, continu),
- . un potentiomètre permettant le réglage du zéro du capteur,
- . un voltmètre enregistreur.

La membrane travaillant dans le domaine de l'élasticité linéaire, la tension de sortie est donc proportionnelle à la succion, d'où la nécessité d'effectuer un étalonnage.

Le dispositif doit pouvoir être purgé; il importe en effet qu'il soit constamment saturé, afin que toute variation de pression soit transmise instantanément jusqu'à la membrane du capteur.

---

### CHAPITRE III

#### DISPOSITIF EXPERIMENTAL

Après cet examen du principe de la mesure des deux grandeurs fondamentales : succion et teneur en eau, il nous faut aborder maintenant le support expérimental de notre étude : le matériau poreux avec ses caractéristiques, l'acquisition, la centralisation et le traitement des données ; support sur lequel repose l'étude du comportement de la relation  $\psi(\theta)$  en régime statique et dynamique.

#### 1. LE MODELE PHYSIQUE

Nous avons établi nos résultats sur une colonne de sol horizontale et les avons vérifiés sur une colonne verticale, afin d'une part d'étudier la prise en compte du potentiel gravitaire, et d'autre part de nous placer dans les conditions expérimentales de WATSON (1968) (voir chapitre I, 5.3).

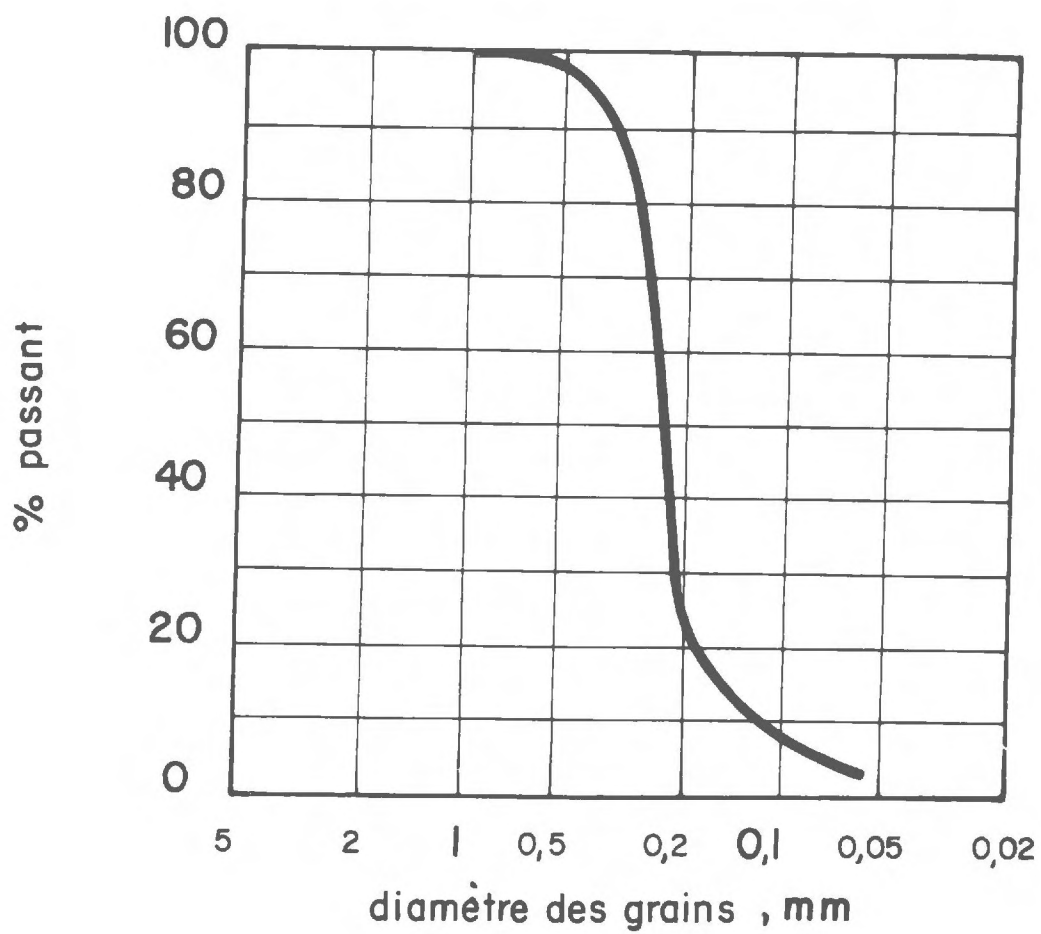
##### 1.1. Le matériau poreux

Le sol utilisé est un sable silteux provenant de la plaine alluviale de l'Isère ; ce sable dont la granulométrie est relativement serrée (voir fig.5) a été lavé afin d'éliminer toutes les particules fines en suspension (pour éviter tout transport solide lors de l'écoulement) et mis soigneusement en place, après avoir été séché à l'air, de manière à réaliser un échantillon le plus homogène possible.

Il est en effet essentiel, pour que les différences éventuelles dans le comportement de  $\psi(\theta)$  soient significatives, que les dispersions expérimentales dues à l'hétérogénéité du sol soient très faibles. Il importe également que la teneur en eau à un instant donné puisse être considérée comme constante dans toute



## Granulométrie du sol



- Figure 5 -

section transversale de la colonne, car, comme nous le verrons, les mesures de teneur en eau et de succion ne sont pas effectuées en un même point d'une section.

L'épaisseur  $X_S$  de sol et la masse volumique sèche du sol en place  $\rho_d$  ont été déterminées par gammamétrie en utilisant la relation 20. Dans le premier cas (pour  $X_S$ ) les taux de comptage ont été mesurés pour plusieurs abscisses, à travers la colonne vide ou pleine d'eau ; dans le second cas, (pour  $\rho_d$ ), à travers la colonne d'air ou pleine de sol sec.

Un profil de la masse volumique du sol sec (obtenu sur la colonne horizontale) est ainsi donné, fig.6. Nous avons représenté le domaine d'incertitude et nous pouvons constater que les différents points expérimentaux ne sont pas statistiquement différents de la masse volumique moyenne qui est de  $1,318 \text{ g/cm}^3$ .

## 1.2. Description des colonnes

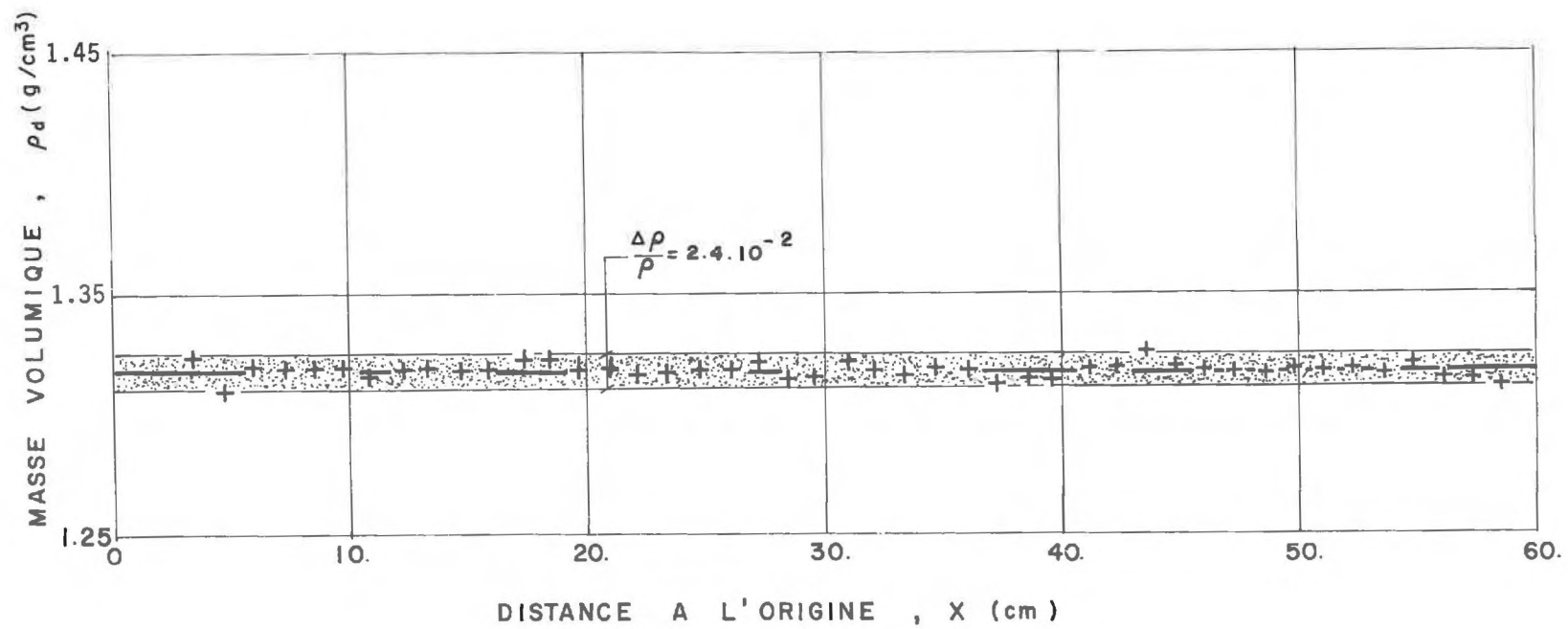
Les résultats ont d'abord été établis sur une colonne horizontale en plexiglas de 60 cm de longueur et 5,10 cm de diamètre moyen, munie à une extrémité d'une plaque poreuse de très faible impédance (0,039 mm à  $20^\circ\text{C}$ ) et de pression d'entrée d'air égale à - 75 cm d'eau.

Cette plaque est connectée à un tube capillaire par l'intermédiaire d'un tuyau plastique souple. Cet ensemble préalablement saturé, permet d'imposer au sol différentes conditions de pression, en fixant l'extrémité libre du capillaire à différentes cotes par rapport au plan horizontal diamétral de la colonne, choisi comme plan de référence.

Les résultats ainsi obtenus ont pu également être vérifiés lors d'une autre série d'essais effectués sur une colonne verticale, qui a également permis de tester à posteriori notre dispositif expérimental de mise à l'atmosphère de la phase air. On notera que cette colonne était cependant plus spécialement conçue pour l'étude d'écoulements dans les sols multicouches, avec prise en considération de la phase air (VACHAUD - VAUCLIN - WAKIL - KHANJI - 1971).

Cette colonne en duralumin mesure 136 cm de haut, 10 cm de diamètre et est composée de 3 couches de sol de très grande homogénéité en masse volumique : 1 couche supérieure en sable fin analogue à celui utilisé pour la colonne horizontale d'épaisseur 35 cm ; 1 couche intermédiaire de sable grossier, de 46 cm et une couche inférieure du même sable fin, de 55 cm.

Pour notre étude, nous ne considérerons que la couche supérieure.



- Figure 6 -

### 1.3. Dispositif de mesures tensiométriques

a) La colonne horizontale était percée sur sa génératrice supérieure, de 8 alésages de 18 mm de diamètre dans lesquels s'inséraient 8 tensiomètres associés chacun à un capteur de pression. La répartition de ces tensiomètres est donnée par le tableau ci-dessous, la plaque poreuse située à l'extrémité amont de la colonne étant prise comme origine des abscisses.

! Références !	! C <sub>1</sub> !	! C <sub>2</sub> !	! C <sub>3</sub> !	! C <sub>4</sub> !	! C <sub>5</sub> !	! C <sub>6</sub> !	! C <sub>7</sub> !	! C <sub>8</sub> !
! Abscisses ! (en cm)	! 4 !	! 9 !	! 14 !	! 19 !	! 24 !	! 34 !	! 44 !	! 54 !

On trouvera, figure 7, un schéma du montage de ces tensiomètres.

b) La répartition des tensiomètres dans la couche supérieure de la colonne verticale était la suivante :

! Références !	! C <sub>1</sub> !	! C <sub>2</sub> !	! C <sub>3</sub> !
! Cotes (en ! cm)	! 8 !	! 18 !	! 28 !

La surface du sol étant l'origine des cotes, l'axe OZ étant orienté positivement vers le bas.

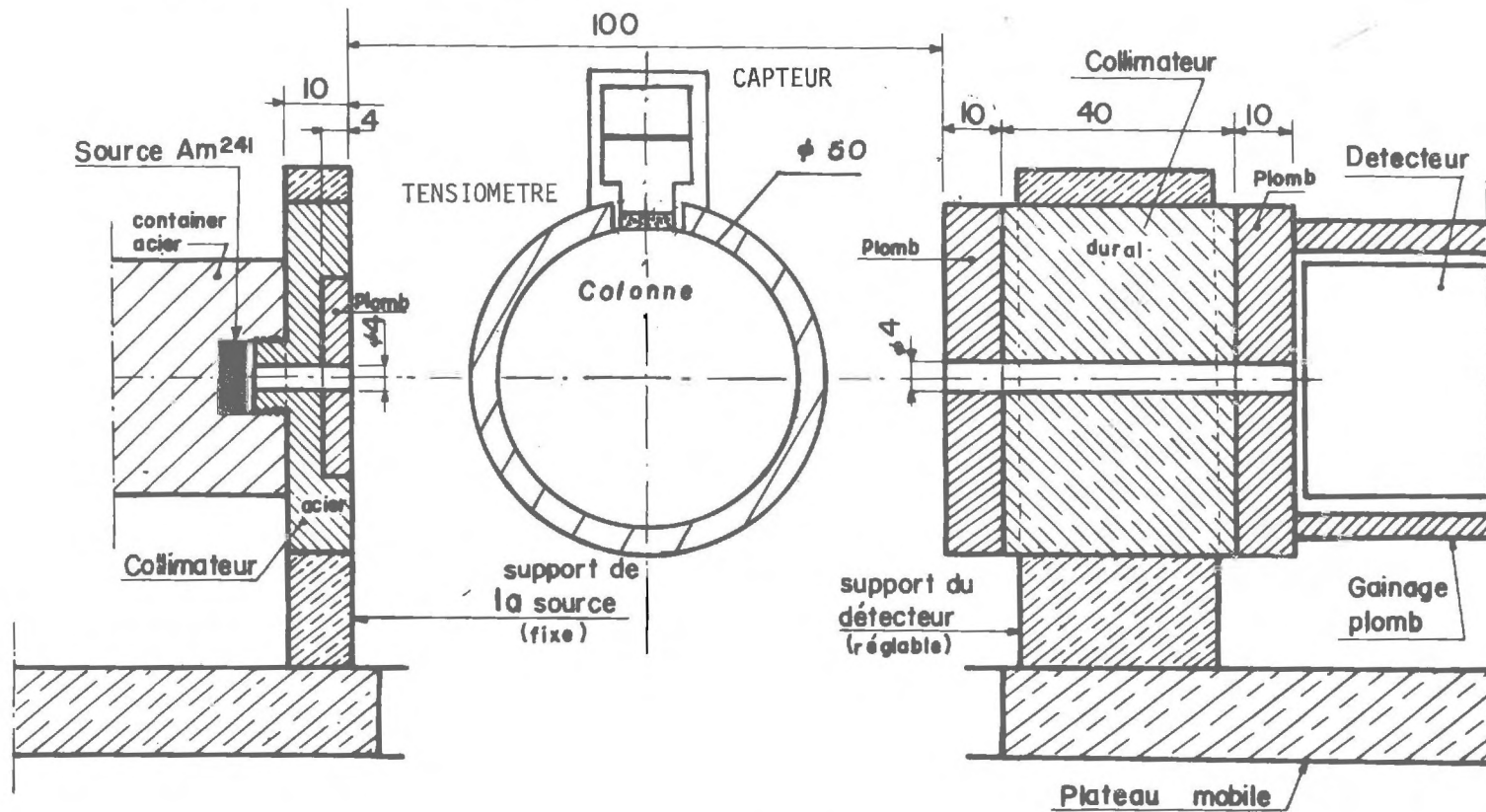
Dans les deux cas, la sortie de chaque capteur est connectée à un volt-mètre digital par l'intermédiaire d'un sélecteur multivoies. La commutation des voies se fait par une commande automatique, incluse dans un programme sur lequel nous reviendrons plus loin. Il y a lieu naturellement de s'assurer du bon contact sol-tensiomètre.

### 1.4. Dispositif de mesure des teneurs en eau

a) Une plateforme de mesure (fig.7) se déplaçant sur deux rails horizontaux parallèles à l'axe de la colonne et comportant une source d'Américium 241, un détecteur et la géométrie de collimation adéquate, permet d'obtenir la teneur en eau, en toute section de la colonne horizontale et notamment dans celles où sont

# Dispositif de mesure des teneurs en eau

Vue d'ensemble du montage



- Figure 7 -

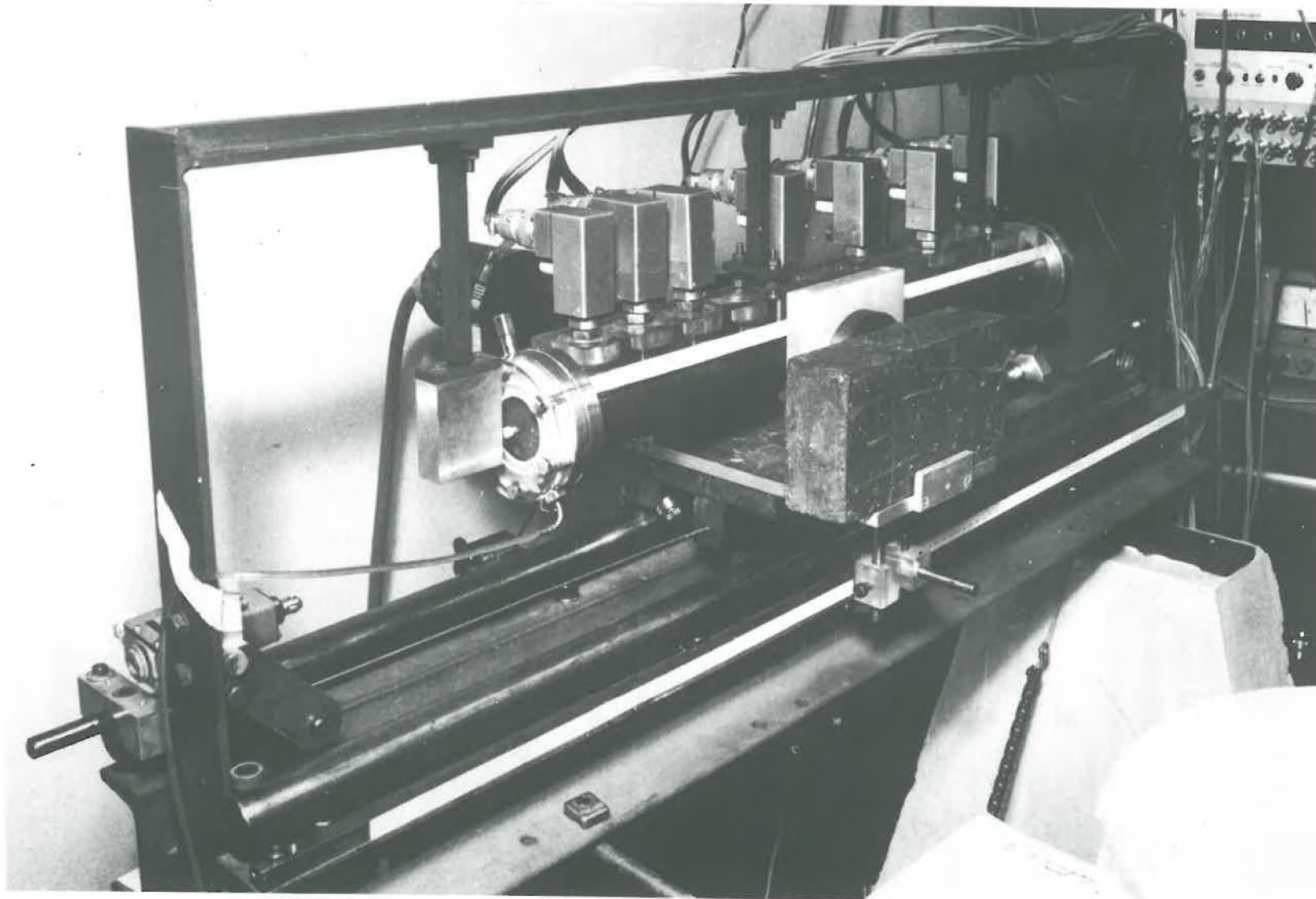


Photo n°1 - COLONNE HORIZONTALE

implantés les tensiomètres. On trouvera, photo 1, une vue d'ensemble du système colonne-tensiomètre-équipement mobile.

Le déplacement de la plateforme est commandé par un moto-réducteur. En bout d'arbre moteur est fixé un disque percé de deux trous qui en tournant passent devant une cellule photo-électrique reliée à une échelle de comptage d'impulsions. Ces impulsions, dont chacune correspond à un demi-tour du moteur, sont comptées positivement dans un sens, négativement dans le sens inverse. La position de l'équipage mobile est ainsi repérée par le nombre d'impulsions affiché sur l'échelle comptante-décomptante. Le pas du déplacement est présélectionné. La vitesse est de l'ordre de 2 cm/s. La corrélation impulsions-déplacements du chariot est rigoureusement linéaire et la constante d'étalonnage est de 4 impulsions/mm. La position est ainsi déterminée avec une précision de l'ordre de 0,2 mm.

D'autre part deux relais disposés à chaque extrémité de la colonne permettent, en fin de course, d'inverser automatiquement le sens de rotation du moteur et les polarités des impulsions. Cela permet une prospection automatique et continue de la colonne.

Les essais effectués étant d'assez longue durée, il est indispensable de s'assurer périodiquement de la stabilité des comptages, afin de tenir compte d'une éventuelle dérive de l'électronique, en réalisant des comptages toutes les heures à travers un absorbant de référence (une cale en duralumin de 20 mm d'épaisseur).

Compte tenu de la géométrie de mesure précédemment décrite, les coefficients d'absorption massique du sol ( $\mu_s$ ) et de l'eau  $\mu_w$  (qui ont été déterminés au préalable, sur des échantillons de teneur en eau connue) valent respectivement :

$$\mu_s = 0.2815 \pm 0.0005 \text{ cm}^2/\text{g}$$

$$\mu_w = 0.19762 \pm 0.00002 \text{ cm}^2/\text{g}$$

b) Dans le cas de la colonne verticale, l'épaisseur de sol était telle qu'il nous a fallu utiliser une source de Césium 137 pour obtenir les teneurs en eau. La technique de mesure précédemment exposée reste évidemment valable en tout point. Le dispositif expérimental est identique à celui utilisé par THONY (1970) et WAKIL (1971).

#### 1.5. Dispositif de mesure des volumes d'eau écoulés

Nous avons utilisé de l'eau distillée et désaérée. Sa température était contrôlée et est restée constante à 20°C durant les essais. Les volumes d'eau

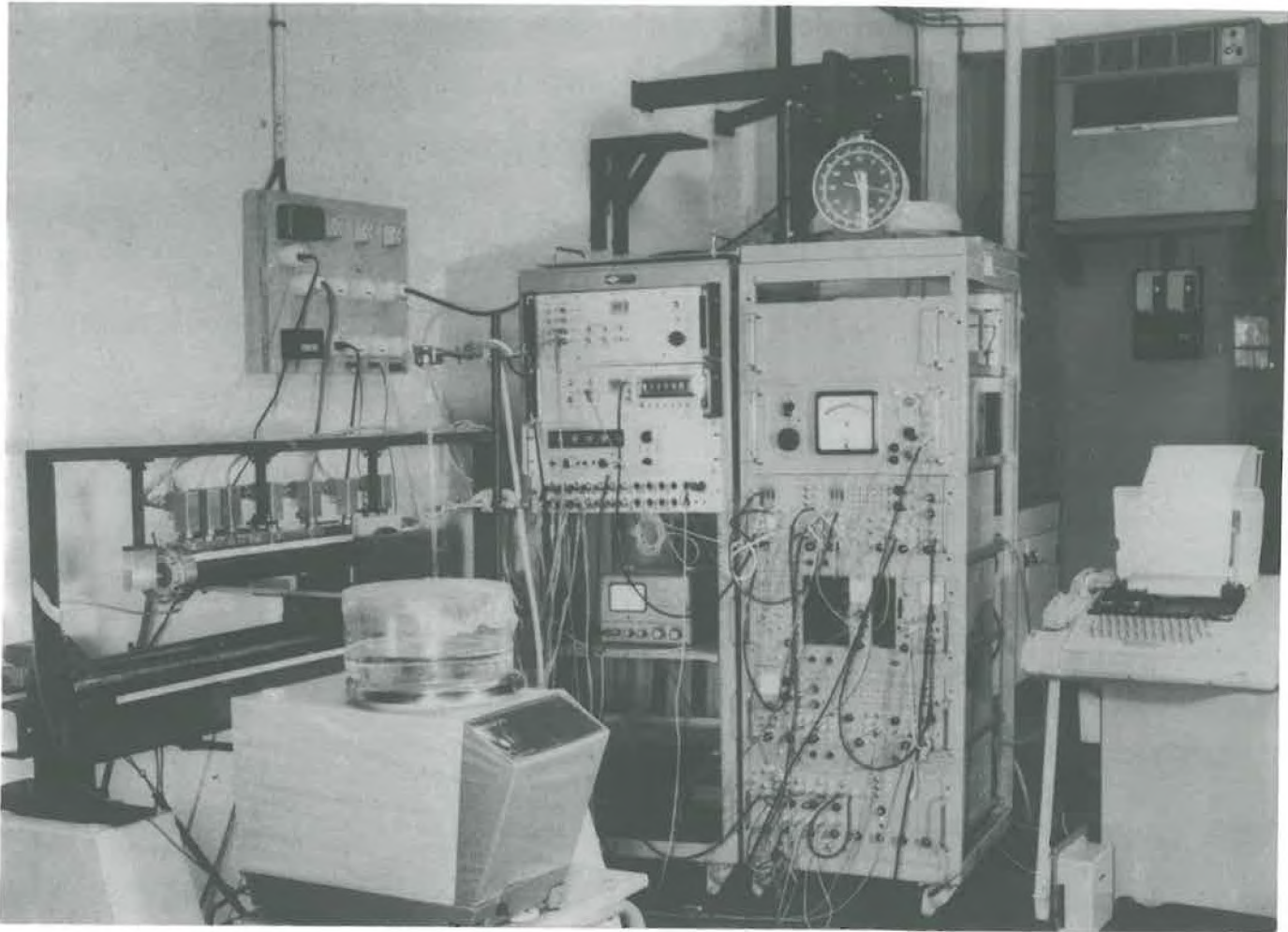


Photo n°2 - DISPOSITIF EXPERIMENTAL



écoulés sont mesurés par gravimétrie. Ils sont recueillis (essai de drainage) ou prélevés (essai d'humidification) par l'intermédiaire d'un ensemble tuyau-capillaire dans un réservoir (cristalliseur) placé sur une balance électrique dont on relève les indications à différents instants (voir photo 2).

La pression imposée à l'eau du sol est déterminée, pour un drainage, par la cote de l'extrémité libre du capillaire, et pour une infiltration, par la cote de la surface libre de l'eau contenue dans le cristalliseur et dans laquelle plonge le capillaire. Dans ce dernier cas, on notera qu'il est nécessaire de contrôler (au cathétomètre) les variations de la cote de cette surface libre, dues à la remontée du plateau de la balance et de les compenser, en ajoutant des quantités d'eau déterminées.

Les essais ayant une durée assez longue, il y a lieu de se prémunir contre l'évaporation en couvrant le réservoir.

Ainsi, il a été possible d'imposer les conditions initiales, en termes de pression, avec une précision absolue meilleure que le millimètre.

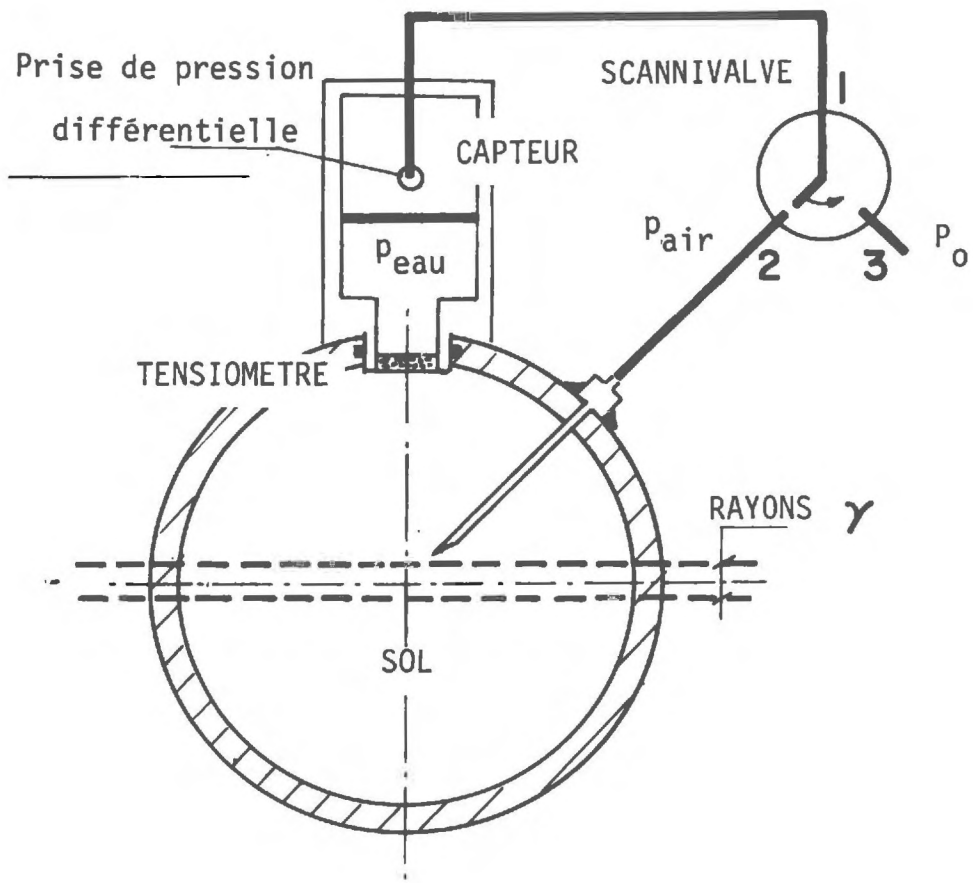
#### 1.6. Dispositif de contrôle de la pression de l'air

Les parois de la colonne horizontale sont percées sur trois génératrices de trous de 1 mm de diamètre, espacés de 20 mm, de telle sorte que la phase air soit à la pression atmosphérique. Nous exposerons plus loin divers essais effectués sur cette colonne et relatifs à ce problème.

D'autre part, nous avons équipé la colonne verticale d'un dispositif permettant de mettre en évidence le rôle de la phase air. En effet, les parois de la colonne sont percées, au niveau de chaque section de mesure de succion et de teneur en eau, et sur quatre génératrices, de trous de 1 mm de diamètre dans lesquels sont insérées des aiguilles de seringues hypodermiques de 50 mm de long (jusqu'à l'axe de la colonne par conséquent) permettant soit d'isoler complètement la pression de l'air du sol par rapport à la pression atmosphérique (embouts des aiguilles bouchés), soit, au contraire, de mettre le centre de la colonne à la pression atmosphérique (embouts non bouchés).

En outre, nous avons la possibilité de mesurer la pression de l'air dans 2 sections situées dans la couche de gravier ( $Z = 50$  cm,  $Z = 67,5$  cm) en utilisant un robinet multivoie, type "Scanivalve" qui permet de connecter la prise de pression différentielle des capteurs correspondants (II.3.2) soit à l'une des aiguilles hypodermiques (liaison décrite par la voie "1.2") soit à la pression atmosphérique voie (1.3) (voir fig.8).

DISPOSITIF EXPERIMENTAL DE LA MESURE  
DE LA PRESSION D'AIR



- Figure 8 -

## 2. ACQUISITION, CENTRALISATION ET TRAITEMENT DES DONNEES

Notre dispositif expérimental comporte par ailleurs un ensemble conçu pour centraliser et enregistrer les informations et pour permettre une programmation séquentielle et continue des opérations.

Le schéma général du dispositif expérimental est présenté fig.9. La photo n°2, donne une vue d'ensemble de ce dispositif.

### 2.1. Acquisition et centralisation des données

Alors qu'une simple lecture de voltmètre permet de connaître instantanément la succion en un point du sol, la mesure de la teneur en eau, en faisant appel à un processus aléatoire, requiert un comptage gamma durant un temps relativement long dans une section donnée.

L'étude de l'évolution spatio-temporelle des teneurs en eau demande donc une procédure séquentielle et cyclique comportant une période de comptage dans une section et une période d'enregistrement de l'ensemble des informations, suivie du déplacement de l'appareillage de mesure de la teneur en eau vers une autre section.

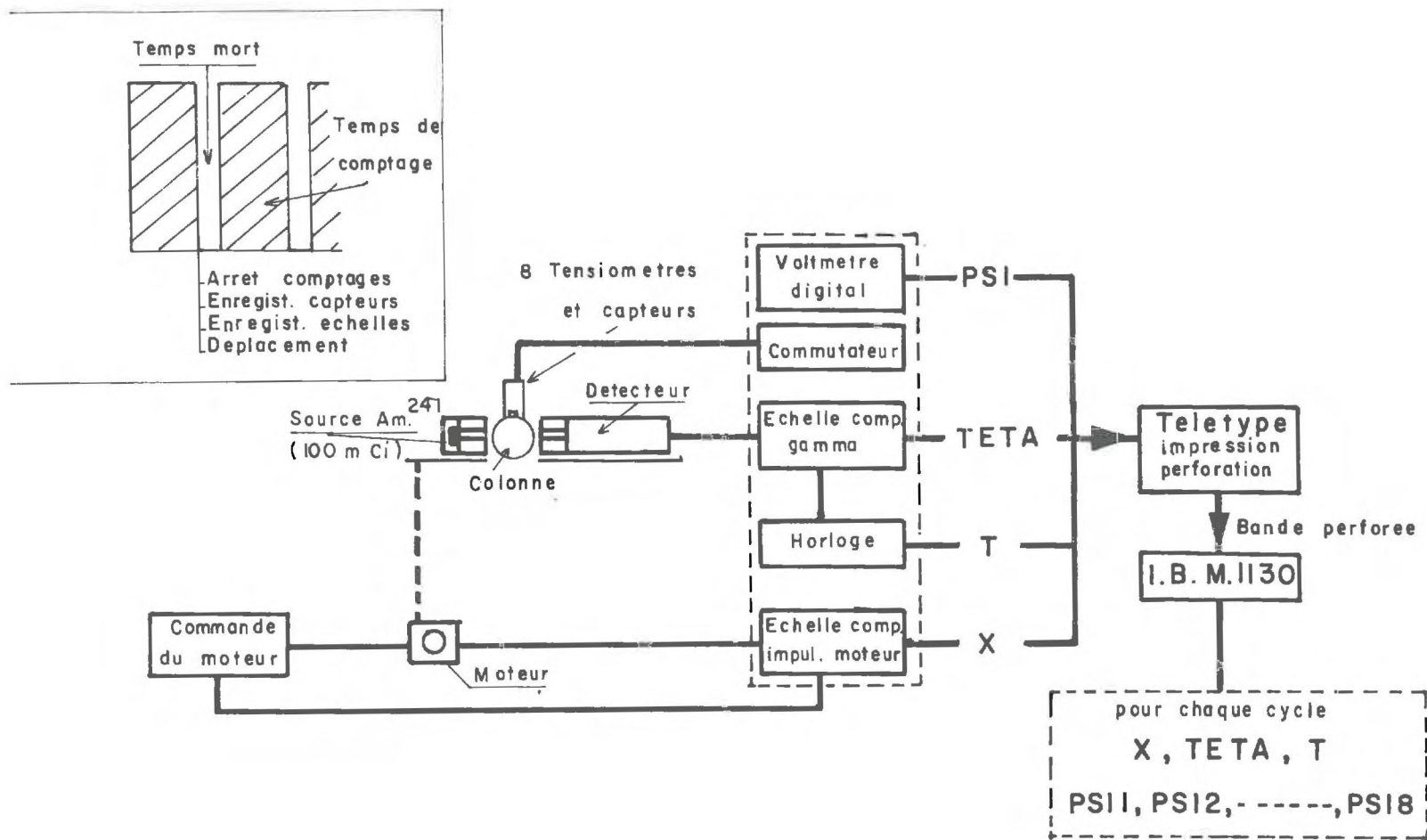
Ainsi, dans une section  $S_i$  s'effectue un comptage gamma pendant un temps  $t_c$  (60 s) présélectionné. A la fin de cette période de comptage une impulsion électrique déclenche la commande d'impression des résultats et l'ouverture d'un tiroir de présélection de temps mort dont la durée  $t_m$  (20 s) est également présélectionnée.

Durant ce temps mort, sont enregistrés (impression et perforation de bande) :

- . les tensions aux bornes des capteurs par commutation des différentes voies au voltmètre ;
- . l'échelle de comptage-gamma ;
- . l'échelle des impulsions du moteur, correspondant à la position de la plateforme ;
- . le temps écoulé depuis l'instant initial de l'essai, par lecture d'une horloge.

Une impulsion en fin d'impression commande le déplacement (présélectionné) de la plateforme vers la section  $S_{i+1}$ .

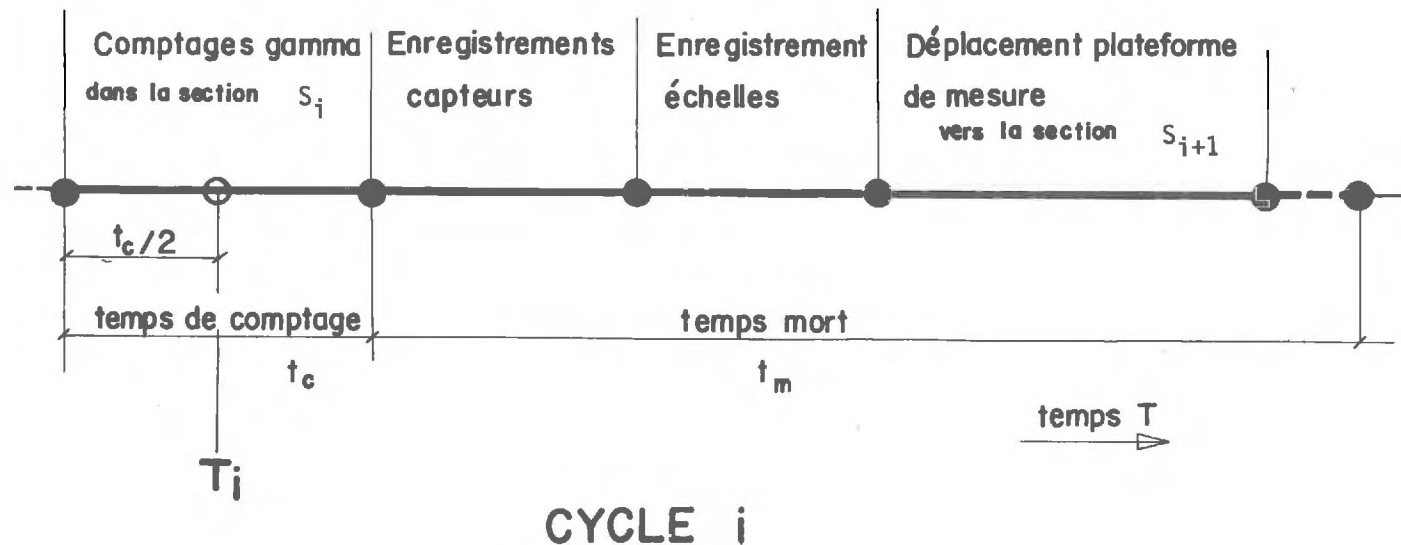
A la fin du temps mort, dont la durée doit être supérieure à celle de l'impression des données et du mouvement de la plateforme, une impulsion électrique déclenche une nouvelle période de comptage dans la section  $S_{i+1}$ . Un tel cycle est représenté fig.10.



DISPOSITIF EXPERIMENTAL

- Figure 9 -

## Procédure séquentielle de l'exploration



- Figure 10 -

Chaque cycle, dont la durée est  $t_c + t_m$ , est repéré dans le temps à partir du début des essais par l'instant  $T_i$  atteint à la fin de la demi-période de comptage, affiché sur une horloge à mémoire et lu au cours de l'enregistrement suivant.

Ainsi, nous devons noter que la teneur en eau n'étant qu'une valeur moyenne obtenue par intégration des comptages pendant le temps  $t_c$ , il est normal de lui affecter l'instant moyen de la période de comptage.

Au contraire, le temps  $T_i + t_c/2$ , sera affecté aux valeurs de succion, en négligeant le temps d'impression des capteurs.

## 2.2. Traitement des données

Comme nous l'avons indiqué au paragraphe précédent, les informations sont perforées sur des bandes qui sont traitées par ordinateur IBM 1130, à l'aide d'un programme de transcodage (EQUAT. PPTI. PPTZ).

Le traitement des informations dont l'organigramme est donné figure 11, doit comporter le calcul des différents paramètres de l'écoulement et leur exploitation ultérieure.

### a) Calculs

- Le calcul de la teneur en eau doit tenir compte d'éventuelles dérives des comptages et s'exprime par :

$$\theta = \theta_0 + \frac{l}{\mu_w \rho_w X_s} \cdot \ln \left( C \times \frac{N_s}{N_w} \right)$$

où  $\theta_0$  : est la teneur en eau résiduelle du sol séché à l'air ( $0,0065 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$ )

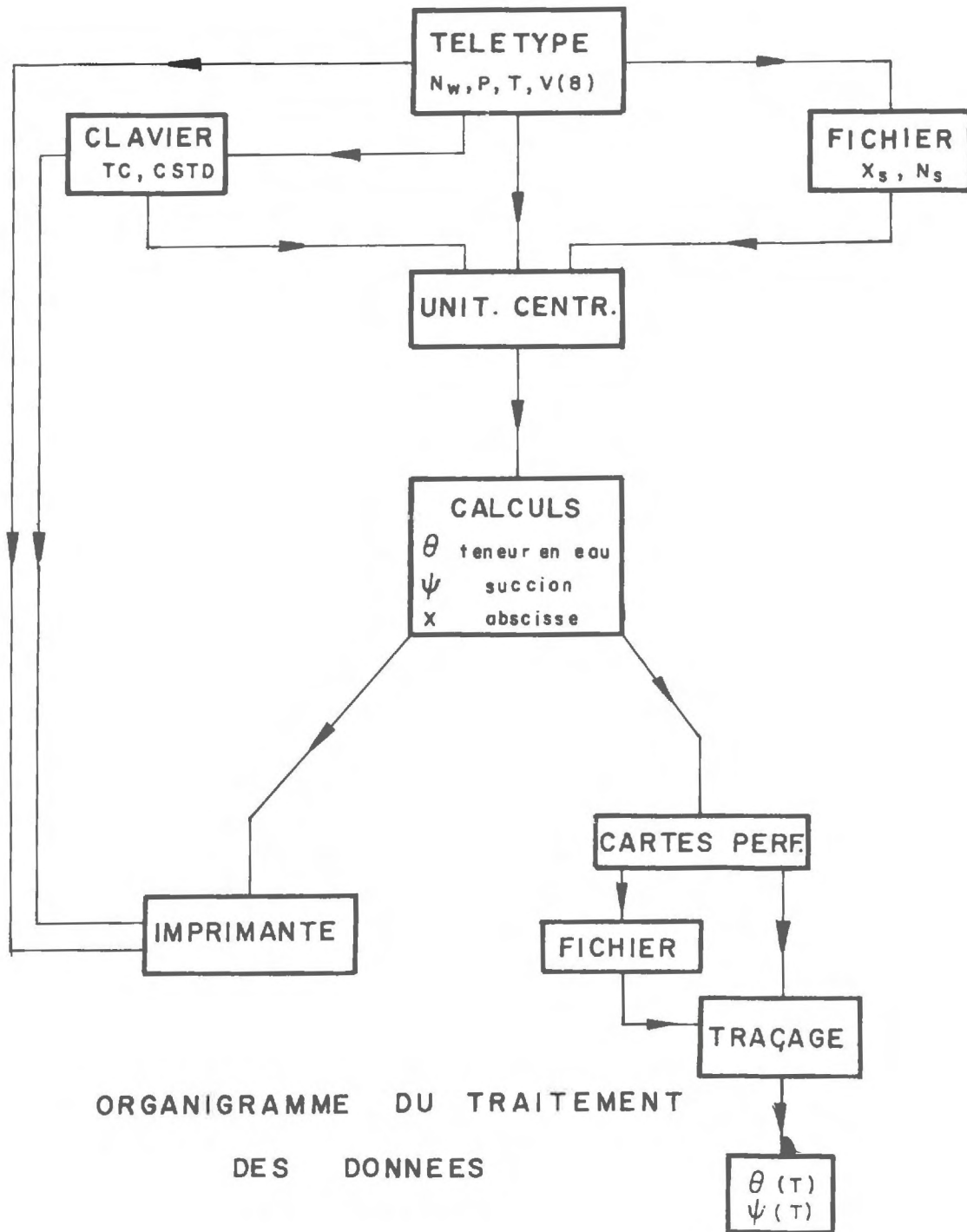
$X_s$  : épaisseur du sol

$N_s$  : taux de comptage dans le sol séché à l'air

$N_w$  : taux de comptage en sol humide

$$C = \frac{\text{CSTD}}{\text{CSTD}_0} = \frac{\text{taux de comptage de référence en cours d'essai}}{\text{taux de comptage de référence initial}}$$

On voit donc que les teneurs en eau sont déterminées, en tout point, à partir des références du sol sec ( $X_s, N_s$ ). Ces valeurs sont mises en mémoire, sur disque, sous forme d'un fichier.



- Figure 11 -

X= 9.02 CM.	TETA=0.3552			T= 0.091 H.	TH= 0.095 H.			Z= 29.84
PSI	-36.70	-35.28	-34.99	0.00	-33.51	-33.43	-30.66	-31.09
Y	12.93	29.17	45.41	61.65	77.89	110.37	142.85	175.33
X=14.04 CM.	TETA=0.3672			T= 0.108 H.	TH= 0.112 H.			Z= 42.71
PSI	-37.04	-35.56	-35.11	0.00	-33.31	-33.43	-31.23	-31.53
Y	11.94	26.92	41.91	56.89	71.88	101.85	131.82	161.79
X=24.08 CM.	TETA=0.3834			T= 0.127 H.	TH= 0.131 H.			Z= 67.44
PSI	-37.38	-35.84	-35.33	0.00	-33.51	-33.55	-31.34	-31.64
Y	11.02	24.85	38.69	52.52	66.36	94.03	121.70	149.36
X=34.12 CM.	TETA=0.3808			T= 0.146 H.	TH= 0.151 H.			Z= 89.02
PSI	-37.49	-35.98	-35.55	0.00	-33.78	-34.01	-31.91	-31.96
Y	10.28	23.20	36.11	49.03	61.94	87.77	113.60	139.42
X=44.16 CM.	TETA=0.3735			T= 0.166 H.	TH= 0.170 H.			Z= 108.27
PSI	-37.61	-36.19	-35.44	0.00	-33.64	-34.01	-32.14	-32.18
Y	9.68	21.84	33.99	46.15	58.30	82.61	106.92	131.24
X=54.21 CM.	TETA=0.3838			T= 0.185 H.	TH= 0.190 H.			Z= 125.75
PSI	-37.83	-36.39	-35.78	0.00	-34.12	-34.35	-32.59	-32.51
Y	9.17	20.69	32.20	43.72	55.24	78.27	101.30	124.34
X= 4.00 CM.	TETA=0.3188			T= 0.216 H.	TH= 0.221 H.			Z= 8.58



```
PAGE 1 VAUCLIN
// JOB VAUCLIN 1
LOG DRIVE CART SPEC CART AVAIL PHY DRIVE
0000 0B01 0B01 0000
V2 M09 ACTUAL 8K CONFIG 8K
*EQUAT(PAPTZ,PAPTI)
// FOR
*IOCS(KEYBOARD,PAPERTAPE,1132PRINTER,DISK,CARD,PLOTTER)
*LIST SOURCE PROGRAM
*ONE WORD INTEGERS
INTEGER X1,X2,X3
REAL NS,X5,NW
DIMENSION AV(8),BV(8),V(11),PSI(8)
DIMENSION CN(8)
DIMENSION XC(8),Y(8)
DIMENSION XE(9),YE(16)
DIMENSION I(36)
DATA AV/0.088106,0.143540,0.089286,0.160428,0.147783,0.086505,0.08
18106,0.091324/
DATA BV/0.,2.,2*0.,1.,3*0./
DATA CSTD,ALPHA,TETO,A,B/208303.,5.0585,0.0241,0.025105,-6.042/
DATA XC/4.,9.02,14.04,19.06,24.08,34.12,44.16,54.20/
DATA XE/0.,0.05,0.10,0.15,0.20,0.25,0.30,0.35,0.40/
DATA YE/0.,-5.,-10.,-15.,-20.,-25.,-30.,-35.,-40.,-45.,-50.,-55.,-
160.,-65.,-70.,-75./
DATA CSTD/208950./
DATA TA/60./
DATA CN/3*7.56,0.,7.56,5.06,6.56,7.56/
DEFINE FILE 1(13,4,U,11)
READ(4,100)I
WRITE(3,108)I
C LECTURE DU CLAVIER
L=0
11 READ(6,106)TC
L=L+1
WRITE(3,107)TC
C LECTURE D UN CYCLE DE LA BANDE
K=0
1 READ(4,110)X1,V(1),V(2),V(3),V(4),V(5),V(6),V(7),V(8),X2,V(9),V(10
1),V(11),X3,NW,P,TAU
K=K+1
C=CSTD/CSTD0
IF(NW)11,11,22
C TESTS SUR LA POSITION
22 IF(P)1,2,3
2 I1=1
GO TO 10
3 IF((IFIX(P))/200=P/200.)4,6,1
4 P1=P+1
IF((IFIX(P1))/200=P1/200.)7,5,1
5 P=P1
GO TO 6
7 P2=P-1
IF((IFIX(P2))/200=P2/200.)9,8,1
9 P=P2
GO TO 6
9 P3=P+2
```

PAGE 2 VAUCLIN

```
      IF((IFIX(P3))/200-P3/200.)1,26,1
26 P=P3
   GO TO 6
   6 I1=1+(IFIX(P))/200
   GO TO 10
C   LECTURE DU FICHIER
10 READ(1'I1)NS,XS
C   CALCULS
   T=TAU/3600.
   ST=SQRT(T)
   TH=(TAU+TC/2.)/3600.
   STH=SQRT(TH)
   TETA=TETO+(ALOG((NS*C/NW)*(TC/TA)))*ALPHA/XS
   X=A*P+B
   Z=X/ST
C   IMPRESSION DES RESULTATS
   WRITE(3,101)X,TETA,T,TH,Z
   DO 20 L=1,8
   Y(L)=(XC(L))/STH
20 PSI(L)=(V(L)+BV(L))/AV(L)+CN(L)
   WRITE(3,102)PSI(1),PSI(2),PSI(3),PSI(4),PSI(5),PSI(6),PSI(7),PSI(8)
1)
   WRITE(3,104)Y(1),Y(2),Y(3),Y(4),Y(5),Y(6),Y(7),Y(8)
C   PERFORATION DES RESULTATS
   WRITE(2,111)X,TETA,T,PSI(1),PSI(2),PSI(3),PSI(4),PSI(5),PSI(6),PSI
1(7),PSI(8)
   GO TO 1
100 FORMAT(36A2)
108 FORMAT(40X,36A2///)
101 FORMAT(10X,'X=',F5.2,1X,'CM.',10X,'TETA=',F6.4,10X,'T=',F7.3,1X,'H
1.',10X,'TH=',F7.3,1X,'H.',10X,'Z=',1X,F7.2//)
102 FORMAT(15X,'PSI',4X,F7.2,3X,F7.2,3X,F7.2,3X,F7.2,3X,F7.2,3X,F7.2,3X,
1X,F7.2,3X,F7.2//)
104 FORMAT(16X,'Y',5X,F7.2,3X,F7.2,3X,F7.2,3X,F7.2,3X,F7.2,3X,F7.2,3X,
1F7.2,3X,F7.2//)
106 FORMAT(1X,F4.0)
107 FORMAT(5X,'TC=',F4.0,1X,'S.'//)
110 FORMAT(4X,I3,3X,E5.2,3X,E5.2,3X,E5.2,3X,E5.2,3X,E5.2,3X,E5.2,3X,E5
1.2,3X,E5.2,2X/4X,I3,3X,E5.2,3X,E5.2,3X,E5.2,2X/4X,I3,2X,E6.0,4X,E4
2.0,2X,E6.0,2X)
111 FORMAT(F5.2,F6.4,F7.3,1X,F7.2,F7.2,F7.2,F7.2,F7.2,F7.2,F7.2,F7.2)
   END
```

FEATURES SUPPORTED  
ONE WORD INTEGERS  
IOCS

CORE REQUIREMENTS FOR  
COMMON 0 VARIABLES 284 PROGRAM 712

END OF COMPILATION

// EJECT

- Le calcul de la section explorée, à partir du nombre P d'impulsions délivrées par le moteur et affiché sur l'échelle de comptage donne :

$$S = A \cdot P + B$$

où A et B sont les constantes d'étalonnage du déplacement de la plateforme de mesure.

- Le calcul des succions pour chaque capteur à partir de sa propre relation d'étalonnage :

$$PSI (K) = (V(K) + B(K)) / A(K)$$

V(K) étant la tension aux bornes de chaque capteur, exprimée en millivolts  
A(K) et B(K) les constantes d'étalonnage de chaque capteur.

- Le calcul du temps :

T : temps affecté à la teneur en eau

TH = T +  $t_c/2$  : temps affecté aux succions.

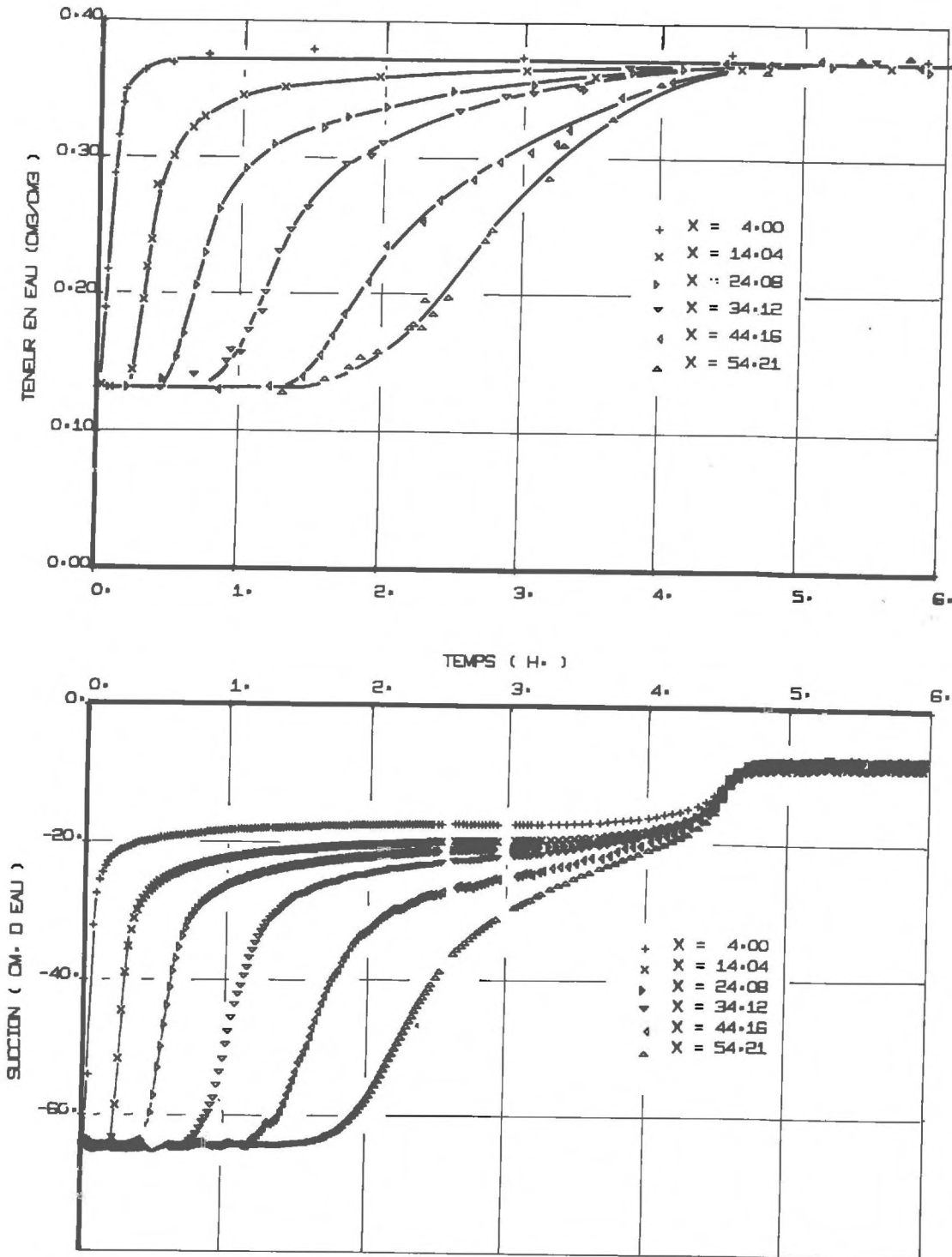
Ces résultats sont présentés sous forme de tableaux reportés fig. 12.  
Le programme complet de calcul est donné fig.13.

#### b) Exploitation des calculs

L'étude expérimentale du comportement dynamique de la relation  $\psi(\theta)$  nécessite la connaissance de l'évolution de la succion et de la teneur en eau en fonction du temps. Les résultats imprimés sur papier, sont simultanément perforés sur cartes. Cela permet leur réutilisation immédiate pour le traçage des courbes  $\theta(T)$ ,  $\psi(TH)$  à partir desquelles, en éliminant le temps, on peut obtenir, en régime transitoire, la relation  $\psi(\theta)$ .

A titre d'exemple, nous avons représenté, figure 14, l'évolution des teneurs en eau et des succions en fonction du temps, pour différentes sections, obtenue par traçage direct à l'ordinateur des points expérimentaux relatifs à un essai d'infiltration en sol humide. Dans la suite de notre étude, toutes les courbes donnant l'évolution spatio-temporelle de ces deux grandeurs ont été obtenues de cette manière. Seul le souci de clarté dans la présentation a fait que nous avons volontairement éliminé des points, afin de ne pas surcharger le tracé de ces courbes.

HUMIDIFICATION DE - 66cm à - 7 cm



- Figure 14 -

Notons au passage que le principe du traitement des informations est tel qu'il permet une extension facile aux écoulements bidimensionnels, contrôlés par trois sources radioactives et vingt capteurs et qui feront l'objet de développements par ailleurs.

-----

## CHAPITRE IV

### R E S U L T A T S

L'étude expérimentale du comportement statique et dynamique de la relation succion-teneur en eau que nous nous proposons d'exposer maintenant, comporte l'établissement des principaux résultats obtenus sur la colonne horizontale, et leur confirmation en considérant un écoulement gravitaire.

Nous nous livrerons ensuite à une analyse critique de ces résultats.

#### 1. ETABLISSEMENT DES RESULTATS

##### 1.1. Rappels de la définition des termes STATIQUE et DYNAMIQUE

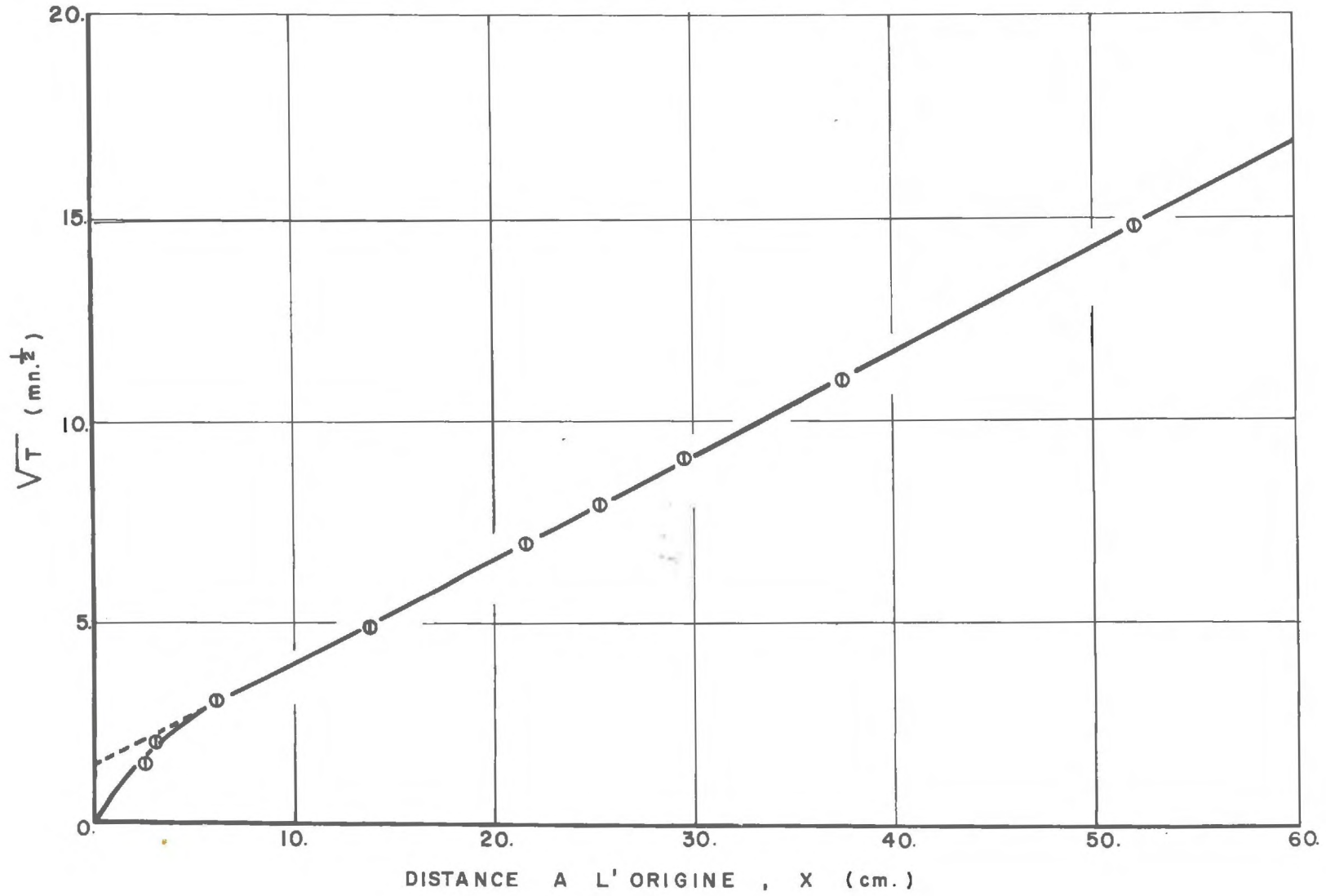
Pour mémoire, nous rappelons qu'une courbe statique succion-teneur en eau est obtenue en imposant au sol un très grand nombre de pas de succion infiniment petits et en attendant à chaque pas l'équilibre caractérisé par l'absence d'écoulement.

Chaque état d'équilibre définit ainsi un point  $\psi - \theta$  de la courbe statique.

Une courbe dynamique, au contraire, est obtenue en imposant un grand pas de succion et en effectuant, au cours de l'écoulement la corrélation succion-teneur en eau.

Il nous faut maintenant examiner la manière de réaliser les essais permettant de déterminer ces deux types de courbes.

INFILTRATION EN SOL SEC



- Figure 15 -

x x x

## 1.2. Les essais sur la colonne horizontale

a) A partir de la colonne de sol initialement sec, nous avons réalisé une humidification (essai n°1), en fixant le niveau du réservoir dans lequel plonge le tube capillaire (cf. chapitre III), à la cote  $Z = - 7$  cm. Cela revient à imposer au sol dans la section  $X = 0$ , une succion de  $- 7$  cm (l'ensemble capillaire - tuyau - plaque poreuse, étant saturé, transmet intégralement les pressions).

Les volumes infiltrés sont contrôlés par gravimétrie (figure 19). Dans le massif poreux, nous suivons l'évolution du front d'infiltration par visualisation et par gammamétrie en effectuant des comptages dans une même section tant que l'atténuation du faisceau de rayons gamma ne varie pas, puis en revenant systématiquement aux mêmes points de mesure, en des instants pas trop éloignés.

La visualisation nous a permis de vérifier que la loi d'avancement du front d'infiltration était bien de la forme  $X_f = \lambda \sqrt{T}$  (PHILIP - 1957). L'écart constaté (fig. 15) entre cette loi et le résultat expérimental, pour des temps faibles peut être attribué à la présence de la plaque poreuse, qui par son impédance, produit un retard.

Au fur et à mesure de l'avancement du front, nous plaçons les tensiomètres en réalisant un contact très soigné entre la plaque poreuse et le sol. On peut noter qu'il est impossible de les mettre en place en sol sec, du fait de la désaturation qui s'en suivrait, liée à la pression d'entrée d'air de la plaque poreuse nettement inférieure (en valeur absolue) à la succion imposée par le sol sec.

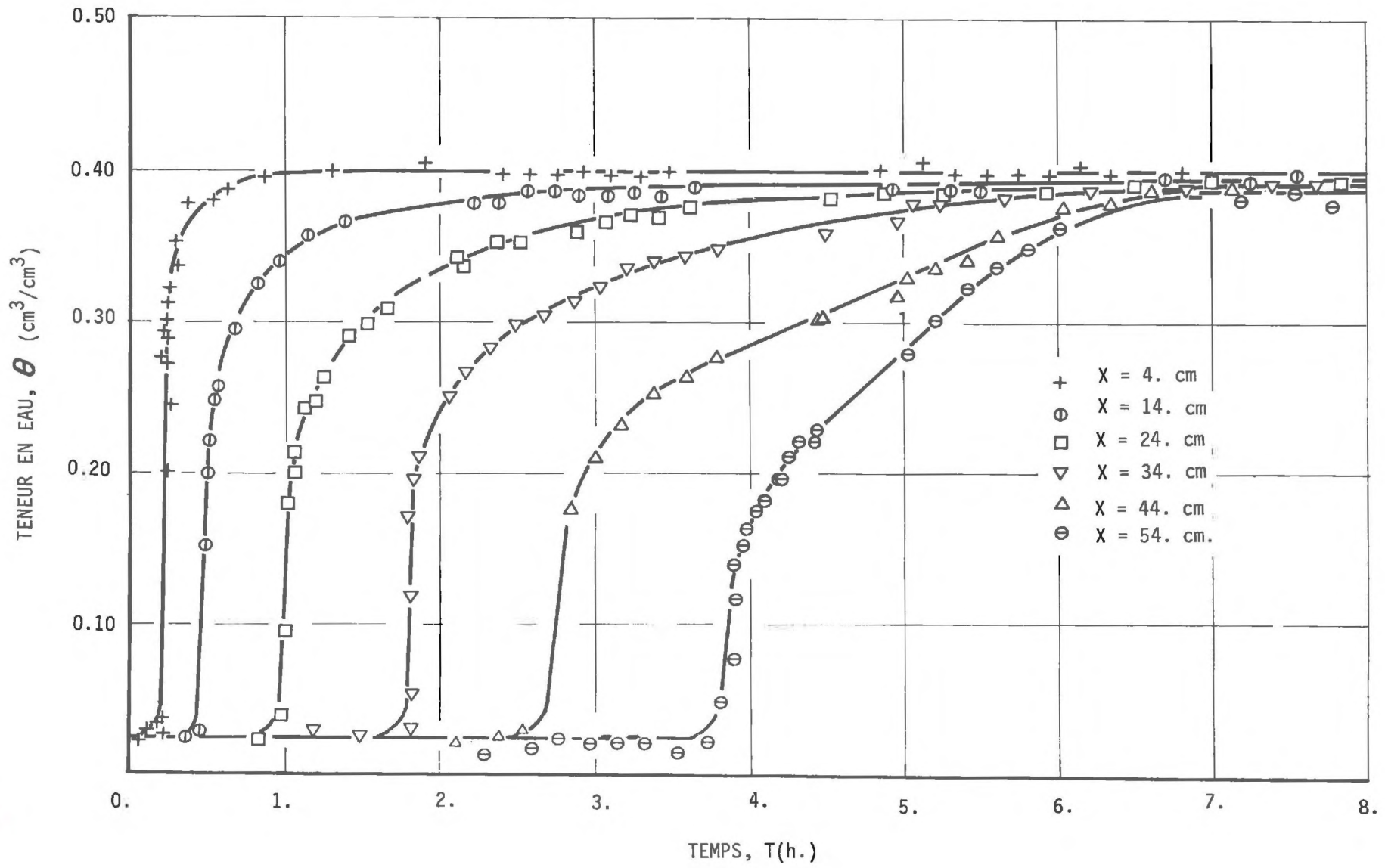
L'évolution des teneurs en eau  $\theta(X, t)$  (figure 16) et des succions  $\psi(X, t)$  (figure 17) nous permet, en éliminant le temps, d'obtenir la relation  $\psi(\theta)$  de chaque section qui correspond pour  $X = 14$  cm à la courbe "ab" de la figure 18.

Les lignes en pointillés, sur la figure 17, correspondent aux "branches infinies" des succions pour les différentes sections. Les temps auxquels elles sont définies sont obtenus à partir de l'avancement de front d'infiltration (fig. 15) et correspondent évidemment aux points de départ des différentes courbes  $\theta(X, t)$  de la figure 16.

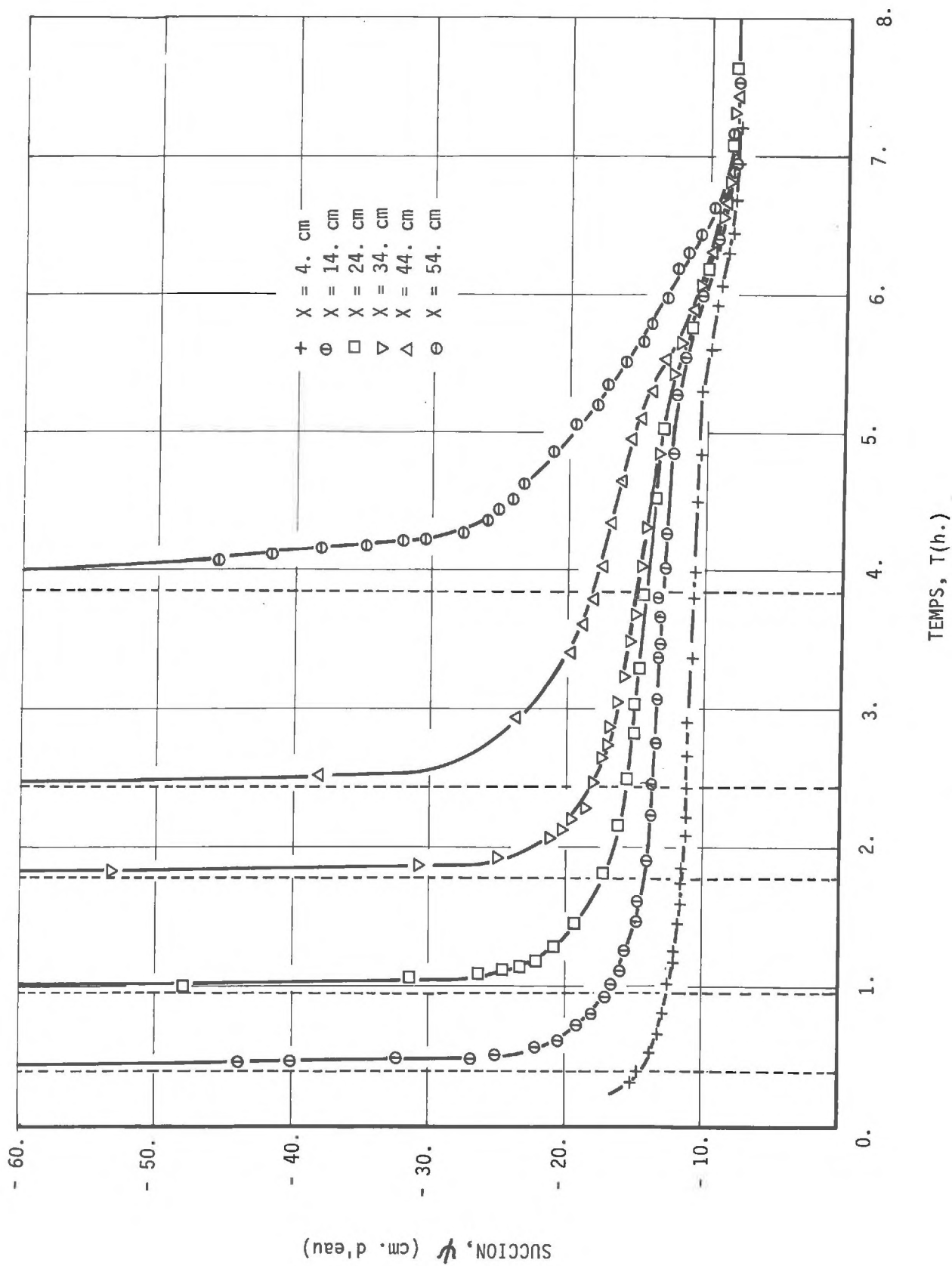
On constate (figure 18) que la teneur en eau finale est de  $0.40 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$  et elle correspond à la saturation complète des pores ( $\theta_{sd}$ ).



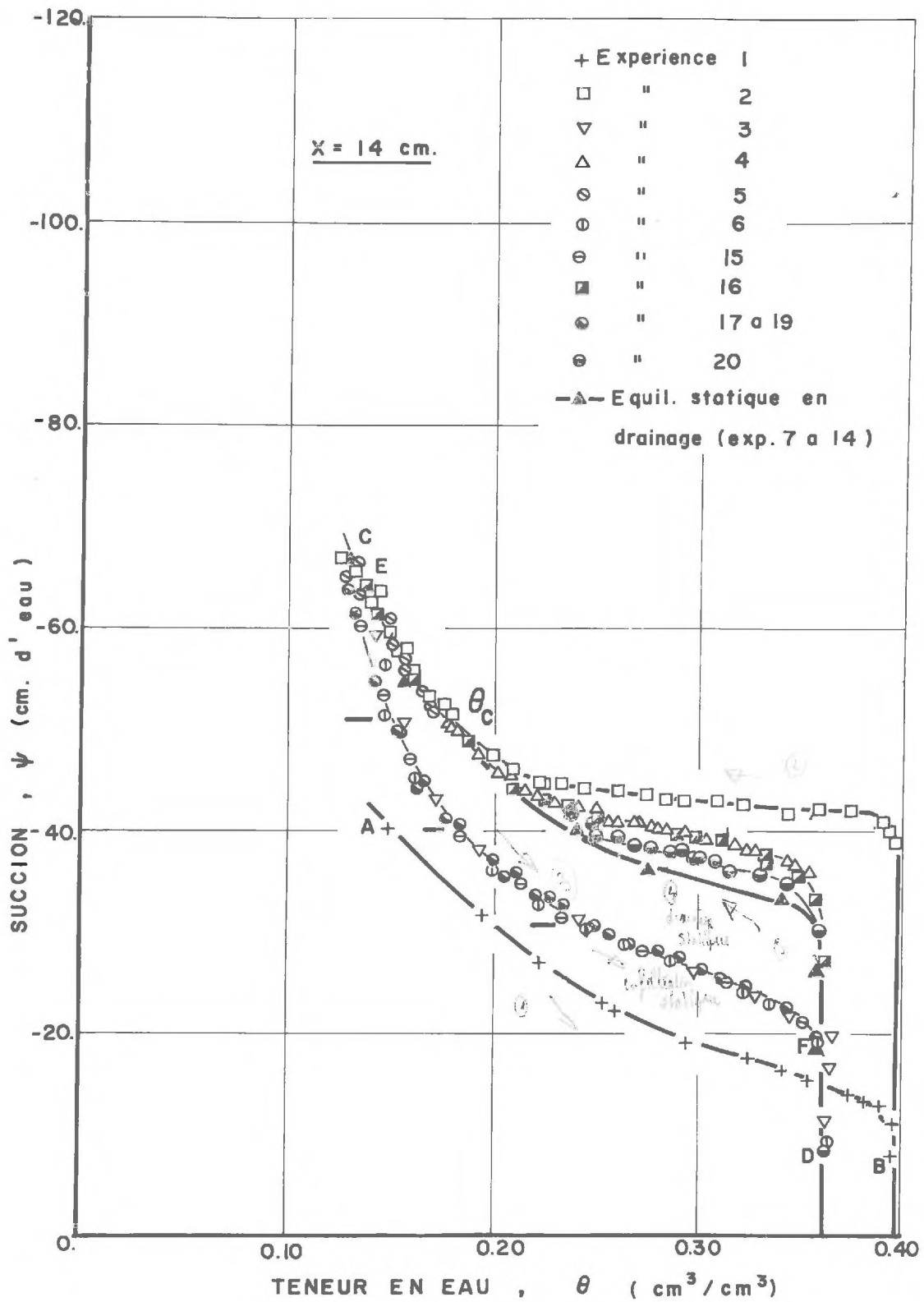
- Figure 16 -



- Figure 17 -

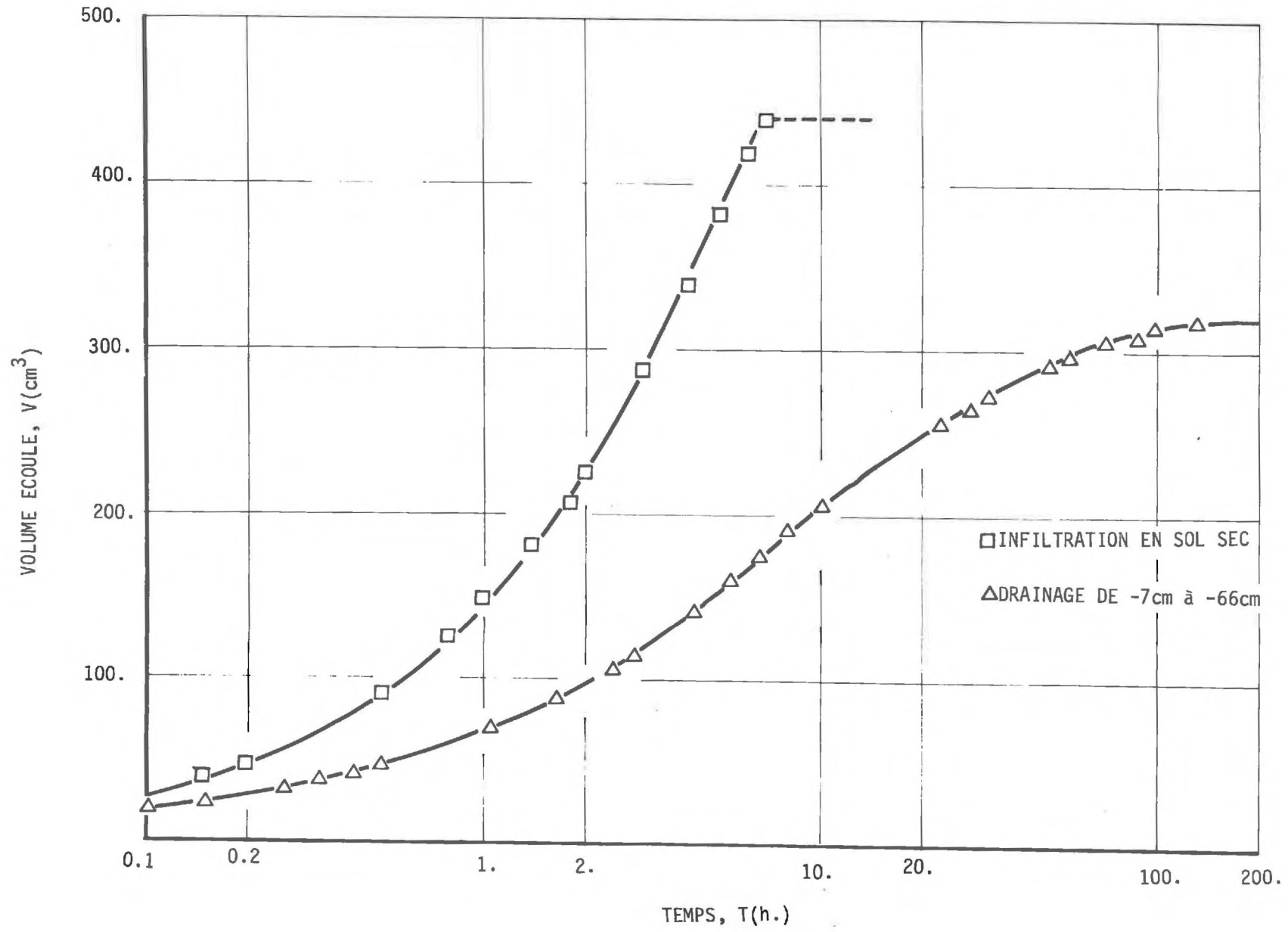


Infiltration : 1/3, 6, 15, 17, 18, 19. Drainage - 2, 4, 5, 7 à 14, 16, 20  
 Stat. pers.  
 M. p. pers. - 56 -  
 couple A B - (X = 14 cm)



- Figure 18 -

- Figure 19 -



b) A partir de cet état d'équilibre défini par  $(-7 \text{ cm}, 0,40 \text{ cm}^3/\text{cm}^3)$  nous avons réalisé un drainage brutal (essai n°2) en abaissant à l'instant  $t = 0$ , l'ensemble réservoir-capillaire et en le fixant à une cote  $Z = - 66 \text{ cm}$ , ce qui correspond à imposer à l'eau contenue dans le sol une dépression de  $66 \text{ cm}$  (exprimée en hauteur d'eau) par rapport à la pression atmosphérique.

On relève également les volumes écoulés en fonction du temps (figure 19) et on suit, comme précédemment  $\theta(X, t)$  et  $\psi(X, t)$ .

La relation  $\psi(\theta)$  correspondante est représentée par la branche "bc" de la figure 18.

A propos de la figure 19, nous devons remarquer que l'équilibre en phase d'infiltration est obtenu au bout de 7 heures et en drainage, au bout de 150 heures. Nous reviendrons sur ce problème de l'échelle des temps de ces deux processus.

c) Au cours de l'humidification suivante (essai n°3) correspondant à un pas de succion imposé de  $- 66 \text{ cm}$  à  $- 7 \text{ cm}$ , on constate que la teneur en eau finale est inférieure à celle observée pour l'infiltration initiale. Cette différence peut s'expliquer par le blocage de l'air dans les pores "phénomène d'entrapement - air" DEBACKER (1967).

Nous pouvons noter que cette valeur est répétitive au cours des différents autres essais. Nous laisserons de côté le premier cycle principal et dans la suite de notre étude, nous considérerons la teneur en eau de "saturation"  $\theta_s$  définie par :

$$\theta_s = \theta_{sd} - \theta_d$$

où  $\theta_d$  représente le volume d'air par volume unité de sol "bloqué" dans les pores qui ne contribue pas aux transferts.

d) Pour établir une courbe  $\psi(\theta)$  statique, en drainage, nous avons réalisé une succession de drainages (essais 7 à 14), en faisant subir à la cote de l'ensemble capillaire-réservoir de nombreuses et petites variations et en attendant à chaque palier, l'équilibre.

Nous avons tracé, sur la figure 18, les points représentatifs de ces différents états d'équilibre, et en les joignant, nous obtenons la courbe statique  $\psi(\theta)$  (branche "de").

e) Les essais 17 à 19 ont permis de déterminer de la même manière la courbe  $\psi(\theta)$  statique pour l'infiltration (branche "ef").

ESSAIS	Valeurs initiales		Valeurs finales	
	$-\psi_n$ cm d'eau	$\theta_n$ cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup>	$-\psi_0$ cm d'eau	$\theta_0$ cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup>
1	$\infty$	0.02	7	0.40
2	7	0.40	66	0.13
3	66	0.13	7	0.37
4	7	0.37	50	0.18
5	50	0.18	66	0.13
6	66	0.13	7	0.37
7	7	0.37	14	0.37
8	14	0.37	26	0.36
9	26	0.36	30	0.36
10	30	0.36	33	0.34
11	33	0.34	36	0.28
12	36	0.28	41	0.24
13	41	0.24	54	0.17
14	54	0.17	65	0.14
15	65	0.14	7	0.36
16	7	0.36	66	0.13
17	66	0.13	45	0.15
18	45	0.15	21	0.30
19	21	0.30	7	0.36
20	7	0.36	40	0.22

TABLEAU 1

f) De nombreux autres essais (voir tableau n°1 et figure 18) ont été réalisés correspondant à diverses conditions initiales, sur lesquels nous aurons l'occasion de revenir.

On peut remarquer sur la figure 18 que les courbes  $\psi(\theta)$  des différents drainages, en régime transitoire, apparaissent différentes de la courbe statique. Cette différence semble diminuer à mesure que  $\theta_n - \theta_0$  décroît, comme le montre la comparaison des résultats obtenus pour les essais n°16 et 20.

Elle n'existe même plus pour des teneurs en eau inférieures à une certaine valeur critique (0.18 à 0.20 cm<sup>3</sup>/cm<sup>3</sup>) (essai n°5).

Ce phénomène ne semble pas se présenter lors d'un processus d'infiltration (où les courbes correspondant à l'essai n°6 et aux essais n°17, 18, 19 sont superposées).

g) Influence du pas de succion imposé

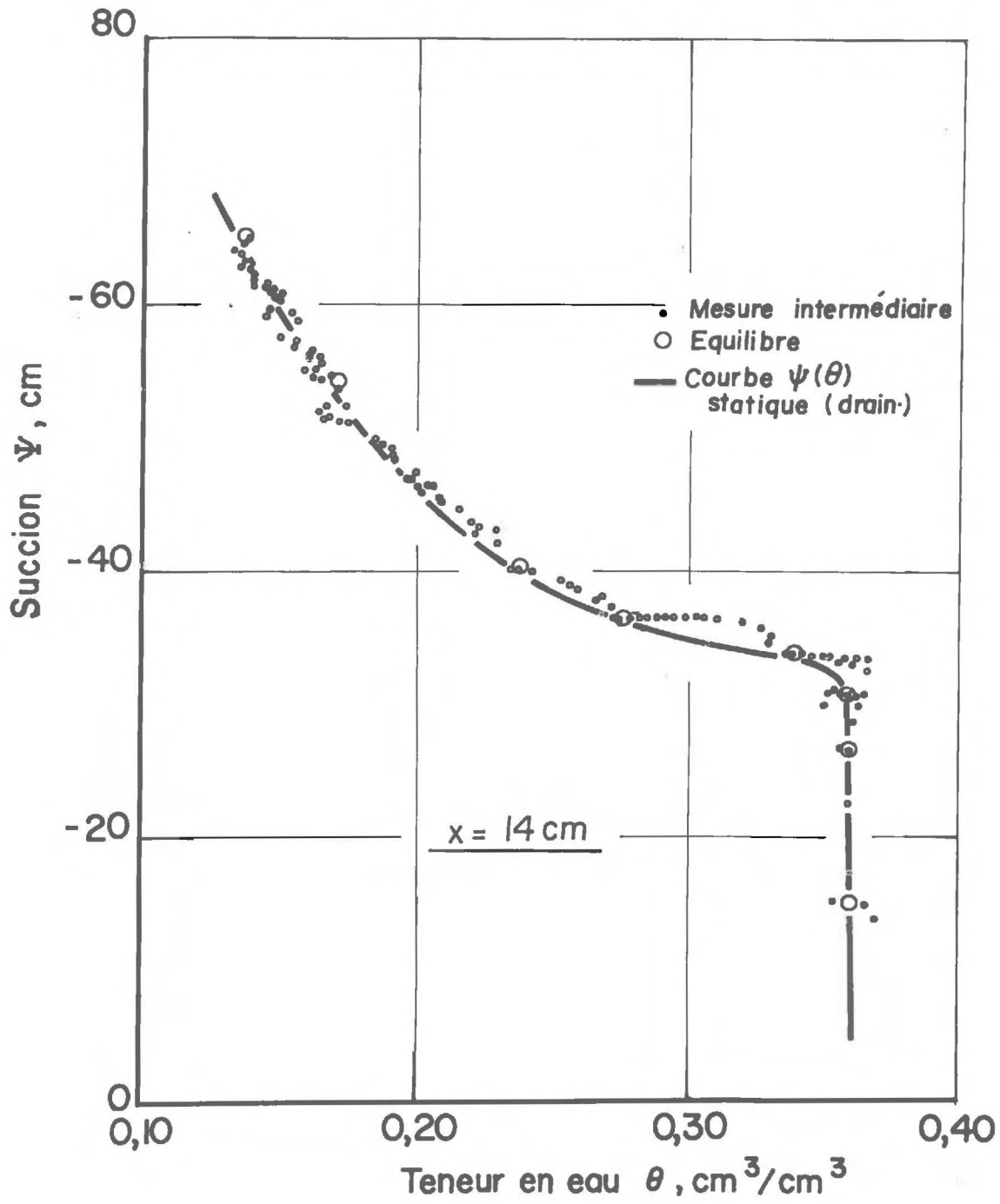
La figure 20, relative à la section X = 14 cm, montre les courbes  $\psi(\theta)$  correspondant au régime dynamique reliant deux états d'équilibre servant à définir la courbe statique. Le même effet que précédemment, peut être observé au cours d'un processus de drainage et son importance tend à diminuer à mesure que la teneur en eau de départ pour chaque pas diminue.

Nous pouvons définir une teneur en eau critique  $\theta_c$  en deça de laquelle courbes de drainage statique et dynamique sont confondues et au-delà de laquelle ces deux courbes sont différentes. Cette différence augmentant en même temps que  $\theta_n - \theta_0$ , semble donc dépendre de l'importance du pas de succion imposé.

En effet, afin de préciser davantage ce dernier point, nous devons parler d'une série d'expériences effectuées sur un autre échantillon de sol, en tout point identique au précédent, mais qui présentait une assez grande hétérogénéité ; cela nous a empêché de comparer les sections entre elles, mais a permis de compléter l'étude du rôle du pas de succion sur la relation  $\psi(\theta)$  dans une section.

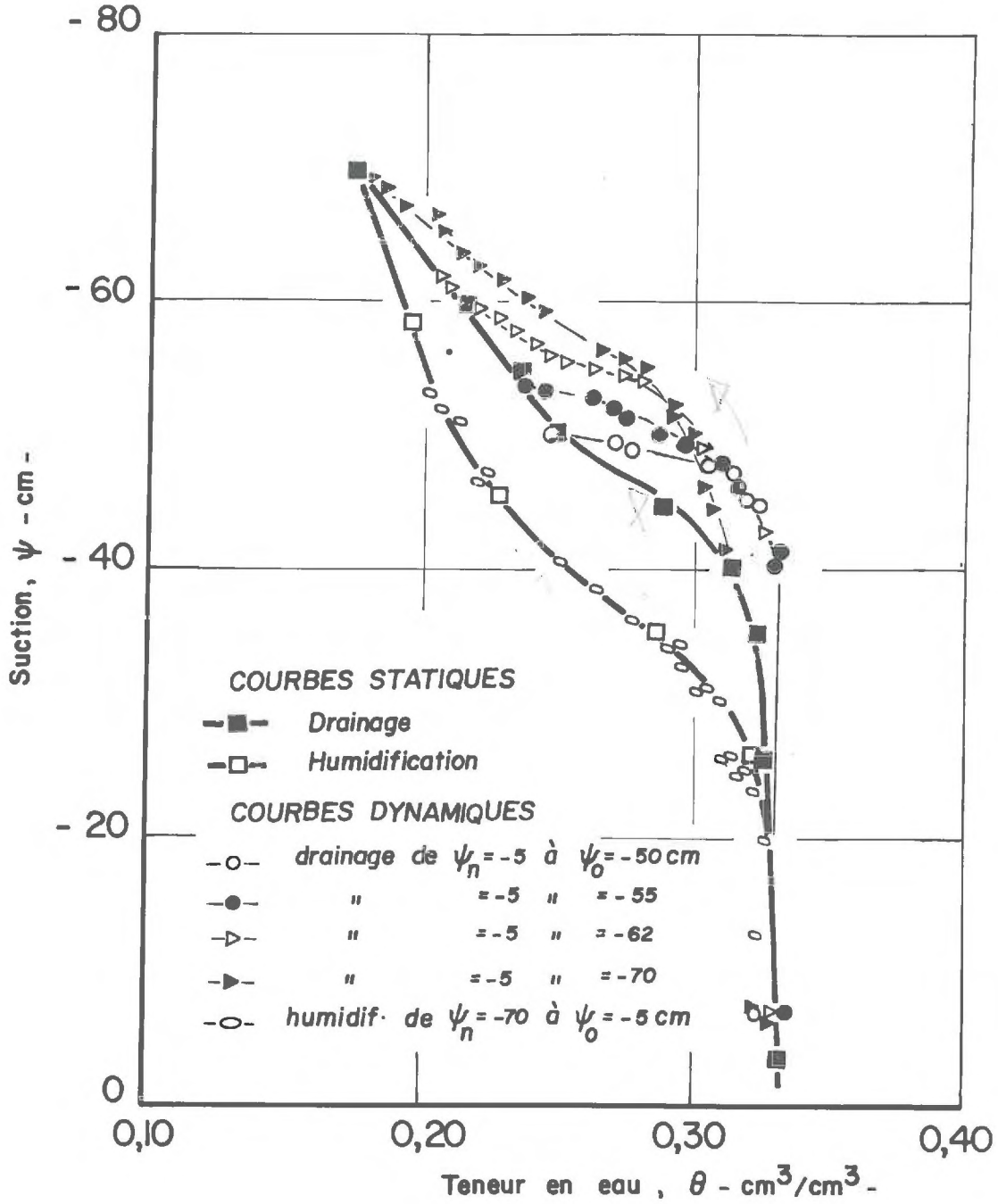
Nous avons effectué une série de drainages en partant pour chaque essai du même état initial ( $\psi_n = -5$  cm ;  $\theta_n = 0.33$  cm<sup>3</sup>/cm<sup>3</sup>) et en imposant des succions différentes. Il apparaît (figure 21) une multiplicité de courbes  $\psi(\theta)$  en régime transitoire dépendant du pas de succion imposé et toutes différentes, à la fois les unes des autres et de la courbe statique.

On peut constater que la pression d'entrée d'air du sol (définie comme la pression au-delà de laquelle l'air peut entrer) dépend du pas de succion imposé



- Figure 20 -





- Figure 21 -

et ne semble donc pas être uniquement une grandeur caractéristique d'un sol donné.

On remarque également que les points de départ et d'arrivée de ces différentes courbes sont situés sur la courbe statique. Ce résultat est différent de ceux obtenus par DAVIDSON (1966) et TOPP (1967) pour qui les teneurs en eau finales sont plus élevées lors de drainages dynamiques que celles obtenues par des considérations statiques.

Au contraire, en phase d'infiltration nos résultats montrent qu'il n'y a pas de différence significative entre le régime statique et dynamique.

### 1.3. Conclusion partielle

A ce stade de l'étude, nos résultats expérimentaux semblent montrer une différence entre les comportements statique et dynamique de la relation  $\psi(\theta)$  au cours d'un drainage horizontal.

Ces résultats, s'ils sont en accord avec ceux obtenus par TOPP (1967), sont en complète contradiction avec ceux de WATSON (1968) pour qui les courbes "statique" et "dynamique" sont identiques. Cependant, les expériences de WATSON ont été réalisées sur une colonne verticale de sable et il est possible que les résultats en soient différents.

Nous avons donc réalisé des essais d'écoulement gravitaire, afin de contrôler nos résultats.

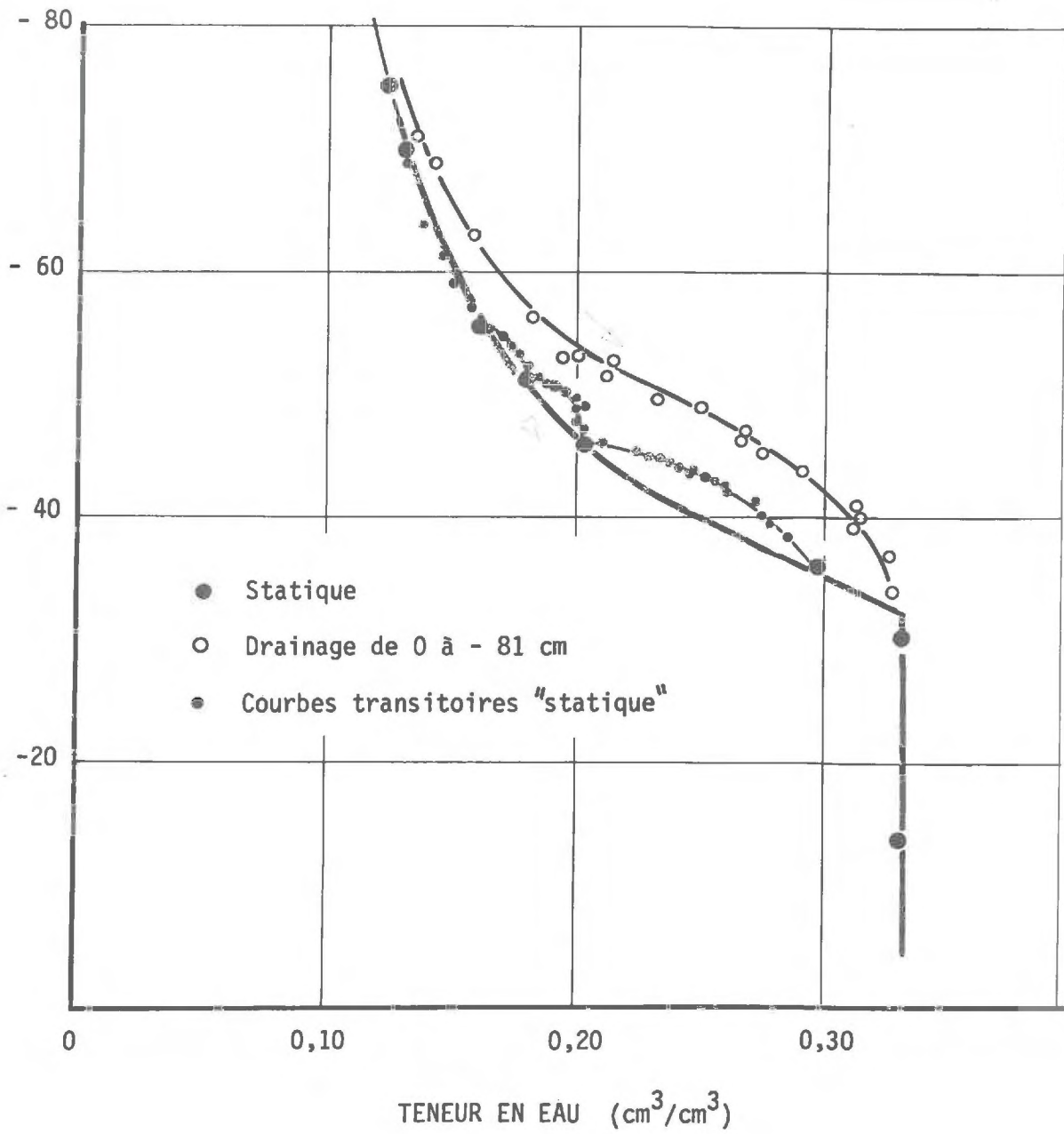
### 1.4. Contrôle des résultats sur la colonne verticale

Nous avons reporté, sur la figure 22, pour la seule section  $Z = 8$  cm, la courbe dynamique relative à un drainage brutal, consécutif à un rabattement de la nappe de 0 à 81 cm et la courbe statique obtenue par rabattements successifs de la nappe. Cette dernière a été obtenue en imposant, pour la section  $Z = 8$  cm, des pas de suctions dont les valeurs limites ont été - 37, - 47, - 53, - 57, - 67 et - 75 cm.

Nous avons également représenté les courbes  $\psi(\theta)$  transitoires obtenues lors des différents essais ayant conduit à la détermination de la courbe statique.

On constate donc qu'il existe le même phénomène en écoulement horizontal et vertical : une différence très nette entre courbe statique et dynamique d'une

z = 8 cm



- Figure 22 -

part, entre courbe statique et courbes transitoires reliant deux états d'équilibre d'autre part.

Avant de pousser plus avant notre étude, il est indispensable de procéder à une analyse critique des hypothèses dans lesquelles nous nous sommes placés.

## 2. ANALYSE CRITIQUE

### 2.1. Mesure de la teneur en eau

a) Nous avons vu (II.2.1.) que la détermination des teneurs en eau nécessitait la connaissance du coefficient d'absorption massique de l'eau qui dépend de la géométrie de collimation. Il était donc indispensable de vérifier sa valeur.

Au cours de l'infiltration en sol sec (essai n°1), l'évolution des teneurs en eau  $\theta(X, t)$  permet d'obtenir les profils hydriques qui expriment la répartition des teneurs en eau le long de la colonne, à différents instants (fig. 23).

L'intégration graphique de ces profils donne les volumes infiltrés dans la colonne, à différents instants  $t$  :

$$V(t) = S \int_0^L \theta(X, t) dX$$

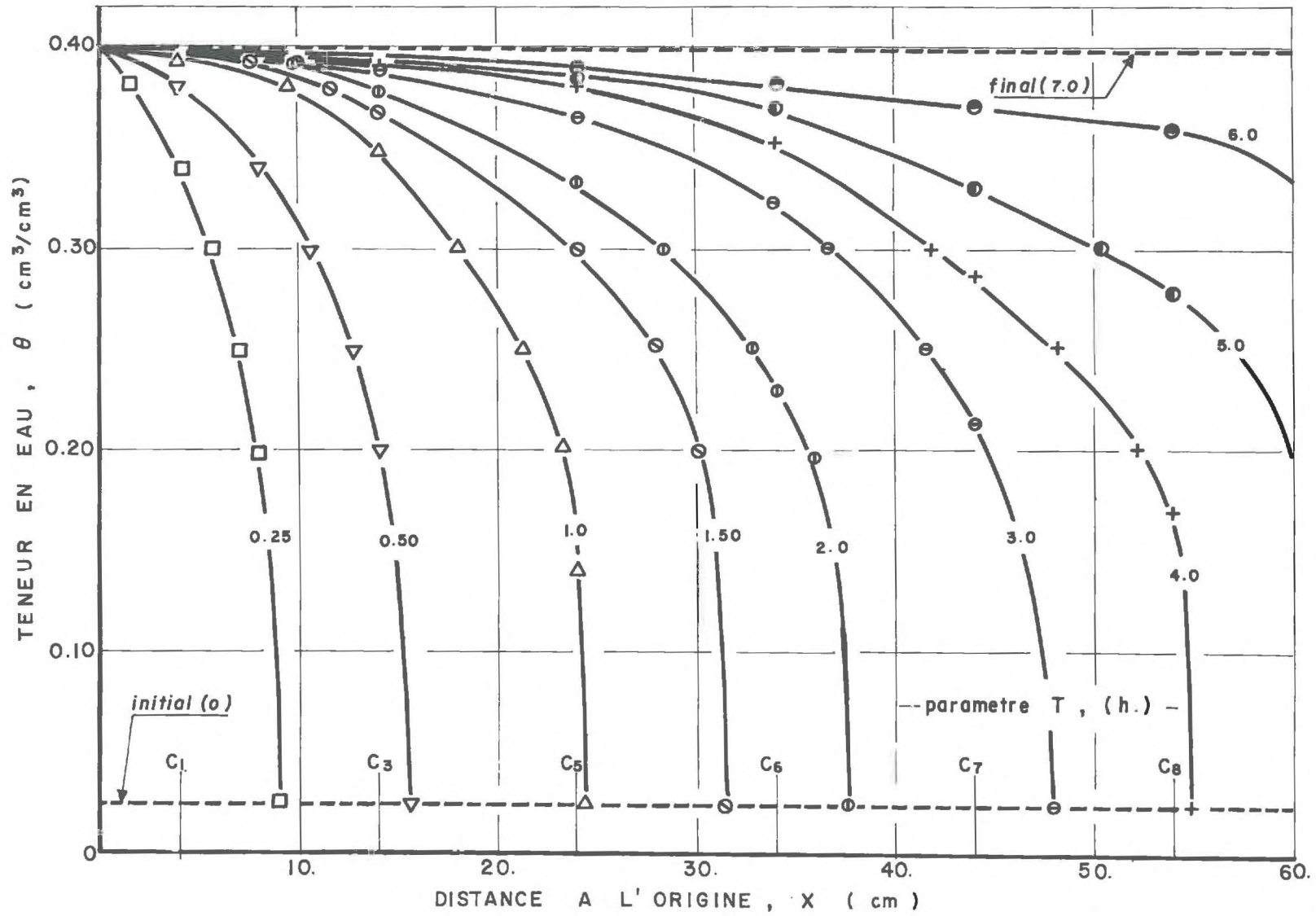
où  $S$  est la surface de la colonne.

L'excellente concordance entre ces volumes et ceux obtenus directement par gravimétrie (voir tableau 2) montre que la mesure des teneurs en eau n'est pas entachée d'erreurs dues à une mauvaise réalisation de la géométrie de mesure.

Temps (heures)	0.25	0.50	1.0	1.50	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	Final
$V$ mesuré ( $cm^3$ )	50.5	90.0	148.0	190.0	230.0	286.0	338.0	384.0	417.0	441.0
$V$ calculé ( $cm^3$ )	48.8	90.6	152.3	191.9	232.3	289.0	341.0	388.0	421.0	445.0
$\frac{\Delta V}{V}$	0.033	0.0060	0.029	0.010	0.0095	0.010	0.008	0.010	0.009	0.009

TABLEAU 2

INFILTRATION EN SOL SEC



- Figure 23 -

*b)* Les éventuelles dérives dans l'électronique sont contrôlées en effectuant toutes les heures des comptages dans la cale de référence et sont prises éventuellement en compte (facteur C dans l'expression donnant la teneur en eau, cf. III.2.2).

## 2.2. Mesure de la suction

### *a) Temps de réponse du système tensiométrique*

Les différences observées sur la figure 18 entre courbes statique et dynamique, pour un essai de drainage quelconque, ne peuvent s'expliquer par un temps de réponse du système tensiométrique trop long. Si tel était le cas, l'effet remarqué serait de sens contraire.

### *b) Etalonnage des capteurs*

A chaque état d'équilibre on vérifie que la répartition des succions est soit uniforme, et leurs valeurs égales à celle imposée (cas de l'écoulement horizontal), soit hydrostatique (cas de l'écoulement vertical). Cette vérification permet d'éliminer toute erreur possible dans l'étalonnage et le calage des capteurs, et de contrôler une dérive éventuelle de ces derniers.

### *c) Contamination*

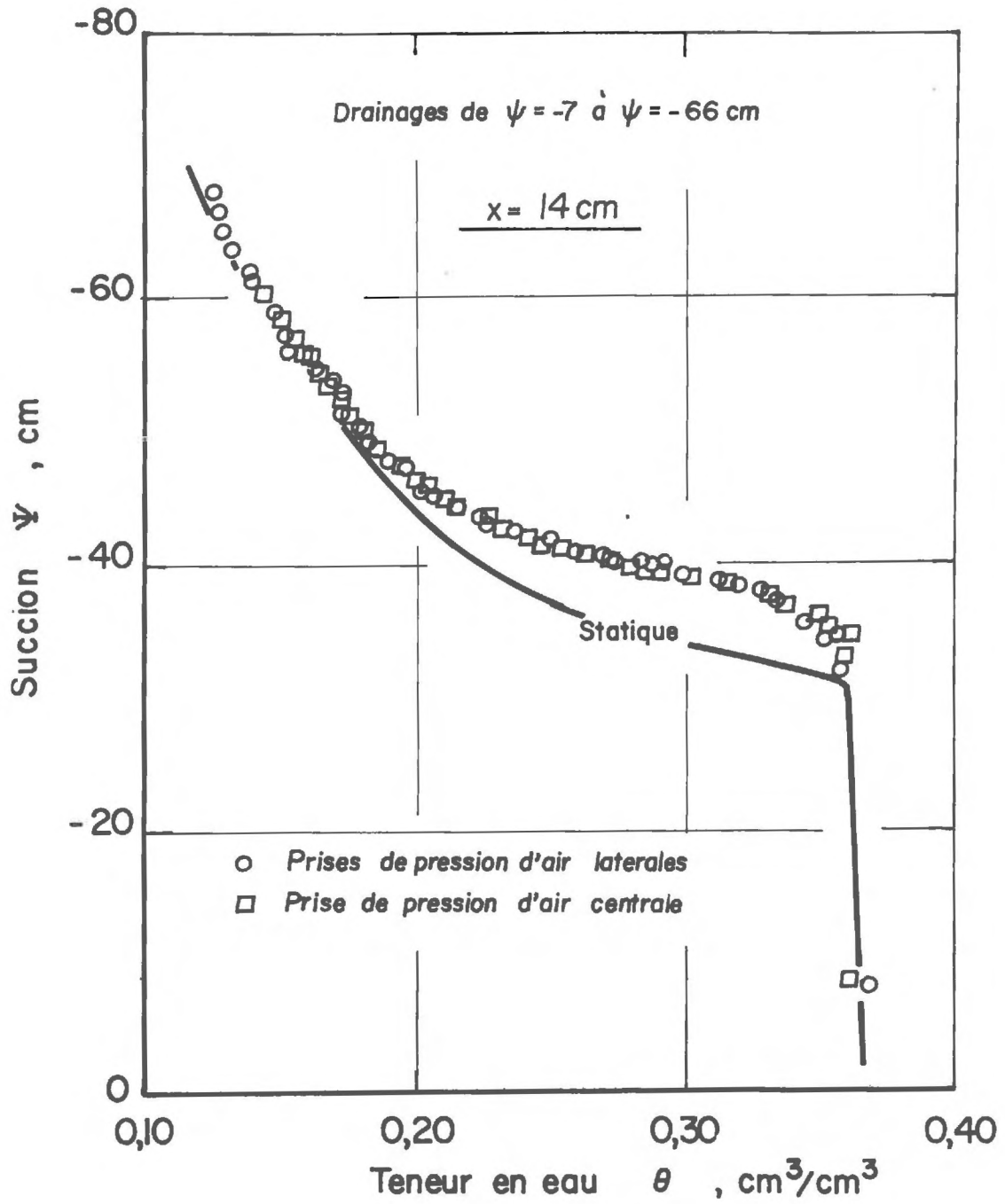
Les expériences 4 et 5, d'une part, 16 d'autre part, ayant été effectuées à 3 semaines d'intervalle et étant parfaitement reproductibles (figure 25) nous montrent qu'une variation de la tension superficielle de l'eau par contamination (TOPP - 1966) ne peut mettre en doute ce comportement dynamique de la relation  $\psi(\theta)$ .

### *d) Hystérésis*

Le comportement mesuré ne peut enfin évidemment pas être interprété comme une conséquence des phénomènes d'hystérésis (THONY - 1970). En effet, les teneurs en eau initiales de chaque essai sont reproductibles (tableau 1) et leur répartition uniforme dans toute la colonne.

En ce qui concerne la colonne verticale, il est bon de noter qu'il n'est pas possible d'étudier le cas de l'infiltration.

En effet, en écoulement vertical, une infiltration à partir d'un profil hydrique non uniforme (ce qui est toujours le cas en présence d'une nappe) fait nécessairement apparaître le phénomène d'hystérésis (THONY - 1970), ce qui est exclu dans le cadre de notre étude.



- Figure 24 -

### 2.3. Influence de la phase air

Nous savons que la phase air peut modifier profondément l'écoulement de l'eau dans un sol non saturé, et affecter les valeurs des pressions mesurées.

Ainsi au cours du drainage d'une colonne si l'air ne peut pas entrer librement dans le sol il se met en dépression et les capteurs n'indiqueront plus la succion mais la pression totale du mélange air-eau, rapportée à la pression atmosphérique (II.3.4.).

Il est facile de voir, d'après la formule (31), que la valeur mesurée serait, dans ces conditions, supérieure, en valeur absolue à la valeur réelle de la succion (définie par  $p_1$ ), c'est-à-dire que cela pourrait expliquer cette différence entre le comportement dynamique et le comportement statique (où l'air a le temps de se mettre en équilibre avec l'atmosphère).

a) Nous avons noté dans le dispositif expérimental horizontal que la paroi de la colonne ainsi qu'une extrémité étaient percées de trous d'aération. Le problème est de savoir s'ils permettaient effectivement cette mise à l'atmosphère.

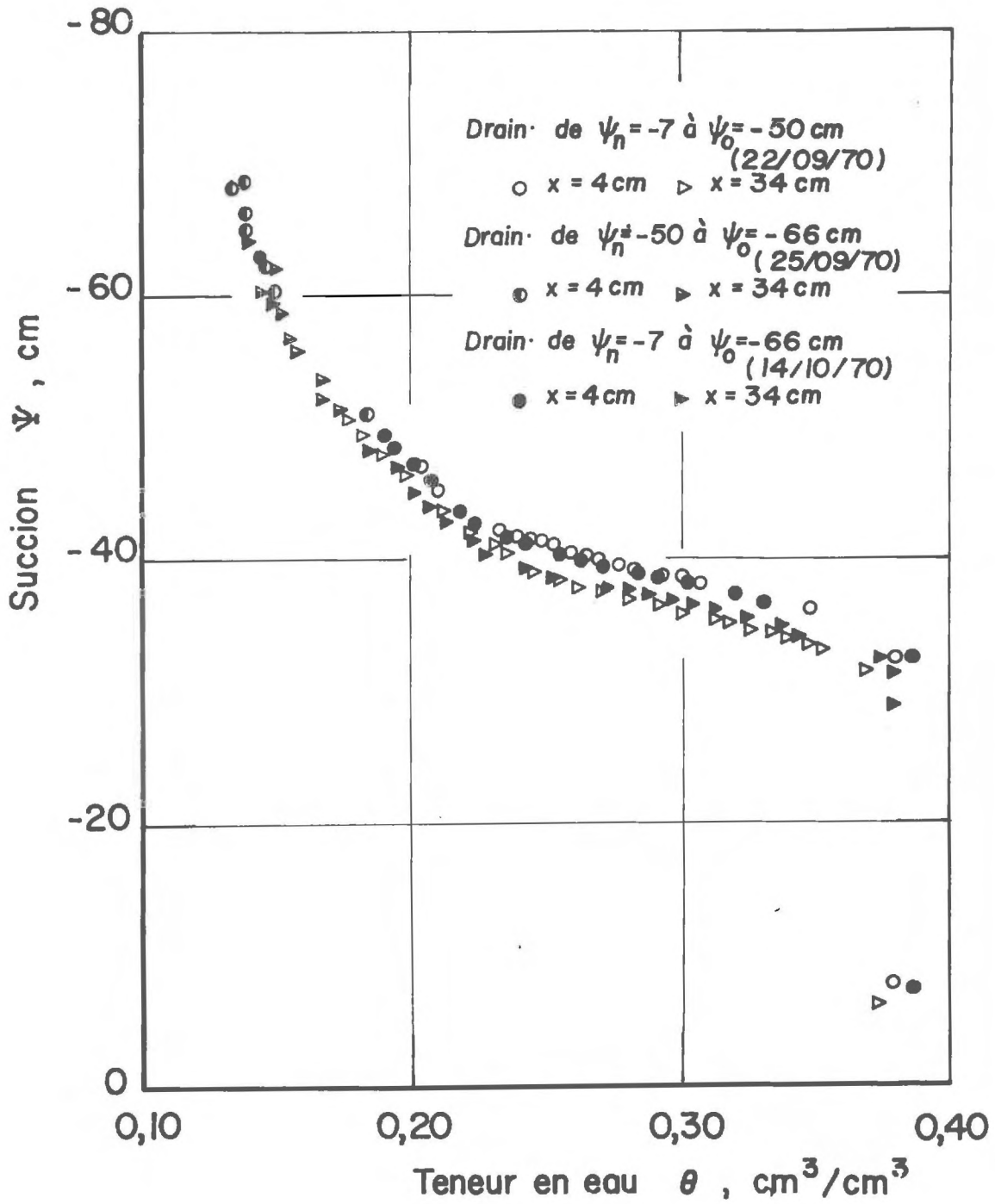
Après les essais (4 et 5) et avant l'essai (16), nous avons percé des trous de 1 mm de diamètre, dans la paroi de la colonne, dans laquelle des aiguilles de seringues hypodermiques ont été implantées jusqu'à l'axe de la colonne (prises de pression d'air centrales pour les sections  $X = 14$  et  $24$  cm.).

Les courbes  $\psi(\theta)$  relatives à ces trois expériences, sont représentées sur la figure 24 pour la section  $X = 14$  cm et permettent de juger de la parfaite reproductibilité des résultats. (Elles sont identiques pour la section  $X = 24$  cm).

La figure 25 montre qu'il n'y a aucun changement perceptible pour les sections  $X = 4$  et  $34$  cm, prouvant que l'air à la pression atmosphérique peut entrer (ou sortir) librement jusqu'à l'axe de la colonne, dans les différentes sections.

Nous avons également vérifié, en effectuant des comptages dans la section  $X = 14$  cm, que le perçage des trous et l'introduction des aiguilles ne remaniaient l'échantillon, ni ne créaient des singularités de l'écoulement, comme le montre le tableau 3, ci-après.





- Figure 25 -

Comptages avant perçage (cps/60 s)	Comptages après perçage	Comptages après introduction des aiguilles
104 735	104 845	104 555
104 699	104 367	104 703
105 480	105 256	104 327

TABLEAU 3

Ces différents comptages effectués durant 60 secondes, ne sont pas statistiquement différents.

*b) Mesure de la pression de l'air*

Les vérifications effectuées sur la colonne horizontale nous ont paru insuffisantes et nous avons préféré mesurer effectivement la pression de l'air, au cours d'un écoulement.

Deux essais de drainage correspondant à un rabattement de la nappe de 136 cm ont été effectués sur la colonne verticale :

- . le premier sans entrée d'air, par les parois latérales, (l'air pouvait cependant pénétrer librement, par la surface du sol)
- . le second avec entrée d'air.

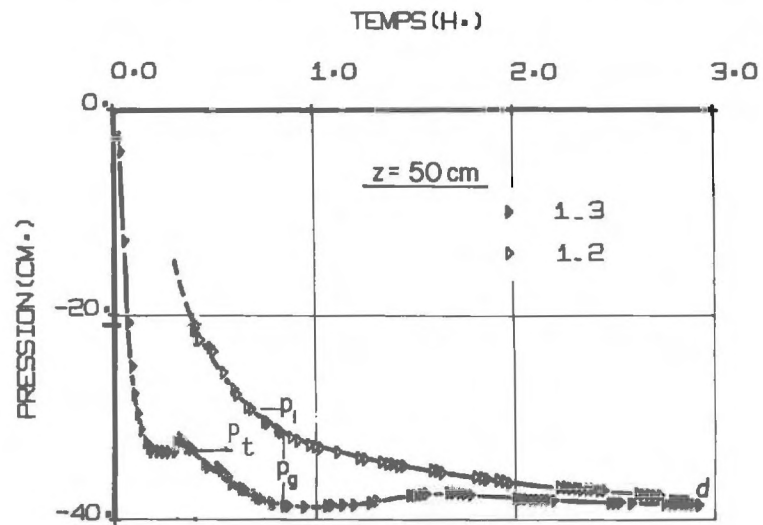
Le dispositif de mesure de la pression de l'air (décrit au paragraphe III.1.6.) permettait de mesurer :

$$p_t - p_g = p_1 \quad \text{sur la voie "1-2"}$$

$$p_t - p_{at} = p_1 + p_g - p_{at} \quad \text{sur la voie "1-3"}$$

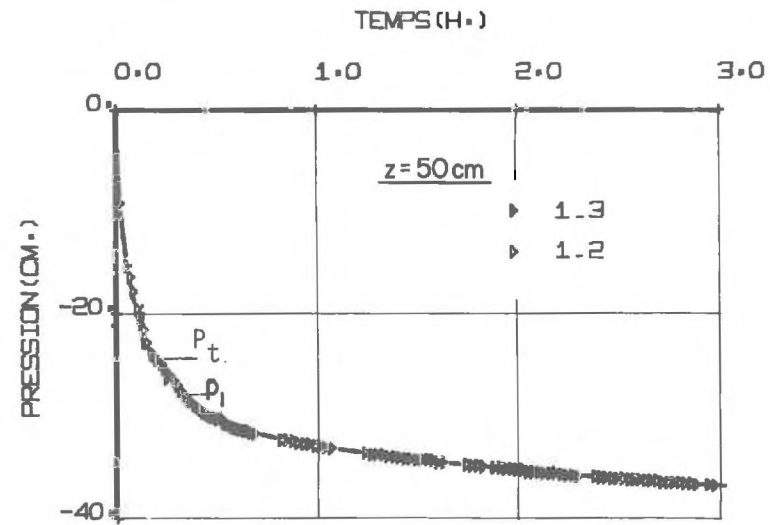
Les pressions  $p_1$  et  $p_g$  sont définies par rapport à la pression atmosphérique : c'est-à-dire que la voie "1-2", indiquera la succion, telle que nous l'avons définie au paragraphe I.1.2, alors que la voie "1-3" donnera la pression du mélange eau-air.

DRAINAGE SANS ENTREE D'AIR LATÉRALE



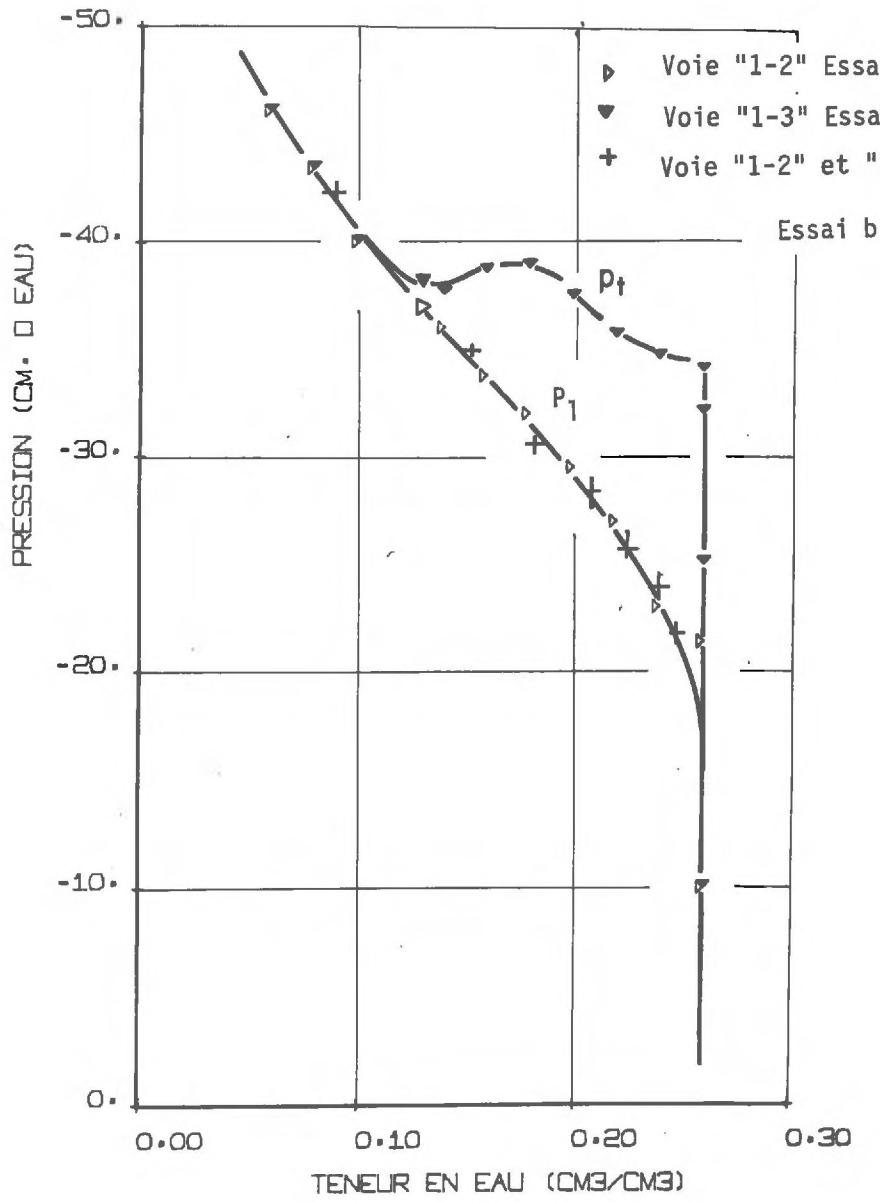
- a -

DRAINAGE AVEC ENTREE D'AIR LATÉRALE



- b -

- Figure 26 -



- Figure 27 -

On trouvera, figure 26, les résultats obtenus pour chacun des deux essais dans la section  $Z = 50$  cm, équipée de prises de pression d'air.

- La figure 26.a est relative à l'essai de drainage sans entrée d'air latérale et représente l'évolution  $p_t(t)$  et  $p_1(t)$ . A tout instant, la différence d'ordonnées  $p_t - p_1$  donne la pression du gaz, par rapport à la pression atmosphérique (dépression dans ce cas).

- La figure 26.b représente également l'évolution en fonction du temps de ces deux grandeurs  $p_t$  et  $p_1$  pour l'essai de drainage avec entrée d'air latérale ; ces deux courbes étant identiques, la pression du gaz est égale à la pression atmosphérique.

- La corrélation pression-teneur en eau dans cette section  $Z = 50$  cm (fig. 27) permet, d'une part de se rendre compte de l'erreur qui serait commise si l'on ne prenait pas de précautions au sujet de la mise à l'atmosphère de la phase air (courbe  $p_t(\theta)$ ) et d'autre part, de vérifier que les valeurs mesurées par la voie "1-2" sont bien les suctions (courbes  $p_1(\theta)$  confondues dans l'essai (b) pour les voies "1-2" et "1-3" .

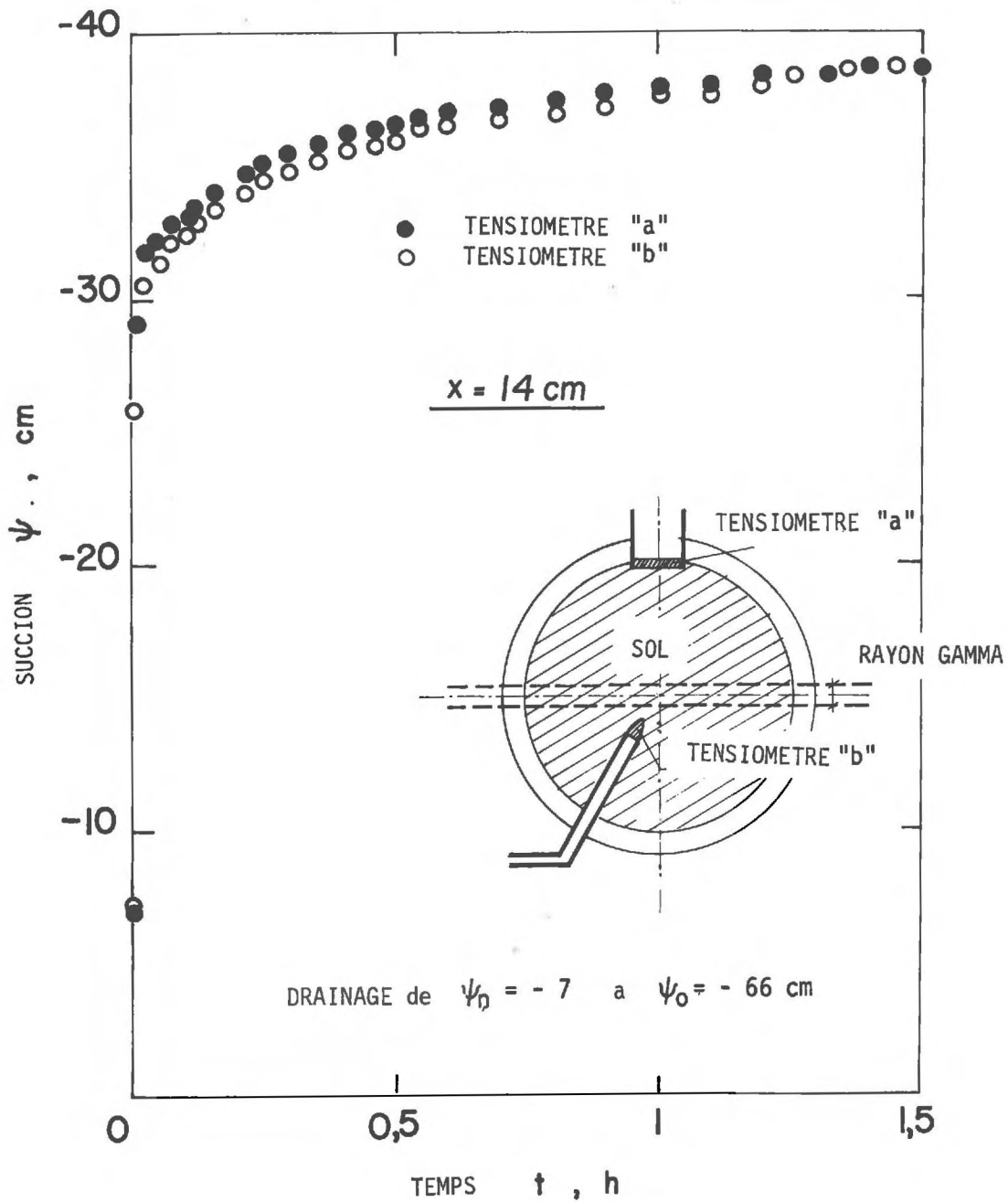
Nous ne nous étendrons pas davantage sur les autres résultats relatifs au rôle de la phase air dans les mécanismes des écoulements en milieu non saturé qui ont fait par ailleurs, l'objet de développements (VACHAUD, VAUCLIN, WAKIL) et seront développés dans la thèse de WAKIL.

Nous retiendrons de cette étude que le simple fait de percer des trous latéraux en nombre suffisant permet une mise à l'atmosphère de la phase air, au cours d'un écoulement.

#### 2.4. Influence de la gravité (dans le cas horizontal)

Notre technologie expérimentale était telle que nous mesurions les teneurs en eau suivant le diamètre de la colonne, alors que les suctions étaient obtenues à la périphérie.

Afin d'établir la relation  $\psi(\theta)$  en un même point, elles étaient ramenées au centre en ajoutant le potentiel gravitaire ( $R =$  rayon de la colonne), ce qui revenait à supposer une répartition hydrostatique de la pression dans toute section verticale, c'est-à-dire que l'écoulement n'avait pas de composante verticale.



- Figure 28 -

Nous avons implanté au centre de la colonne, au cours de l'essai n°16, un tensiomètre constitué d'un cône poreux relié à un capteur de pression par un tube de cuivre.

La figure 28 montre l'évolution des succions, au centre de la colonne, obtenue soit directement par le tensiomètre "b", soit mesurée par le tensiomètre "a" en tenant compte du potentiel gravitaire.

La petite différence observée au cours des premiers instants de drainage provient certainement du temps de réponse du tensiomètre "b" plus grand (à cause de sa faible porosité) que celui du tensiomètre "a", mais n'est pas significative d'un écart entre les indications données par ces deux tensiomètres. L'écoulement est donc effectivement horizontal et l'hypothèse de répartition hydrostatique de la pression est parfaitement légitime.

### 3. CONCLUSIONS

Ces résultats tendent à prouver que la relation  $\psi(\theta)$  en drainage est différente en régime dynamique et statique, aussi bien lors d'un écoulement horizontal que vertical.

Il semble que ce phénomène ne puisse être lié ni à des méthodes de mesures mal adaptées (temps de réponse trop long, mauvaise précision), ni à des effets d'hystérésis, ni à des variations des propriétés physico-chimiques de l'eau, ni à l'influence de la phase air.

En revanche, il pourrait dépendre de considérations dynamiques de l'écoulement : importance des pas de succion imposés pour le créer, et éventuellement vitesse à laquelle il se produit.

Au contraire, pour une infiltration, il n'apparaît aucune différence significative entre les courbes  $\psi(\theta)$  statique et dynamique. Ces résultats vont dans le même sens que ceux obtenus par SEDGLEY (1967).

Au delà de ces constatations de nature expérimentale, il nous faut essayer d'analyser ces résultats, avant d'en prévoir les conséquences sur le mécanisme des transferts dans la zone non saturée.

---

## CHAPITRE V

### ANALYSE ET ESSAIS D'INTERPRETATION DES RESULTATS

La difficulté majeure d'explication des résultats expérimentaux relatifs aux écoulements de fluides dans les milieux poreux non saturés, réside dans le fait que nous avons à notre disposition un volume d'informations obtenues à l'échelle macroscopique (flux - teneur en eau - succion) qui trouvent nécessairement leur interprétation à l'échelle microscopique des pores et des grains constituant le milieu.

Après nous être livrés à une analyse élémentaire des principaux résultats nous nous placerons successivement à ces deux points de vue, afin d'essayer d'expliquer le comportement de la relation  $\psi(\theta)$ .

#### 1. ANALYSE ELEMENTAIRE

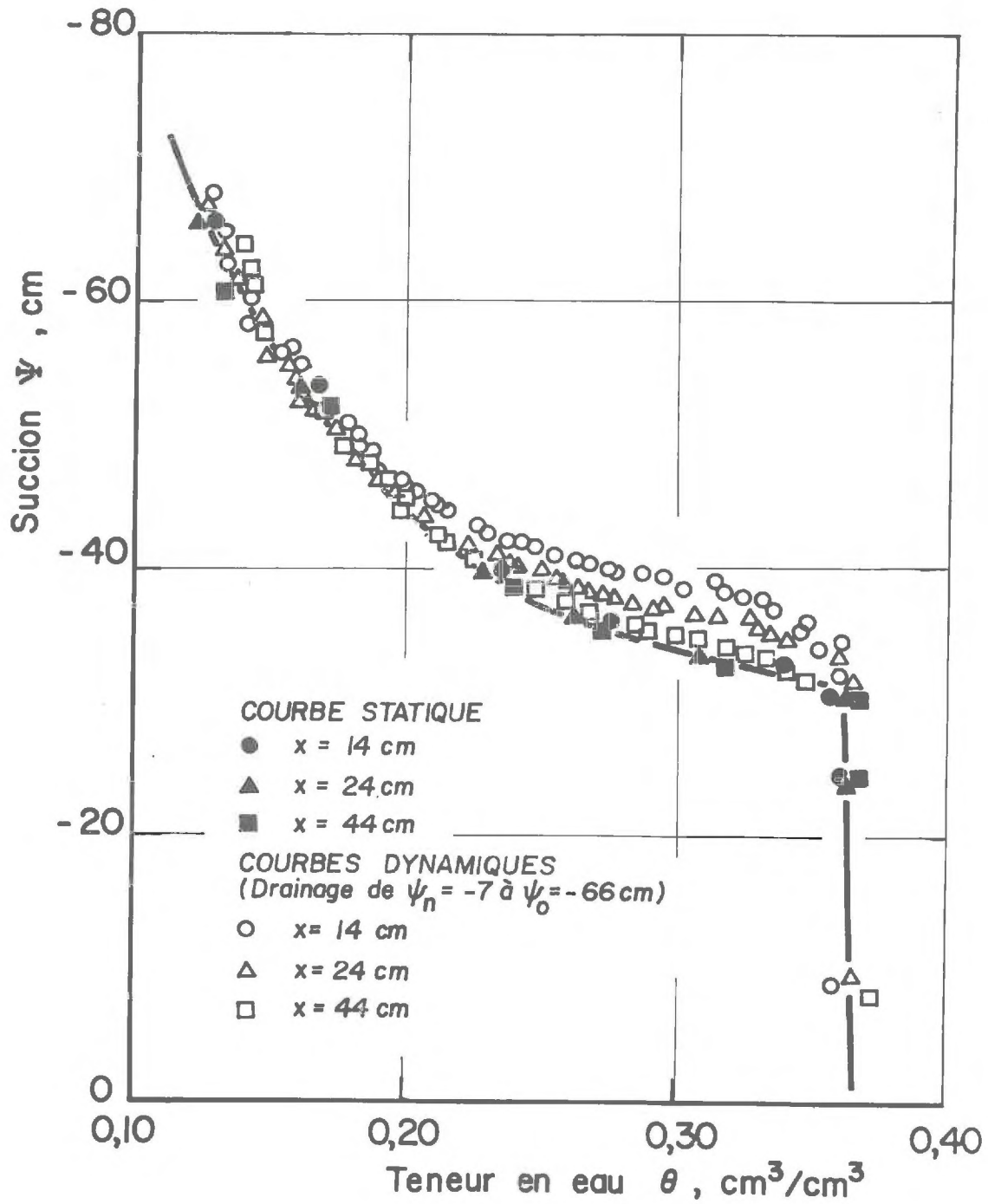
##### 1.1. Résultats

Nous avons vu précédemment que, pour une section donnée, les courbes "statique" et "dynamique" étaient différentes.

La figure 29 montre les courbes succion-teneur en eau relatives aux sections  $X = 14, 24, 44$  cm, correspondant à l'essai n°16 (drainage horizontal de -7 à -66 cm).

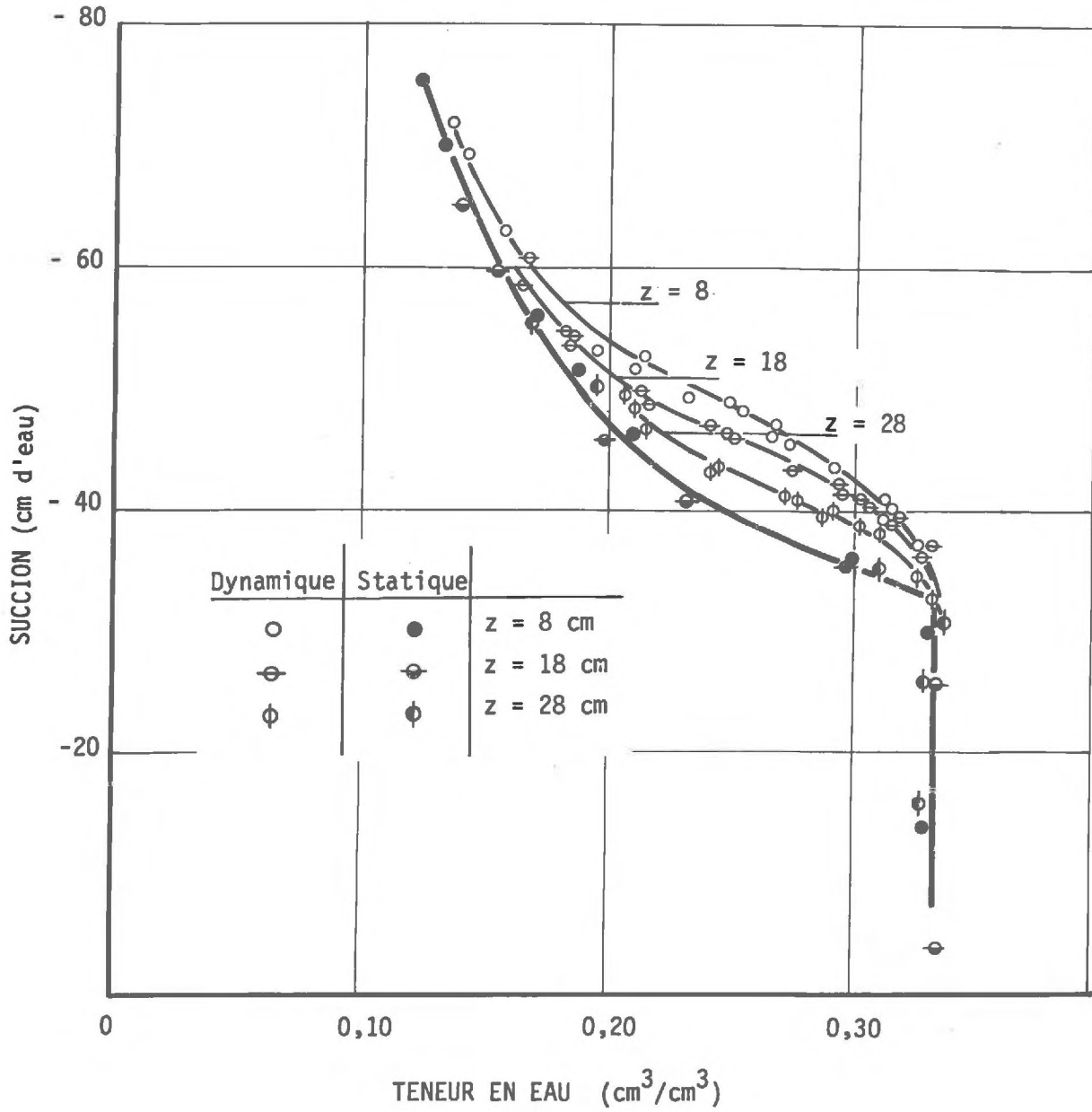
Nous avons reporté également les courbes "statiques" pour ces trois sections, établies comme précédemment. Nous voyons que, aux erreurs de mesure près, elles sont uniques et nous avons tracé une seule courbe passant par les points





- Figure 29 -

DRAINAGE 0 → - 81 cm



- Figure 30 -

d'équilibre. Cela permet à postériori, de juger de la très grande homogénéité de la colonne et de pouvoir comparer les différentes sections entre elles.

Nous constatons donc une différence entre la courbe dynamique et la courbe statique pour chaque section considérée, qui diminue à mesure que l'on s'éloigne de la source de l'écoulement ( $X = 0$ ) engendré en imposant un échelon de suction.

On trouvera également sur la figure 30, les courbes statique et dynamique pour les sections  $Z = 8, 18, 28$ , relatives à un essai de drainage vertical correspondant à un rabattement de la nappe ( $0 \rightarrow 81$  cm). Là encore, on voit que les réponses dynamiques se rapprochent d'autant plus de la courbe statique que l'on est plus loin de la source d'impulsion.

### 1.2. Influence de la vitesse de variation de la teneur en eau

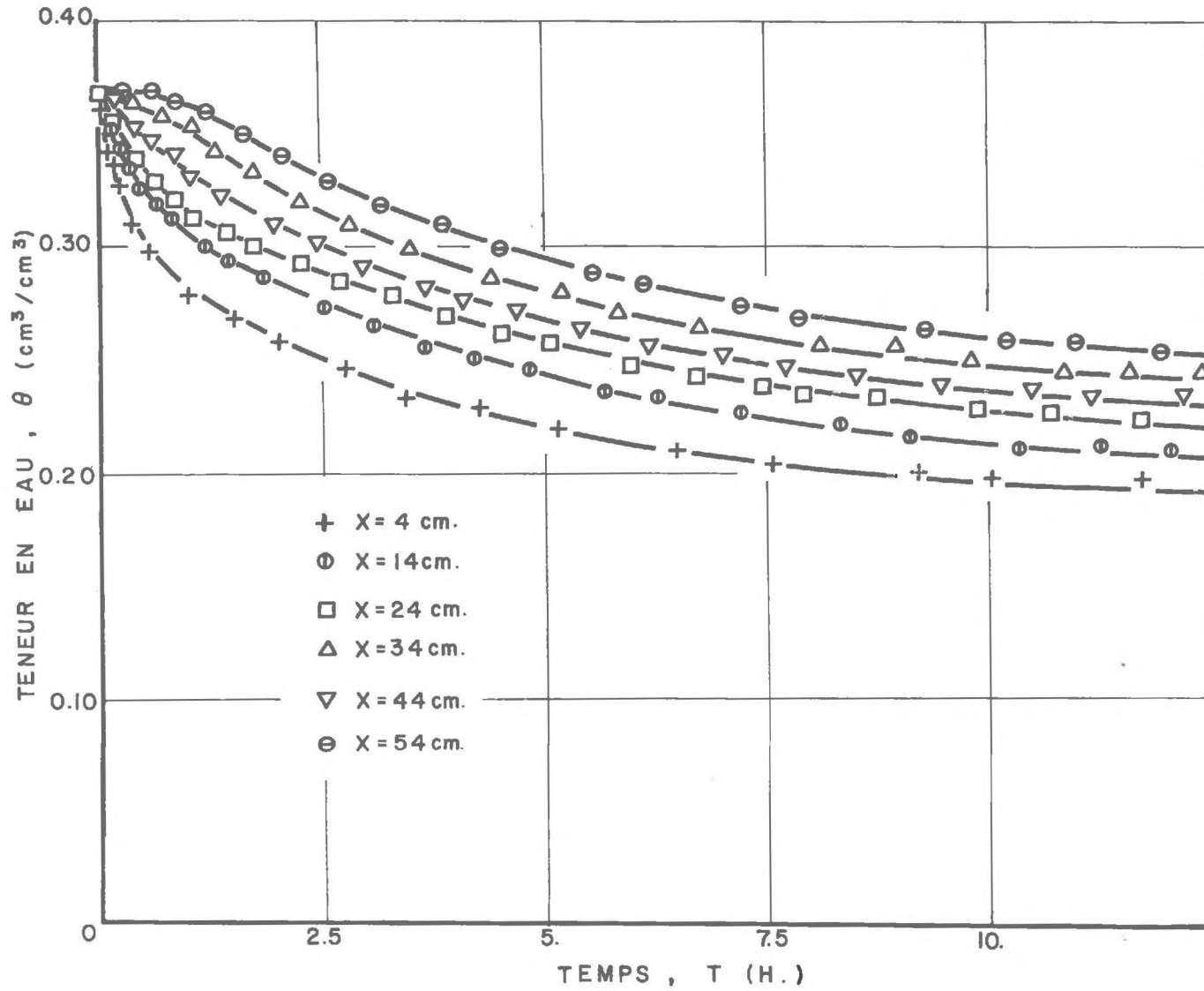
Alors que les résultats obtenus dans une section, nous ont amenés à constater l'importance du pas de suction imposé, ceux résultant de la comparaison des différentes sections, nous font penser au rôle de la vitesse de l'écoulement que l'on peut caractériser par la vitesse de variation de la teneur en eau en un point  $\left(\frac{\delta \theta}{\delta t X}\right)$ .

L'évolution en fonction du temps, des teneurs en eau  $\theta(X, t)$  représentée sur la figure 31 relative à l'essai n°16, nous permet de calculer (en prenant les pentes des courbes), les vitesses de variation d'une teneur en eau, déterminées en fonction de la distance (tableau 4).

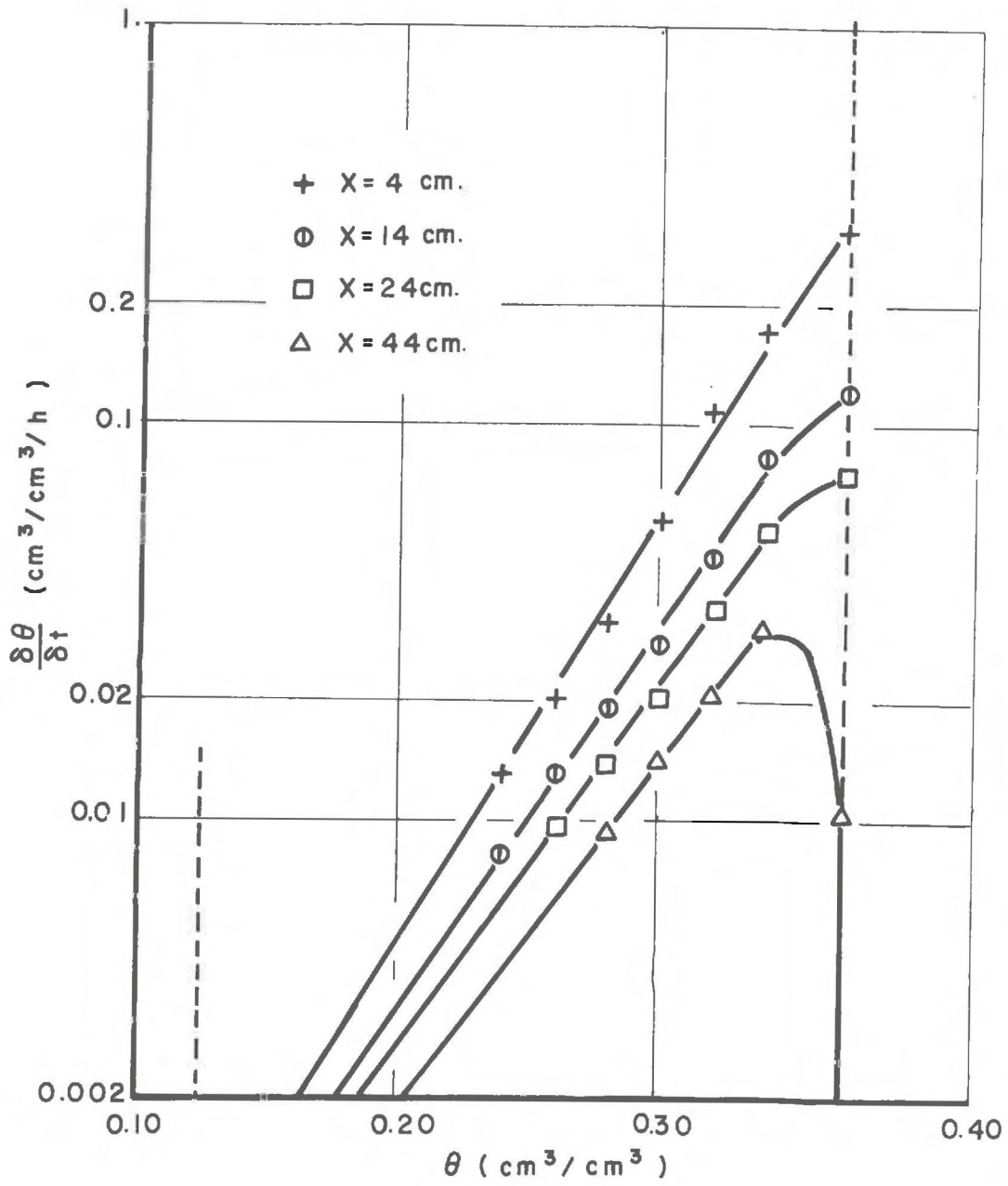
$\theta$ (cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> )	0.37	0.34	0.32	0.30	0.28	0.26	0.24
X (cm)							
4	0.3	0.17	0.11	0.058	0.032	0.02	0.013
14	0.12	0.088	0.047	0.026	0.018	0.0126	0.008
24	0.077	0.056	0.035	0.021	0.015	0.010	0.006
44	0.010	0.030	0.020	0.014	0.008	0.005	0.004

TABLEAU 4 - Donnant  $\frac{\delta \theta}{\delta t}$  (cm<sup>3</sup>/cm<sup>3</sup>/h)

DRAINAGE DE -7cm à -66cm



- Figure 31 -



- Figure 32 -

La figure 32 représente  $\frac{\delta \theta}{\delta t} = f(\theta)$  pour les différentes sections. On constate que :

- La mise en mouvement a lieu différemment suivant les sections : alors que, pour les sections  $X = 4, 14, 24$  cm  $\frac{\delta \theta}{\delta t}$  est constamment une fonction décroissante de la teneur en eau, pour  $X = 44$  cm,  $\frac{\delta \theta}{\delta t}$  croît puis décroît. Cela peut s'expliquer par l'établissement du régime d'écoulement, de plus en plus long, à mesure que l'on s'éloigne de la source d'impulsion.

- La droite  $\theta = 0.13 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$  est l'asymptote pour laquelle  $\frac{\delta \theta}{\delta t} \rightarrow 0$  pour toutes les sections considérées.

- Pour une teneur en eau donnée, la quantité  $\frac{\delta \theta}{\delta t}$  est une fonction décroissante de  $X$ .

On peut noter que, plus on s'éloigne de la source d'impulsion, plus la courbe  $\psi(\theta)$  se rapproche de la courbe statique, en même temps que les valeurs des vitesses de variation des teneurs en eau (pour une teneur en eau donnée) diminuent.

Cela nous a amené à penser que ce comportement dynamique pouvait dépendre de la vitesse à laquelle s'effectue le drainage.

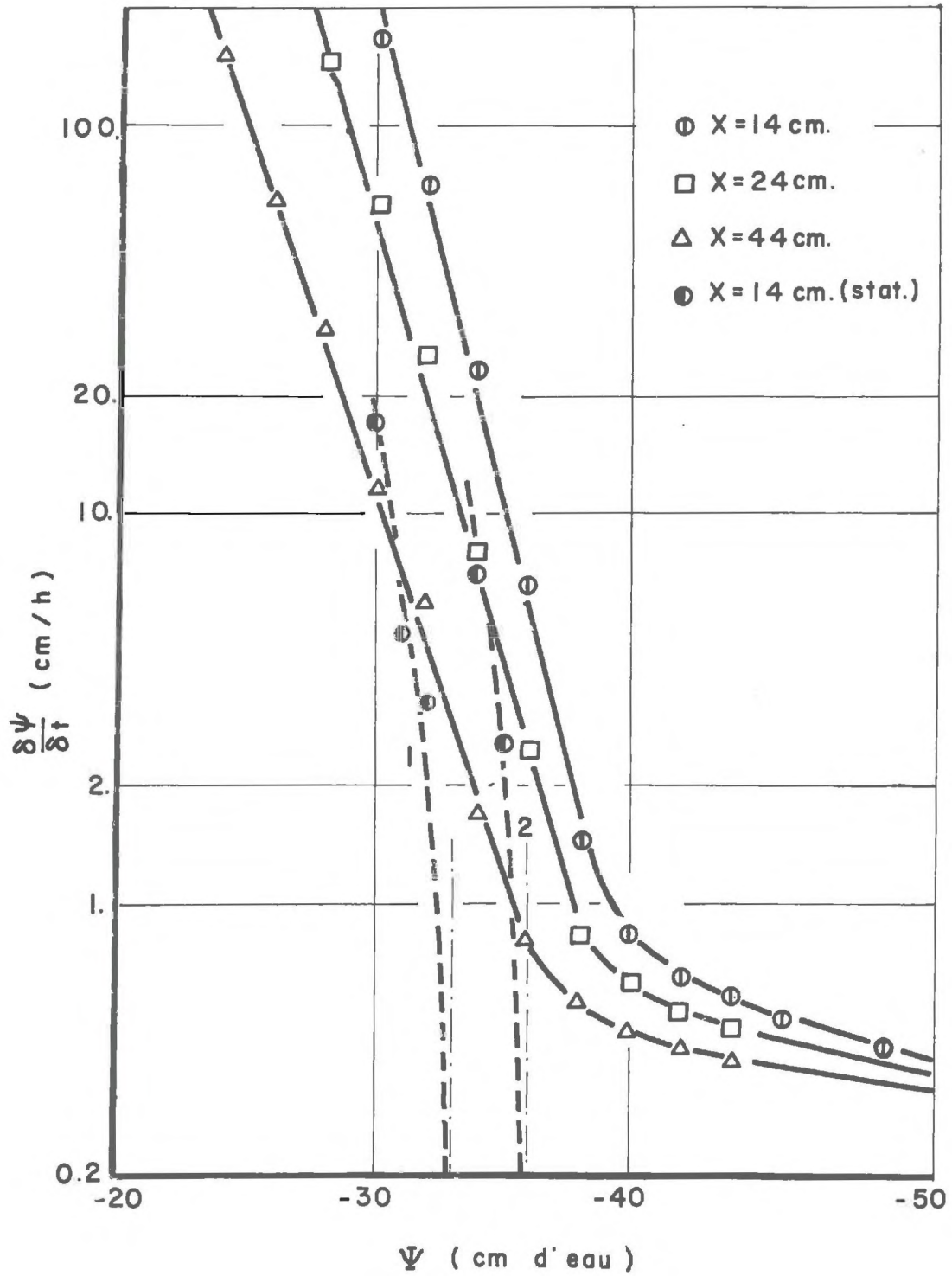
### 1.3. Influence de la vitesse de variation de la succion

Afin de pouvoir caractériser ces comportements statique et dynamique différents par d'éventuels effets d'inertie, nous avons également calculé, à partir de l'évolution des succions en fonction du temps les valeurs des vitesses de variation de ces succions  $\frac{\delta \psi}{\delta t}$ .

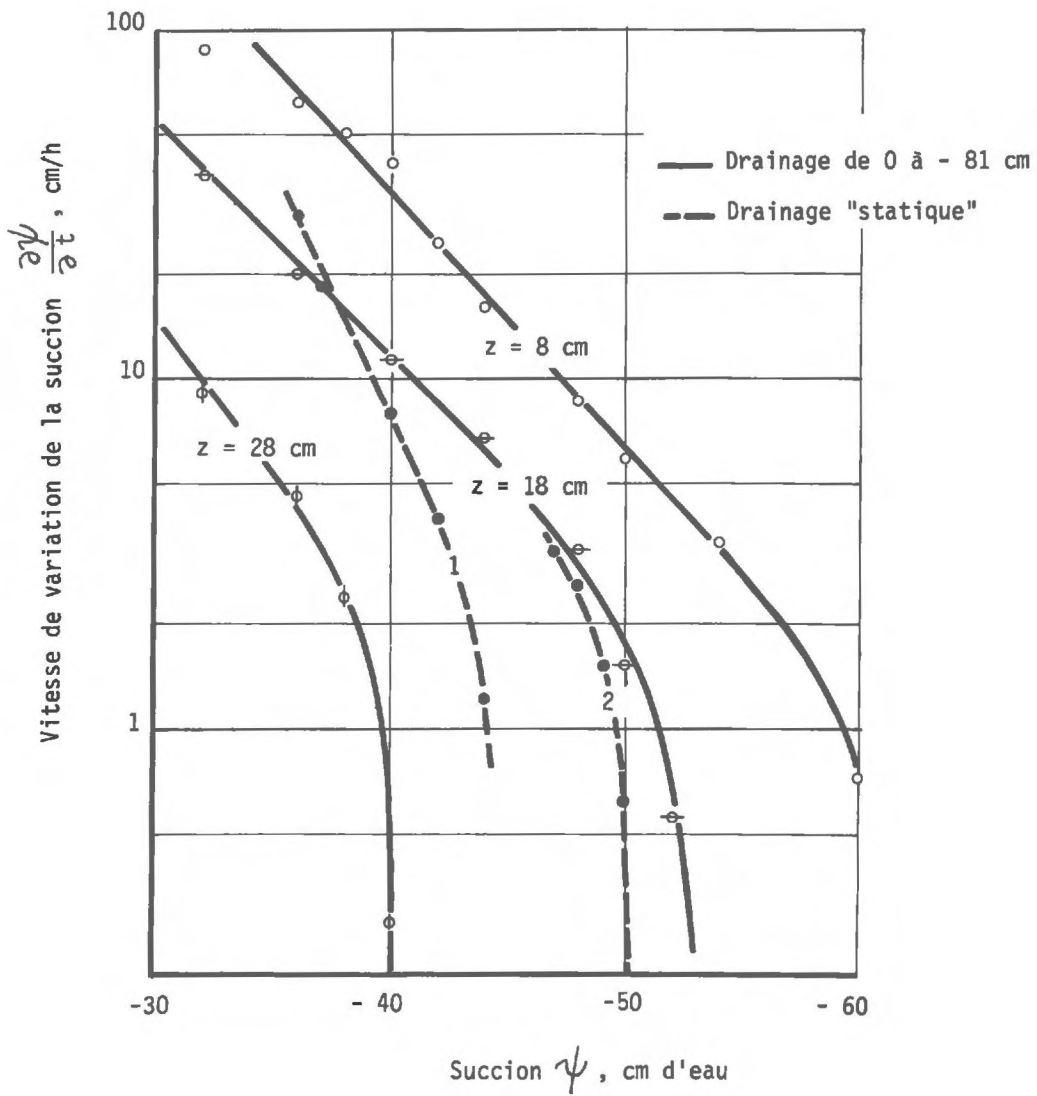
On trouvera, figure 33, les courbes donnant  $\frac{\delta \psi}{\delta t} = f(\psi, X)$  d'une part lors de l'essai de drainage horizontal (n°16), pour  $X = 14, 24, 44$  cm, d'autre part pour  $X = 14$  cm lors des essais "statiques" pour les pas de succion imposés de (-30 à -33 cm) (n°1) et de (-33 à -36 cm) (n°2) (courbes en pointillés).

Une étude analogue, figure 34, a été effectuée pour l'écoulement vertical correspondant d'une part à un rabattement de la nappe de 81 cm, d'autre part à 2 pas "statiques".

L'examen parallèle des figures 29 et 33 pour l'écoulement horizontal, des figures 30 et 34 pour l'écoulement vertical, nous amène à constater que :



- Figure 33 -



- Figure 34 -



a) Lors d'un drainage brutal, plus on s'éloigne de la source d'impulsion plus la courbe dynamique se rapproche de la caractéristique "statique", en même temps que les valeurs des vitesses de variation  $\frac{\delta \psi}{\delta t}$  (pour une valeur fixée de  $\psi$ ) diminuent.

b) Lors de la détermination de la courbe "statique", et pour des pas de succion imposés,  $\frac{\delta \psi}{\delta t}$  est d'autant plus faible que la succion de départ est plus forte (en valeur absolue), à cause de la relation très fortement décroissante entre la conductivité hydraulique et la succion (VACHAUD, WAKIL - 1970).

On note ainsi que, pour des pas de succion identiques, les courbes transitoires se rapprochent de plus en plus de la caractéristique statique, à mesure que la succion croît (voir figures 20 et 22).

1.4. Une analyse élémentaire de nos résultats expérimentaux, nous a conduit à mettre en évidence la corrélation qui existait entre le comportement de la relation  $\frac{\psi(\theta)}{\delta \psi / \delta t}$  et celui des vitesses de variation des teneurs en eau  $\frac{\delta \theta}{\delta t}$  ou des succions

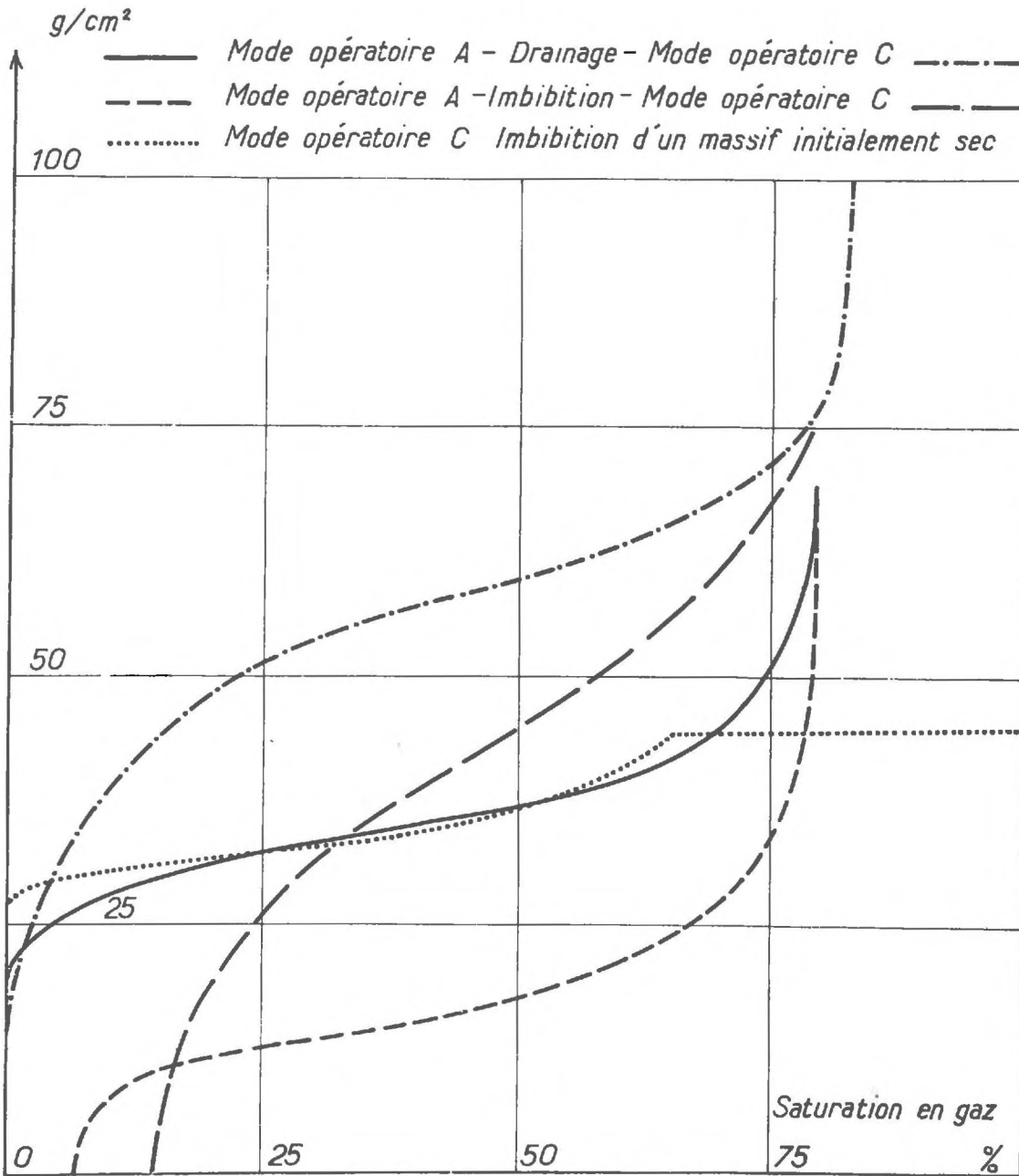
Il nous semble cependant que la relation  $\frac{\delta \psi}{\delta t} = f(\psi)$  soit plus apte à caractériser le rôle de la vitesse de l'écoulement sur la relation  $\psi(\theta)$ . En effet :

a) L'écoulement d'eau dans un sol est provoqué par les gradients de succion. Il est donc logique de considérer l'évolution de l'élément moteur de l'écoulement : la succion.

L'évolution des teneurs en eau est au contraire, l'effet résultant.

b) Les teneurs en eau, déterminées par un processus aléatoire, sont des valeurs moyennes alors que les succions sont des valeurs instantanées. Cela donne une imprécision plus grande pour la valeur de la teneur en eau que pour celle de la succion.

Ces deux remarques nous ont fait préférer, dans la suite de notre analyse, la relation  $\frac{\delta \psi}{\delta t} = f(\psi)$  à la relation  $\frac{\delta \theta}{\delta t} = f(\theta)$ .



- Figure 35 -

## 2. ESSAIS D'INTERPRETATION A L'ECHELLE MACROSCOPIQUE

### 2.1. Influence de la vitesse de l'écoulement

Nos résultats expérimentaux et leur analyse élémentaire nous ont amené à penser que la vitesse de l'écoulement pourrait intervenir dans le comportement de la relation  $\Psi(\theta)$ .

En effet MARLE, ALBET, LARDE, ont étudié le rôle de la vitesse sur la relation  $\Psi(\theta)$  en effectuant une série d'écoulements forcés à différentes vitesses, par des pressions de gaz variables, à travers des échantillons poreux.

### 2.2. Résultats

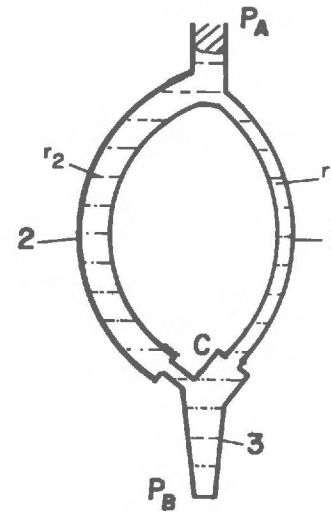
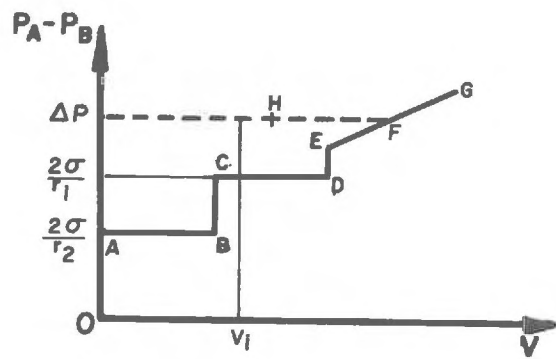
A titre indicatif, nous présentons la courbe pression capillaire - teneur en eau qu'ils ont obtenue lors de ces essais (figure 35).

Le mode opératoire A correspond à la réalisation d'un drainage extrêmement lent, obtenu en imposant à un échantillon poreux, reposant sur une cloison semi-imperméable, une pression d'azote déterminée et constante durant l'essai. On attend, pour chaque valeur de cette pression, que l'équilibre soit atteint. On décrit ainsi une courbe statique.

Le mode opératoire C revient à imposer à l'eau du sol, une dépression par l'intermédiaire d'un réservoir que l'on abaisse à l'instant  $t = 0$ . On définit ainsi une courbe dynamique.

Nous pouvons constater (figure 35) que, pour une teneur en eau donnée, la succion est d'autant plus importante (en valeur absolue) que la vitesse de l'écoulement est plus grande. On voit également que le phénomène, (contrairement à nos résultats) a lieu aussi bien en drainage qu'en infiltration.

Le problème, maintenant, est de savoir par quel processus la vitesse de l'écoulement peut influencer le comportement de la relation succion - teneur en eau, et pour ce faire, nous devons utiliser une approche microscopique.



- Figure 36 -

### 3. ESSAIS D'INTERPRETATION A L'ECHELLE MICROSCOPIQUE

#### 3.1. Etude de l'influence de la distribution des pores

Dès que l'on veut étudier les phénomènes au niveau des pores il est généralement fait appel à des modèles capillaires qui ont l'avantage de permettre une application facile des équations de l'écoulement (loi de POISEUILLE) mais aussi l'inconvénient de ne rendre compte que très imparfaitement des différents chemins suivis par l'écoulement dans le milieu poreux.

Nous citerons pour mémoire, le modèle gravitaire, le modèle capillaire unique de YOUNGS (1960), la distribution homogène de capillaires multiples de VACHAUD (1968).

Le modèle de MARLE, ALBET, LARDE (1963) repris par SEGLEY (1967) nous a semblé beaucoup plus intéressant et prometteur pour le problème qui nous occupe.

Ces auteurs considèrent un système constitué par deux capillaires horizontaux initialement pleins d'eau, de rayons différents  $r_1$  et  $r_2$ , réunis à leurs deux extrémités (figure 36). Par l'extrémité A, arrive de l'air à la pression  $P_A$ , l'autre extrémité est maintenue à la pression constante  $P_B$ . Ils examinent plusieurs lois de variation de la pression P .

a) Si  $P_A$  croît très lentement à partir de sa valeur correspondant à l'équilibre du ménisque en A, le système sera constamment en équilibre et son évolution est représentée par la courbe ABCDEFG.

- . tant que  $P_A - P_B$  reste inférieure à  $\frac{2\Sigma}{r_2}$ , le système ne draine pas ;
- . pour  $P_A - P_B = \frac{2\Sigma}{r_2}$ , il y a envahissement immédiat du capillaire (2) par l'air (représenté par le segment AB), jusqu'à ce que le ménisque soit arrêté par l'étranglement.
- . il faut une pression  $P_A$  définie par  $P_A - P_B = \frac{2\Sigma}{r_1}$  pour que le capillaire (1) se vide (segment CD).
- . l'embranchement C se videra pour une certaine valeur de la pression  $P_A$  déterminée par le rayon de l'étranglement (branche DE).
- . le segment EFG représente l'envahissement par l'air, du capillaire conique (3).

b) Si maintenant, on impose brutalement une valeur  $\Delta P = P_A - P_B$  constante, les capillaires (1) et (2) vont se vider simultanément à des vitesses différentes,

suivant leurs rayons et leurs longueurs, l'un d'eux pourra être complètement drainé (le capillaire 2 par exemple).

En raison de l'élargissement du capillaire (1), de l'eau pourra être piégée dans ce capillaire, au moment où le ménisque du capillaire (2) arrivera à l'embranchement. Le volume drainé sera représenté par la point H. Le volume correspondant au segment HF restera piégé ou ne s'écoulera que très lentement.

Pour un  
en  $\psi$   
 $\frac{1}{2}H$ ,  $\frac{1}{2}H$   
en dyn

La première loi de variation de la pression correspond à un mode de description statique. La seconde, au contraire, revient à considérer un drainage dynamique.

On voit donc, sur la figure 36, que pour une teneur en eau donnée (correspondant sur le schéma 36, à un volume  $V_i$ ), la pression en régime dynamique est supérieure (en valeur absolue) à la pression en régime statique, comme nous l'avons constaté expérimentalement. Ce schéma simple montre que l'équilibre peut dépendre de la façon dont il est atteint et en particulier de la vitesse de l'écoulement pendant la période transitoire qui le précède.

Pour représenter un massif poreux, il serait ainsi possible d'imaginer une distribution de capillaires de ce type, que l'on pourrait classer en différentes séquences définies par la valeur de leur "rayon", les séquences de faible "rayon" contrôlant et limitant l'écoulement.

### 3.2. Etude du comportement dynamique de la pression capillaire

#### a) Problème

On sait qu'à l'état d'équilibre, le ménisque eau-air présente une surface minimum et la pression capillaire est classiquement définie, en tout point de cet interface, par la loi de LAPLACE :

$$p_{cst} = \Sigma \cdot \cos \phi_{st} \cdot \left[ \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right] \quad (32)$$

L'indice "st" désigne l'état d'équilibre ou statique,  $\Sigma$  est la tension superficielle du couple eau-air ;  $\phi_{st}$  est l'angle de contact de l'interface avec les grains à l'équilibre ;  $r_1$  et  $r_2$  sont deux rayons de courbure de cet interface.

Quand les fluides, eau et air, sont en mouvement, il y a déformation du ménisque entraînant des pressions capillaires différentes en chaque point de cette surface. Comment, alors dans ces conditions, définir la pression capillaire ?

b) VAN QUY (1971) a apporté une réponse en étudiant d'une manière générale l'écoulement plan de deux fluides séparés par un interface, entre deux plaques parallèles et voisines. Il montre que la pression capillaire moyenne (sur le ménisque) est donnée par la formule :

$$\bar{p}_{cd} = \Sigma \cdot \cos \Phi_d \cdot \left[ \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right] \quad (33)$$

où  $\Phi_d$  est l'angle de contact quand les fluides sont en mouvement.

Il montre également que l'angle de contact  $\Phi_d$  est une fonction croissante de la vitesse de l'écoulement.

Ces résultats peuvent être appliqués aux interfaces eau-air présents dans les pores d'un milieu non saturé :

. Pour un drainage, où le fluide aval (par rapport à l'interface) est la phase mouillante ; nous avons :

$$\frac{\pi}{2} \leq \Phi_{st} \leq \Phi_d \leq \pi \quad (34)$$

En prenant les cosinus de cette inégalité, en les multipliant par la quantité  $\Sigma \left[ \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right]$  et en prenant les valeurs absolues nous obtenons :

$$\left| p_{cst} \right| \leq \left| \bar{p}_{cd} \right| \quad (35)$$

. Au contraire, pour une infiltration, où le fluide aval est la phase non mouillante, nous avons l'inégalité :

$$0 \leq \Phi_{st} \leq \Phi_d \leq \frac{\pi}{2} \quad (36)$$

pour les angles de contact et pour les pressions capillaires :

$$\left| p_{cst} \right| \geq \left| \bar{p}_{cd} \right| \quad (37)$$

Nous constatons que la deuxième inégalité est parfaitement en accord avec nos résultats expérimentaux. En revanche, pour l'infiltration il semble y avoir une contradiction entre ces résultats et nos expériences.

Il nous faut donc tenter d'expliquer ce comportement différent en infiltration et en drainage.

### 3.3. Etude de l'influence relative des forces de capillarité et des forces de viscosité

La difficulté du passage direct des propriétés des écoulements à l'échelle du pore aux lois de l'écoulement formulées à l'échelle macroscopique fait que généralement, les auteurs utilisent deux approches : les raisonnements sur des modèles physiques et l'analyse dimensionnelle.

Nous avons abordé précédemment la première approche. En ce qui concerne la seconde, de nombreux auteurs ont explicité les différents paramètres adimensionnels caractérisant ces écoulements en milieu poreux non saturé.

L'étude de LEFEBVRE du PREY (1968), concernant le paramètre  $\frac{\Sigma}{\mu V}$  qui exprime l'importance relative des forces capillaires et des forces de viscosité a retenu particulièrement notre attention.

En faisant varier ce paramètre dans de très larges limites ( $2 \cdot 10^2$  à  $10^7$ ) en réalisant des écoulements biphasiques de fluides à travers des échantillons de Téflon poreux, cet auteur constate que lorsque le fluide déplaçant est non mouillant (cas du drainage, pour ce qui nous occupe), l'effet du rapport  $\frac{\Sigma}{\mu V}$  est très important sur les courbes de perméabilités relatives et les teneurs en fluide résiduelles. En revanche, cet effet est nettement moins important lorsque le fluide déplaçant est mouillant (cas de l'infiltration). Cet auteur n'a pas étudié l'influence de ce paramètre sur la relation pression-teneur en fluide, et les difficultés de réaliser de tels essais sur des échantillons de sol ne nous ont pas permis de vérifier si le paramètre  $\frac{\Sigma}{\mu V}$  pouvait caractériser ou non, le comportement  $\psi(\theta)$  en drainage et en infiltration.

Nous présentons cet exemple comme une hypothèse possible d'explication.

D'autre part, on sait que la pénétration d'un fluide visqueux (eau) par un fluide moins visqueux (air), ce qui correspond pour nous à un drainage, donne naissance à une instabilité d'interfaces faisant apparaître des digitations (YIH). Ce phénomène provoquerait ainsi des isolements de volumes d'eau (ce qui fait que pour une pression donnée, la teneur en eau est plus importante, en régime dynamique, qu'en régime statique). En revanche, pour une infiltration où le fluide moins visqueux est déplacé par le fluide plus visqueux les interfaces eau-air demeureraient stables et on n'observe aucune différence entre les deux régimes.



### 3.4. Etude de l'influence de l'échelle des phénomènes

Nous avons souligné précédemment les difficultés des mesures en régime transitoire, des grandeurs  $\psi$  et  $\theta$ .

Bien que les méthodes choisies donnent des temps de réponse des appareils de mesure assez courts, il est possible qu'elles soient bien adaptées pour le drainage qui dure une centaine d'heures, mais qu'elles s'avèrent insuffisantes pour l'infiltration (dont la durée est de 6 heures environ).

Cette insuffisance prend d'autant plus d'importance que le phénomène, comme nous le pensons et l'avons exposé au (3.3), est moins marqué pour l'infiltration que pour le drainage.

A notre échelle de mesure, il n'apparaît donc pas de différence significative entre le comportement statique et le comportement dynamique de  $\psi(\theta)$  en infiltration.

## 4. CONCLUSIONS

De ces essais d'interprétation, il nous faut tirer une conclusion.

La complexité des écoulements à l'échelle du pore est telle que les explications du comportement de la relation  $\psi(\theta)$  exposé au chapitre IV ne sont pas simples et résultent de nombreux facteurs.

Pour le drainage, la distribution des pores, le comportement dynamique de la pression capillaire et la variation de l'angle de contact du couple eau-air-grains avec la vitesse de l'écoulement semblent expliquer un comportement différent pour la relation  $\psi(\theta)$  en régime statique et dynamique.

Pour l'infiltration, où le processus physique est différent de celui du drainage (déplacements différents de phase fluide de mouillabilité et de viscosité différentes donnant naissance à des instabilités des interfaces eau-air), il apparaît normal que le phénomène observé sur la relation  $\psi(\theta)$  ne soit pas le même.

On peut également invoquer un dispositif de mesure insuffisamment adéquat pour rendre compte d'éventuelles différences au cours de l'infiltration dont la durée est nettement plus faible que pour un drainage (voir la figure 19).

-----

## CHAPITRE VI

### CONSEQUENCES ET PORTEE DE L'ETUDE

Il est à présent indispensable d'examiner les conséquences de nos résultats afin de juger de l'importance de ce phénomène.

#### 1. EFFET SUR L'EQUATION DE DIFFUSION

##### 1.1. Rappel de l'équation

PHILIP a explicité une solution de l'équation générale qui régit l'écoulement horizontal de l'eau en milieu non saturé :

$$\frac{\delta \theta}{\delta t} = \frac{\delta}{\delta x} \left[ D(\theta) \frac{\delta \theta}{\delta x} \right]$$

avec les conditions initiales :

(38)

$$\left[ \begin{array}{lll} t < 0 & x \geq 0 & \theta = \theta_n \\ t \geq 0 & x = 0 & \theta = \theta_0 \end{array} \right.$$

Comme nous l'avons dit (I.4.2) cela suppose que les relations  $\psi(\theta)$  et  $K(\theta)$  soient uniques .

Cette hypothèse revient à admettre que  $\frac{d\psi}{d\theta}$  et  $D(\theta)$  sont des fonctions uniquement de  $\theta$  .

Nous allons examiner dans quelle mesure le comportement dynamique de la relation  $\psi(\theta)$  affecte  $D(\theta)$  .

## 1.2. Calcul du coefficient de diffusivité

### a) Principe du calcul

Il existe de nombreuses méthodes (GARDNER - 1962, PECK - 1966, RITJEMA - 1959, COLLIS-GEORGE - ROSENTHAL - 1966) pour calculer le coefficient de diffusivité; elles nécessitent toutes des approximations ou des considérations sur l'impédance de la plaque poreuse.

Nous avons utilisé une méthode directe basée sur l'analyse des profils hydriques et ne faisant intervenir aucune hypothèse sur la relation  $\psi(\theta)$ .

La loi de DARCY, pour un écoulement horizontal s'écrit :

$$q = - K(\theta) \frac{d\psi}{dX} \quad (39)$$

ou en introduisant la diffusivité :

$$q = - D(\theta) \frac{d\theta}{dX} \quad (40)$$

Il nous faut calculer par conséquent le flux  $q$  et le gradient de teneur en eau  $\frac{d\theta}{dX}$  en un point donné et à un instant donné.

### - Calcul des flux -

Les flux s'obtiennent en intégrant l'équation de continuité entre la section  $X = 60$  cm, pour laquelle  $q = 0$ , et une section  $X$  quelconque:

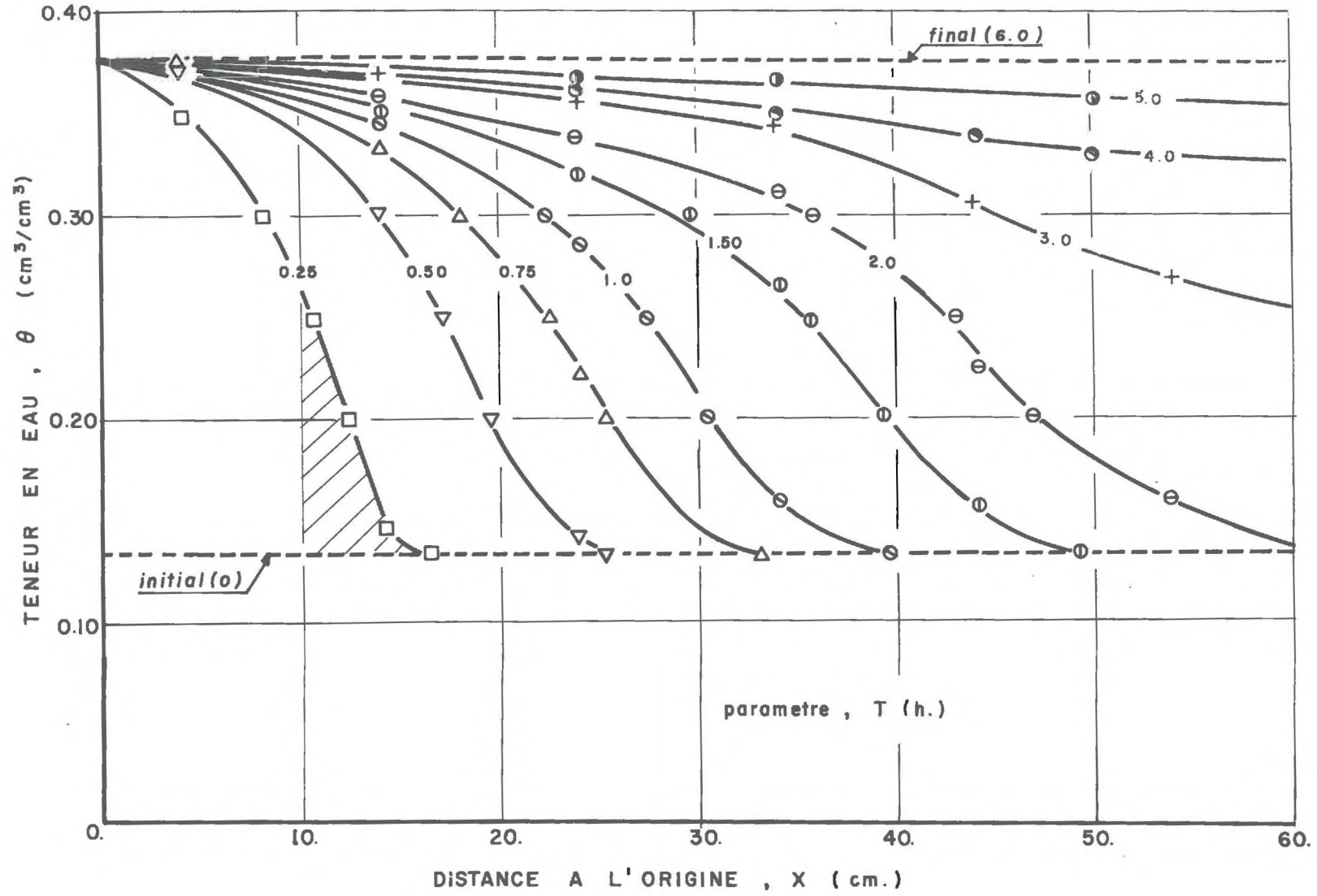
$$q(X, t) = - \int_X^{60} \frac{\partial \theta}{\partial t} dX = \frac{1}{\Delta t} \int_{60}^X \theta \cdot dX = \frac{1}{S} \cdot \frac{dV}{dt} (X, t) \quad (41)$$

où  $V(X, t) = S \cdot \int_{60}^X \theta \cdot dx$  représente la volume écoulé à travers la section  $X$ , à l'instant  $t$ .

L'intégration graphique des profils hydriques, permet de déterminer l'évolution de ces volumes en fonction du temps  $V(X, t)$ .

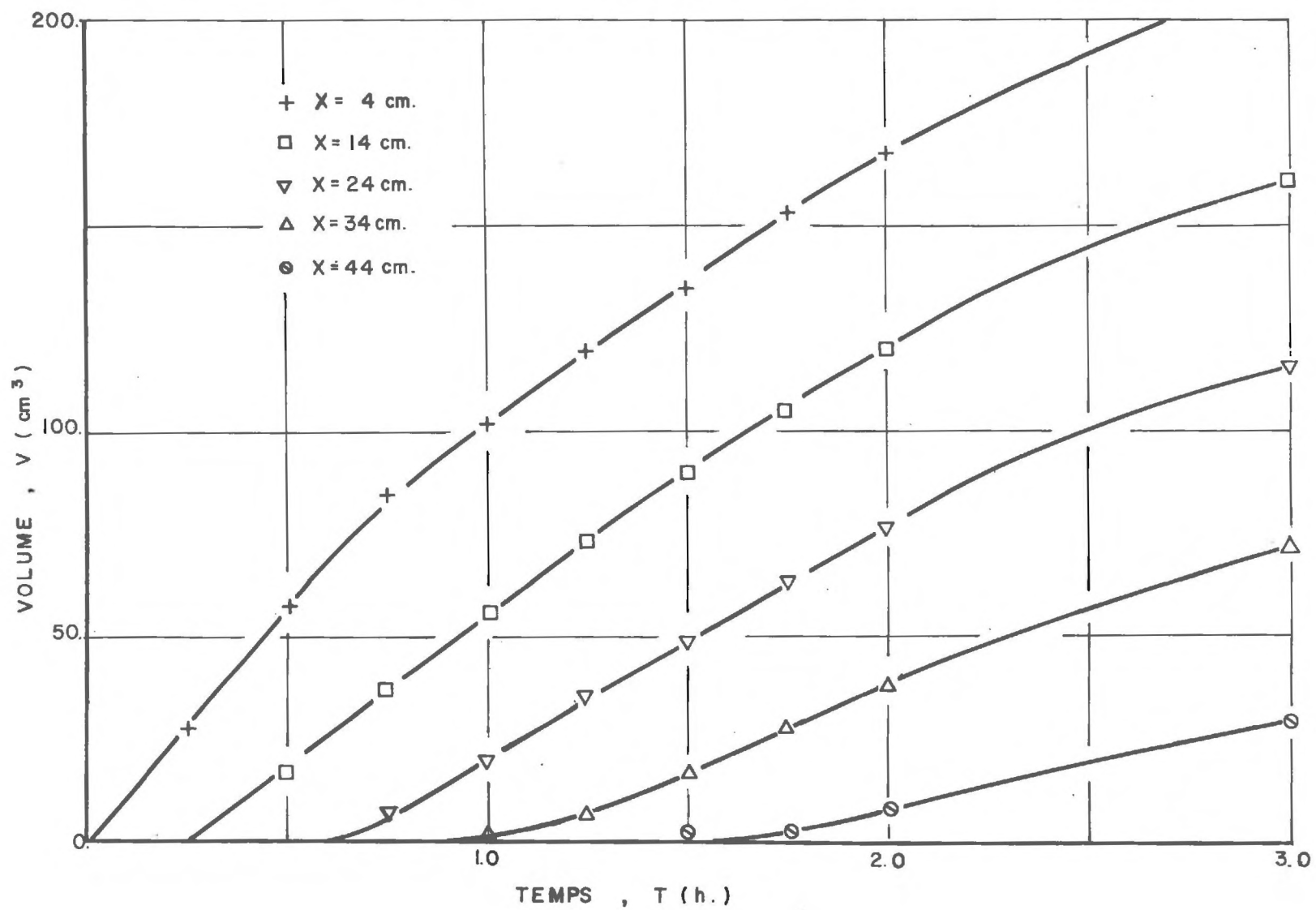
Ainsi, sur la figure 37, relative à un essai d'infiltration, l'aire hachurée représente le volume (par unité de sol) écoulé à travers la section  $X = 10$  cm

HUMIDIFICATION DE -66cm à -7cm



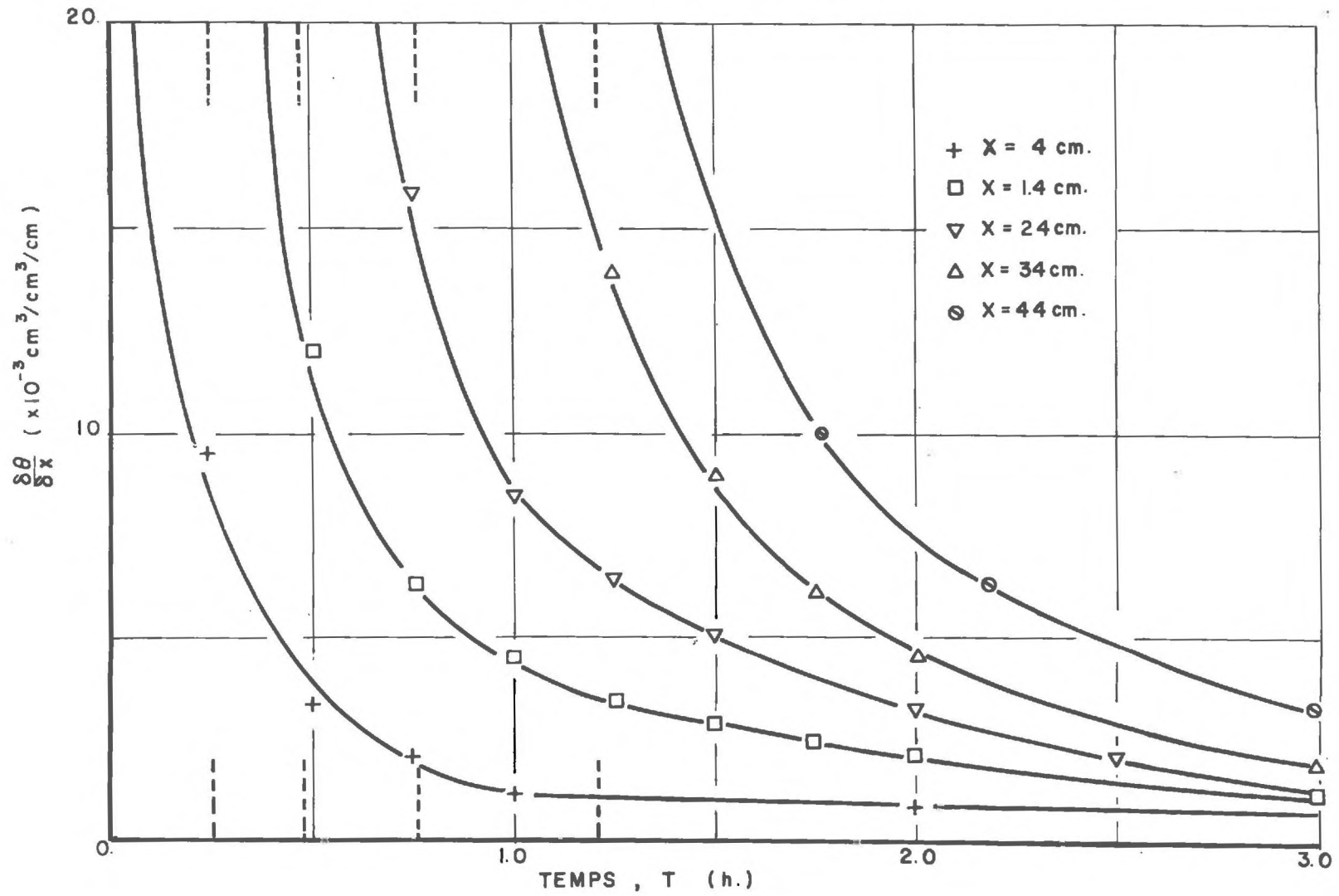
- Figure 37 -

HUMIDIFICATION DE -66cm à -7cm



- Figure 38 -

HUMIDIFICATION DE -66cm à -7cm



- Figure 39 -

entre les instants 0 et 0.25 h.

En procédant ainsi, pour différents temps et plusieurs sections, nous pouvons tracer les courbes représentant les volumes écoulés en fonction du temps (figure 38), dont il faut prendre les pentes, à différents instants pour obtenir le flux.

- Calcul des gradients de teneurs en eau -

Les profils hydriques représentés figure 37 permettent de déterminer également en mesurant les pentes des tangentes, les gradients de teneurs en eau  $\frac{\delta \theta}{\delta X}$ , en fonction du temps, pour les différentes sections (figure 39).

La corrélation dans une section donnée, à un temps donné "flux-gradient de teneur en eau" permet de déterminer D, auquel est affectée la teneur en eau correspondante.

b) Résultats

Nous avons tracé les courbes  $D(\theta)$  pour l'infiltration (figure 40) et pour le drainage (figure 41). Nous constatons alors, que si la relation  $D(\theta)$  est bien unique dans le premier cas, il y a autant de courbes  $D(\theta)$  que de sections considérées pour le deuxième cas. La valeur de la diffusivité décroît pour une teneur en eau déterminée, à mesure que l'on s'éloigne de l'origine de l'écoulement.

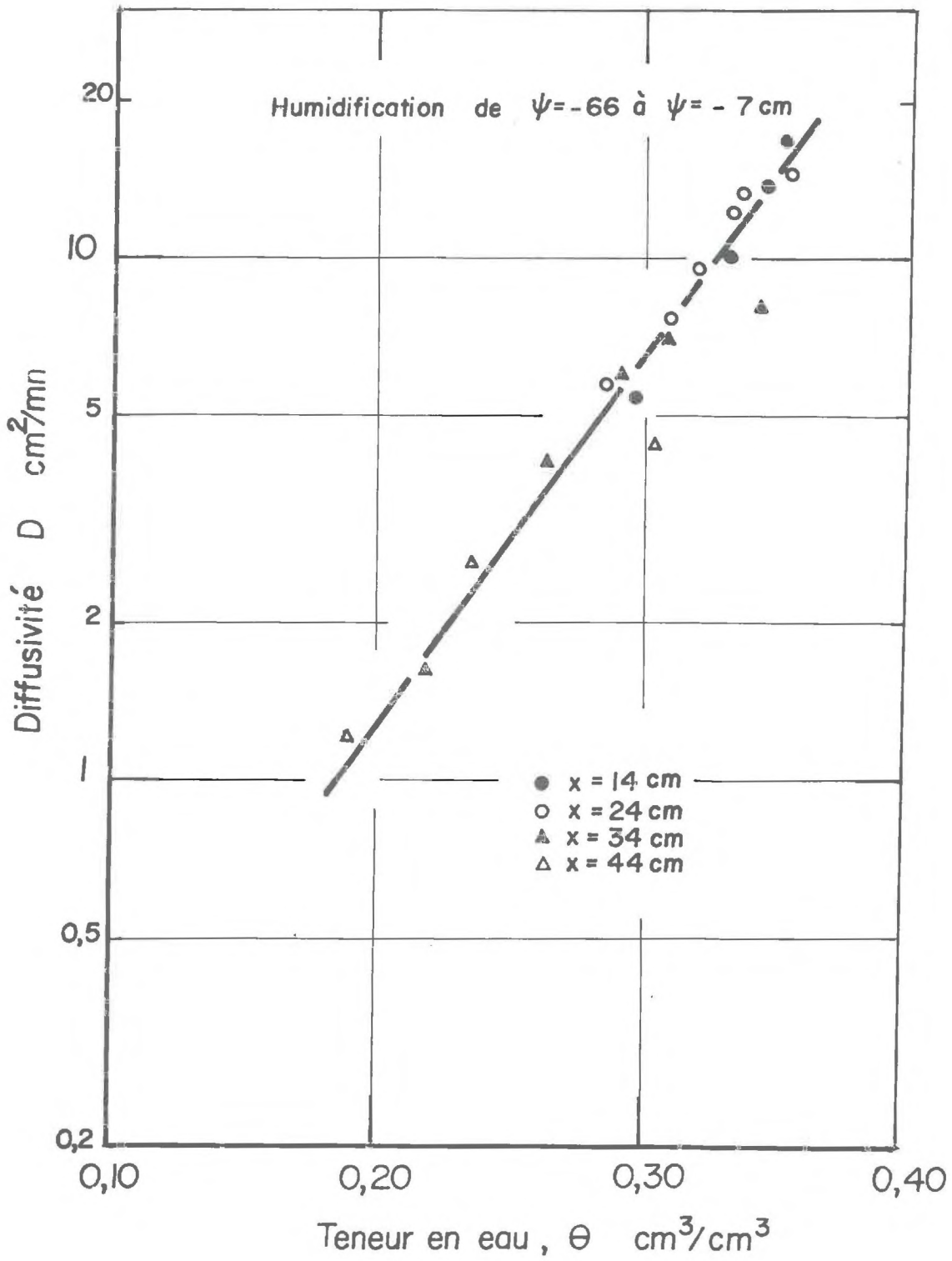
La dispersion des points est due à l'imprécision dans la mesure des pentes des différentes courbes.

Il y a donc lieu de considérer, pour un drainage une équation de la forme  $D = D(\theta, X)$  et non une relation unique  $D(\theta)$ .

1.3. Calcul du coefficient de conductivité hydraulique

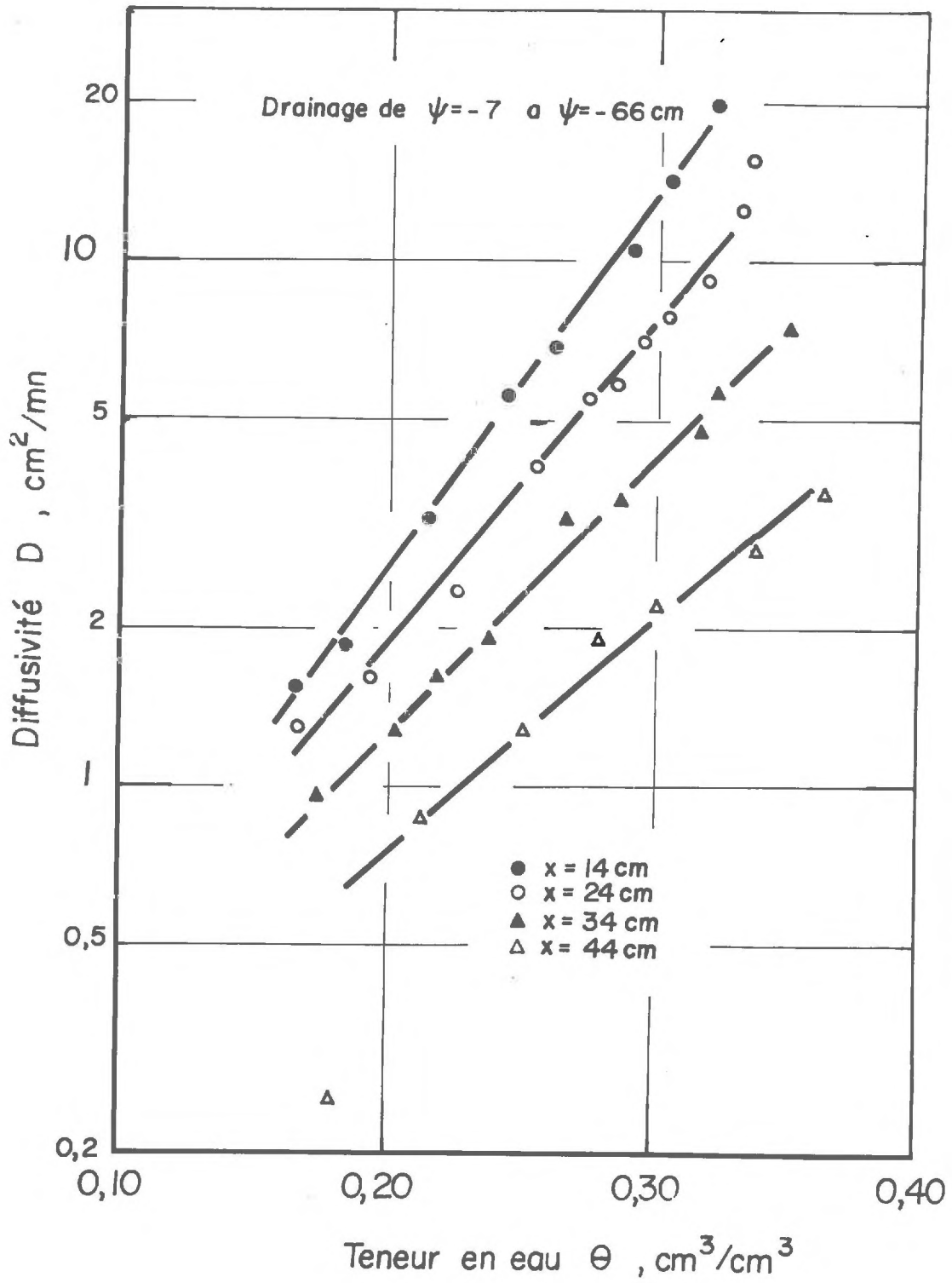
Un calcul semblable en introduisant les gradients de succion, peut être effectué pour déterminer les valeurs de la relation  $K(\theta)$ . Afin de ne pas trop alourdir cet exposé, nous nous sommes contentés de représenter figure 42, cette relation. Il apparaît clairement que  $K(\theta)$  est unique en drainage et ne dépend que de la seule teneur en eau. On peut également vérifier que cette relation n'est pas affectée par l'hystérésis: Les courbes  $K(\theta)$  en infiltration et en drainage sont confondues.

Ces résultats nous amènent à penser que l'équation de diffusion n'est pas apte à décrire un écoulement horizontal, correspondant à un drainage brutal.

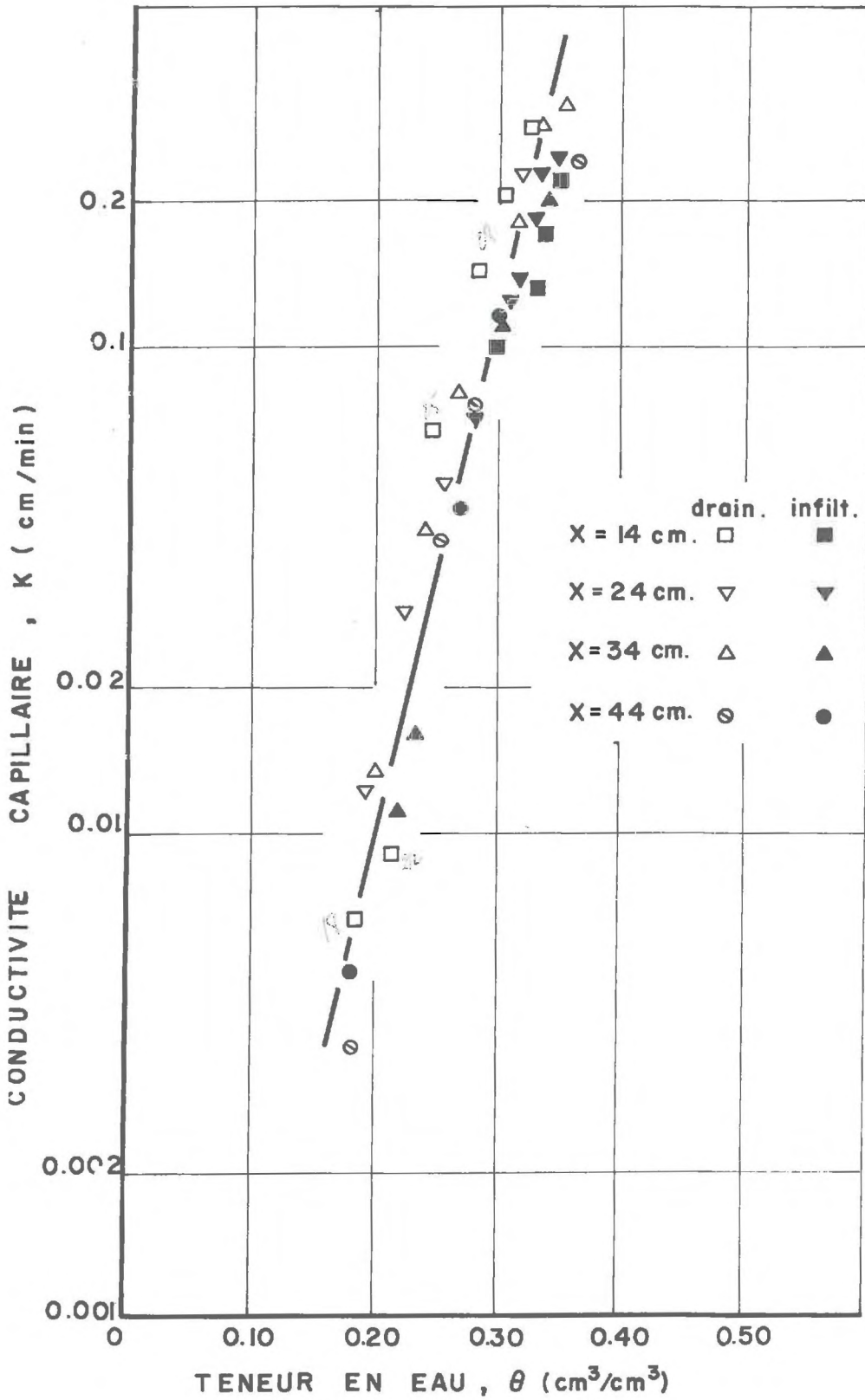


- Figure 40 -





- Figure 41 -



- Figure 42 -

Elle pourrait s'appliquer lors d'écoulements très lents comme une redistribution après une infiltration mais l'hystérésis dans ce cas interviendrait, compliquant le phénomène.

L'étude des relations  $D(\theta)$  et  $K(\theta)$  nous montre également que la diffusivité est un concept purement mathématique, mal adapté pour rendre compte de l'importance globale des transferts d'eau en milieu non saturé (même pour un écoulement horizontal) et qu'il est préférable d'utiliser la relation phénoménologique qui lie la conductivité hydraulique à la teneur en eau.

## 2. EFFET SUR LES METHODES DE SIMULATION NUMERIQUE

Il est d'usage courant de considérer la courbe  $\psi(\theta)$  obtenue de façon statique, comme "caractéristique" du comportement d'un milieu poreux non saturé et de l'introduire ainsi, dans les simulations numériques (RUBIN - 1966) pour obtenir l'évolution spatio-temporelle des grandeurs  $\psi(X, Y, Z, t)$ ,  $\theta(X, Y, Z, t)$ .

Nous venons de voir qu'il y a lieu d'introduire dans cette relation les paramètres de l'écoulement en régime transitoire.

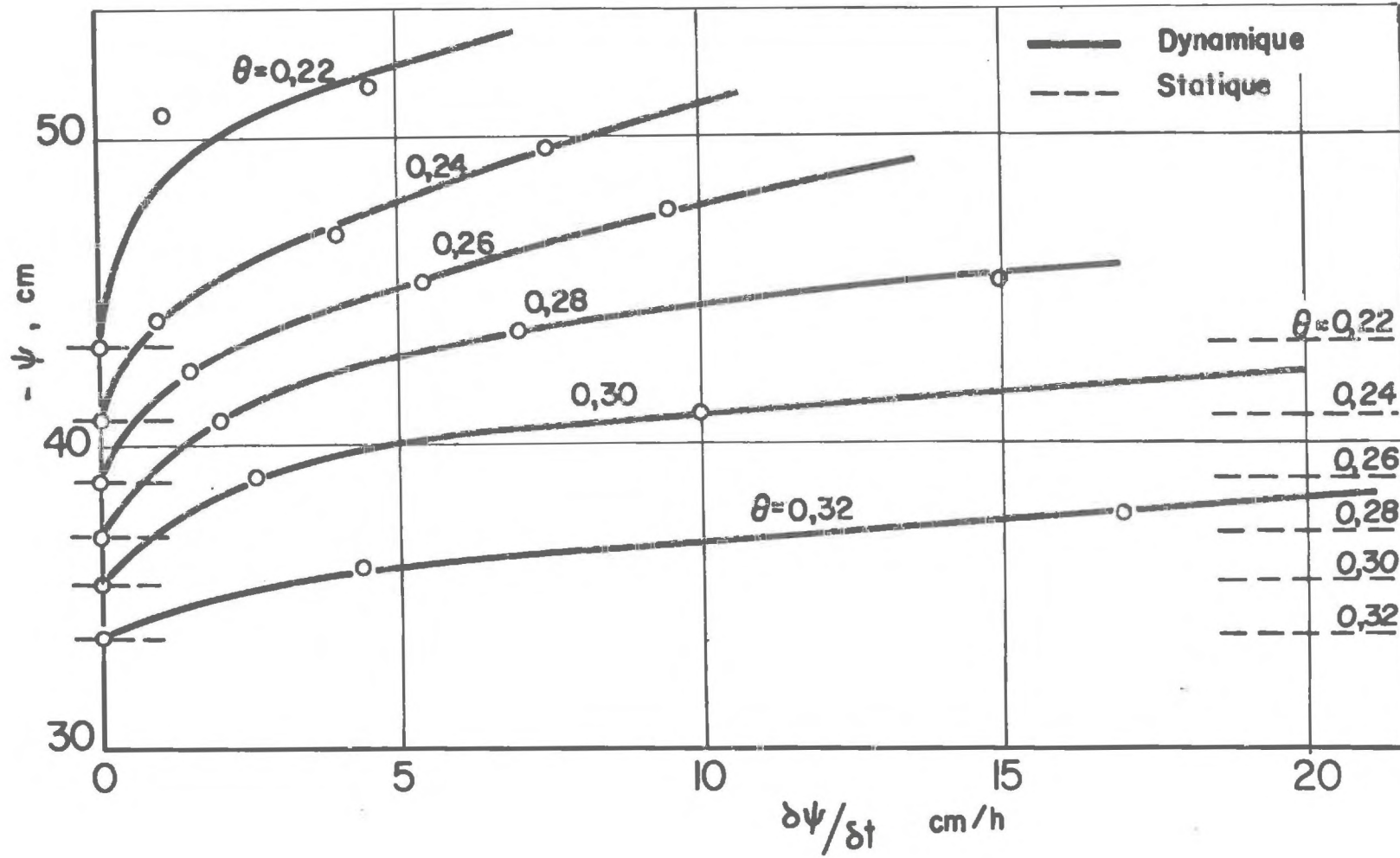
Il nous faut donc proposer un formalisme qui puisse être utilisé dans un calcul numérique et qui rendra compte des effets dynamiques.

Nous avons constaté sur les figures 29 et 30 d'une part, 33 et 34 d'autre part, que pour une valeur donnée de la succion  $\psi$ , les valeurs de  $\frac{\delta\psi}{\delta t}$  et de  $\theta$  deviennent de plus en plus grandes à mesure que l'on se rapproche de la source d'impulsions, créant le mouvement.

De plus, la plus petite valeur de la teneur en eau correspond à l'état statique (pour une valeur donnée de la succion) qui est défini par  $\frac{d\psi}{dt} \equiv 0$ . Cependant, comme il n'y a ni source, ni puits dans le domaine intéressé, cette définition revient à la condition d'équilibre statique  $\frac{\delta\psi}{\delta t} = 0$  (SEDGLEY - 1967).

Nous avons tracé à partir des courbes  $\psi(t)$  et  $\theta(t)$  obtenues pour chaque section de la colonne verticale, les courbes  $\frac{\delta\psi}{\delta t} = f(\psi)$  pour différentes teneurs en eau (figure 43). Il apparaît ainsi clairement que  $\psi$  augmente (en valeur absolue) quand  $\frac{\delta\psi}{\delta t}$  augmente (pour une teneur en eau fixée).

ECOULEMENT VERTICAL



- Figure 43 -

En l'absence de tout effet dynamique, ces courbes seraient représentées par des lignes horizontales (en pointillés sur la figure), passant par les valeurs de  $\psi$  à l'équilibre.

A l'aide de cette figure, on voit très bien que pour une succion imposée, le volume d'eau écoulé à travers une section, pendant un drainage, dépendra de la vitesse avec laquelle l'écoulement se produira : plus la vitesse de variation de la succion est grande, plus le volume écoulé est faible.

Cependant, la valeur d'équilibre est indépendante de cette vitesse. Il sera par conséquent indispensable de considérer une équation de la forme :

$$\psi = \psi \left( \theta, \frac{\delta \psi}{\delta t} \right)$$

pour caractériser le comportement de la relation succion-teneur en eau, en régime transitoire.

### 3. EFFET SUR LA THEORIE DES DOMAINES INDEPENDANTS

Dans le but d'expliquer les phénomènes d'hystérésis, ENDERBY (1955) a adapté la théorie des domaines indépendants de NEEL (1943) aux milieux poreux non saturés ; POULOVASSILIS (1962) et PHILIP (1969) l'ont vérifiée.

Nous rappelons que cette adaptation repose sur deux hypothèses :

a) L'espace intergranulaire est formé de pores, ou domaines, dont chacun est défini par deux valeurs de la pression :

- . une pour laquelle le pore draine précipitamment,
- . l'autre pour laquelle le pore s'emplit.

b) Le drainage et l'humidification de chaque pore a lieu à sa propre valeur de pression indépendamment des autres pores du système.

D'après nos résultats, il semble au contraire qu'il faille considérer ces domaines comme dépendants les uns des autres, plutôt qu'indépendants au cours d'un écoulement.

En effet, la répartition et l'agencement des pores sont tels dans un milieu poreux qu'il se produit des isollements et des piégeages de volumes d'eau et d'air (dépendant de la vitesse de l'écoulement, des dimensions géométriques de

pores notamment) et qu'il est très hasardeux de parler, dans ces conditions, de domaines indépendants.

Nous pouvons noter au passage que VACHAUD (1968) et THONY (1970) ont également mis en doute, pour d'autres raisons, l'adaptation de cette théorie aux milieux poreux non saturés.

-----

## C O N C L U S I O N

Cette étude basée essentiellement sur des résultats expérimentaux, obtenus à partir d'un dispositif répondant aux exigences de la mesure des grandeurs caractéristiques du milieu poreux, complète notre information sur l'interdépendance des paramètres fondamentaux de l'écoulement de l'eau dans un sol non saturé.

Il apparaît nettement qu'une courbe succion-teneur en eau, déterminée de façon statique ne peut caractériser le comportement d'un sol au cours d'un écoulement et qu'il y a lieu d'introduire dans cette relation des considérations dynamiques.

Cette étude constitue de ce fait, un support expérimental aux études théoriques des écoulements, par simulations numériques dans lesquelles il sera indispensable de prendre en compte ces effets dynamiques.

Elle montre également que l'hypothèse d'unicité de la relation succion-teneur en eau, sur laquelle repose la théorie conduisant à l'équation de diffusion n'est pas satisfaisante même pour la seule phase de drainage. Ainsi, la diffusivité est un concept purement mathématique, incapable de rendre compte de l'importance globale des transferts d'eau en milieu non saturé.

L'extension au terrain, des résultats obtenus au laboratoire demande un examen critique de certaines des hypothèses sur lesquelles repose cette étude et risque de tempérer quelque peu la sévérité des conclusions qui précèdent.

- La condition d'isothermie ne s'applique plus "in-situ" et il serait nécessaire de préciser l'importance relative des effets thermiques et dynamiques.

- Les effets dynamiques que nous avons étudiés pour un sable homogène et isotrope peuvent être masqués par l'hétérogénéité du milieu poreux. Il semble déjà assez difficile de mettre en évidence les phénomènes d'hystérésis "in-situ" DAIAN (1971), aussi pensons-nous que l'on peut valablement négliger l'effet dynamique dans la relation  $\psi(\theta)$ . Cette approximation est d'autant plus légitime que les mouvements de nappe à l'échelle d'un bassin versant sont extrêmement lents. Cependant, il y aurait peut être lieu de prendre en considération ce comportement dans la phase initiale d'un pompage de nappe, où les vitesses de variation de la succion et de la teneur en eau sont assez importantes.

- Notre étude a été réalisée avec un sable. Il serait intéressant de considérer plusieurs sols de nature différente et de comparer les résultats obtenus.

Le sujet est donc loin d'être épuisé. Nous espérons seulement que nos résultats permettront une meilleure compréhension et une connaissance plus complète des transferts d'eau dans les sols non saturés, et susciteront de nombreuses autres recherches dans le domaine de l'hydraulique des milieux poreux non saturés.

-----



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

- BERMAN A.I. et HARRIS J.M. - 1954 - "*Precision measurement of uniformity of material by gamma-ray transmission*".  
*The Review of Scient. Inst.* 25-1 (21.29).
- BOLT G.H. et FRISSEL M.J. - 1960 - "*Thermodynamics of Soil Moisture*".  
*Netherlands Journal of Agricultural Science*. Vol. 8, n°1 (57-78).
- CHILDS E.C. et COLLIS-GEORGE N. - 1948 - "*Interaction of water and porous materials. Soil geometry and soil-water equilibria*".  
*Discussions Faraday Soc.* n°3 (78-85).
- CISLER J., THONY J.L. et VACHAUD G. - 1969 - "*Mesures des teneurs en eau d'échantillons de sols non saturés par atténuation d'un rayonnement émis par une source d'américium 241*".  
*C.R.A.S.*, t. 269 (982-985).
- COLLIS-GEORGE N. et ROSENTHAL - 1966 - "*Proposed outflow method for the determination of the hydraulic conductivity of unsaturated porous material*".  
*Aust. J. Soil Res.* 4 (165-180).
- DAIAN J.F. - 1971 - "*Etude "in-situ" des transferts d'eau dans la zone non saturée : application à une méthode d'estimation du bilan hydrique*".  
*Thèse de Docteur-Ingénieur. Université Scientifique et Médicale de Grenoble.*
- DAVIDSON J.M., BIGGAR J.W. et NIELSEN D.R.
- a) 1966 - "*The dependence of soil water pressure uptake and release upon the applied pressure increment*".  
*Soil Sci. Soc. Am. Proc.* 30 (298-304).
  - b) 1963 - "*Gamma-ray attenuation for measuring bulk density and transient water flow in porous media*".  
*J. of Geophysical Research* 68, 16 (4777-4783).
- DEBACKER L.W. - 1967 - "*The measurement of Entrapped gas in the study of Unsaturated Flow Phenomena*".  
*Water Resources Research*. Vol.3, n°1 (245-249).

- ENDERBY A.D. - 1955 - "The domain model of hysteresis"  
1. *Trans. Faraday Soc.* 51 (835-848).  
2. *Trans. Faraday Soc.* 52 (106-210).
- FREEZE R.A. - 1969 - "The mechanism of natural groundwater recharge and discharge".  
*Water Res. Res.* - Vol. 5, p. 153-171.
- FRITTON D.D. - 1969 - "Resolving time, Mass absorption and water content with Gamma Ray Attenuation".  
*Soil Sci. Soc. Am. Proc.* 33 (651-655).
- GARDNER W.H. et CALISSENDORF C. - 1967 - "Gamma-ray and neutron attenuation in measurement of soil bulk density and water-content." "Isotopes and radiations techniques in soil physics and irrigations studies".  
(*Proc. IAEA Symposium, ISTAMBUL*) (101-113).
- GARDNER W.R. - 1962 - "Note on the separation and solution of diffusion type equation".  
*Soil Sci. Soc. Amer. Proc.* 26 (404).
- GRODSTEIN G.W. - 1957 - "X-ray attenuation coefficients from 10 kev to 100 kev".  
*NBS Circular* 583.
- GROENEVELT P.H., DE SWART J.G., CISLER D. - 1969 - "Water Content Measurement with 60 kev. Gamma-ray attenuation".  
*Bulletin AIHS* 14, 2 (67-77).
- GUELIN P. - 1969 - "Milieux poreux non saturés et théorie des mixtures".  
*Publi. AIHS, XIV, 3* (29-48).
- KLUTE A. - 1952 - "A numerical method for solving the flow equation for water in unsaturated materials".  
*Soil Sci.* 73 (105-116).
- LEFEBVRE du PREY E. - 1968 - "Déplacements non miscibles dans les milieux poreux. Influence des paramètres interfaciaux sur les perméabilités relatives".  
*Compte-rendu du 3ème Colloque de l'Association de recherche sur les techniques de forage et de production. Paris, Ed. Technip* (252-269).
- MARLE CH., ALBET R., LARDE M. - 1963 - "Etude du mode de répartition de deux phases immiscibles dans un milieu poreux au moyen des mesures de pression capillaire".  
*Revue de l'Institut Français du Pétrole* (162-184).
- NEEL L. - 1942-43 - "Théorie des lois d'aimantation de Lord Rayleigh".  
1. *Cahiers de Physique* 12 (1-20)  
2. *Cahiers de Physique* 13 (19-30).
- NOREL G. - 1965 - "Etude des milieux poreux par absorption d'un rayonnement X ou gamma émis par une source radioactive".  
*Thèse de Doctorat ès Sciences Appliquées. Faculté des Sciences, Paris.*
- PECK A.J. - 1966 - "Diffusivity determination by a new outflow method in Water with unsaturated zone".  
*Proc. Wageningen AIHS, n°2* (191-202).

PHILIP J.R. -

- a) 1955 - "Numerical solution of equation of diffusion type with diffusivity concentration dependent".  
*Faraday Soc. Trans.* 51 (885-892).
- b) 1957 - "The theory of infiltration ; sorptivity and algebraic infiltration equations".  
*Soil Sci.* 84 (257-264).

POULOVASSILIS A. - 1962 - "Hysteresis of pore water, an application of the concept of independant domains".  
*Soil Sci.* 93 (405-412).

REGINATO R.J. et VAN BAVEL C.H.M. - 1964 - "Soil water measurement with gamma attenuation".  
*Soil Sci. Soc. Am. Proc.* 28 (721-724).

RITDEMA P.E. - 1959 - "Calculation of capillary conductivity from pressure plate outflow data with non negligible membrane impedance".  
*Neth. J. Agr. Sci.* 7 (209-215).

RICHARDS L.A. -

- a) 1931 - "Capillary conduction of liquids through porous medium"  
*Physics* 1 (318-333).
- b) 1949 - "Methods of measuring soil moisture tension."  
*Soil Sci.* 68 (95-112).

RUBIN J. - 1966 - "Numerical analysis of ponded rainfall infiltration".  
*Symposium of water in the unsaturated zone. WAGENINGEN. Publi. AIHS* B2 (440-451).

SEDGLEY R.H. - 1967 -

*Pressure head relationships in a porous media.*  
*Ph. D. Thesis University of Illinois.*

SMILES D.E., VACHAUD G. et VAUCLIN M. - 1971 - "A test of the Uniqueness of the Soil moisture characteristic during transient, non hysteretic flow of Water in a Rigid Soil".  
*Soil Sci. Soc. Amer. Proc. Vol. 35* (534-539).

SOEIRO F.A. - 1969 - "Problèmes posés par la mesure de la pression interstitielle dans les sols".  
*Bulletin AIHS*, 14, 2.

SORMAIL L. et VACHAUD G. - 1969 - "Mesure des potentiels d'humidité dans les sols non saturés au moyen de tensiomètres classiques et osmotiques".  
*La Houille Blanche* 8 (849-860).

SWARTZENDRUBER D. - 1968 - "The applicability of Darcy's law".  
*Soil Sci. Soc. Am. Proc.* 30 (156-162).

THONY J.L. - 1970 - "Etude expérimentale des phénomènes d'hystérésis dans les écoulements en milieux poreux non saturés".  
*Thèse de Docteur-Ingénieur. Faculté des Sciences de Grenoble.*

TOPP G.C., KLUTE A. et PETERS D.B. - 1967 - "Comparison of Water Content-Pressure Head Data obtained by equilibrium, Steady-state and Unsteady State Methods".  
*Soil Sci. Soc. Amer. Proc.* 31 (312-314).

- TOPP G.C. et MILLER E.E. - 1966 - "Hysteretic moisture characteristics an hydraulic conductivities for glass-head media".  
*Soil Sci. Soc. Am. Proc.* 30 (156-162).
- TOPP G.C. - 1966 - "Surface tension and water contamination as related to the selection of flow system components".  
*Soil Sci. Soc. Amer. Proc.* 30 (128-129).
- VACHAUD G. - 1968 - "Contribution à l'étude des problèmes d'écoulement en milieux poreux non saturés".  
Thèse de Doctorat d'Etat - Faculté des Sciences de l'Université de Grenoble.
- VACHAUD G. et GUELIN P. - 1969 - "Equations et modèles mathématiques pour le calcul des transferts d'eau dans la zone de sol non saturée".  
*La Houille Blanche* 8 (817-827).
- VACHAUD G. et THONY J.L. - 1971 - "Hysteresis during infiltration and redistribution in a Soil Column at different initial water contents".  
*Water Resources Research* Vol.7, n°1 (111-127).
- VACHAUD G., VAUCLIN M., WAKIL M. et KHANJI D. - 1971 - "Infiltration à débit constant dans une colonne verticale de sol stratifié. Influence de la pression de l'air".  
*XIVe Congrès de l'A.I.R.H.*, Vol.5 (439-447).
- VACHAUD G., VAUCLIN M. et WAKIL M. - 1971 - "Sur la non unicité de la relation  $\psi(\theta)$  pendant le drainage d'une colonne verticale. Dépendance entre  $\psi$  et  $\frac{\delta\psi}{\delta t}$ ".  
*C.R.A.S. t. 272* (1266-1269).
- VACHAUD G. et WAKIL M. - 1970 - "Etude expérimentale des phénomènes d'hystérésis dans les écoulements en milieux poreux non saturés. Etude de la conductivité hydraulique".  
*C.R.A.S. t. 171* (175-178).
- VAN QUY N. - 1971 - "Sur l'écoulement entre deux plaques parallèles voisines, de deux fluides séparés par un interface".  
*Int. J. Engng. Sci.* Vol.9 (101-132).
- WACK B. - 1968 - "Mesures par radioactivité en Mécanique des Sols".  
Thèse, Doctorat ès Sciences, Faculté des Sciences de Grenoble.
- WATSON K.K. et WHISLER F.D. - 1968 - "System dependance of Water Content-pressure head relationship".  
*Soil Sci. Soc. Amer. Proc.* 32 (121-123).
- WATSON K.K. - 1971 - "Numerical analysis of finite depth problem in Soil-water hydrology".  
*Nordic Hydrology - Vol.2* (1-22).
- WHISLER F. et KLUTE A. - 1967 - "Rainfall infiltration into a vertical soil column".  
*Trans. A.S.A.E.* Vol. 10 (391-395).
- YIH C.S. - "Dynamics of Non homogeneous fluids."
- YOUNGS E.G. - 1960 - "The drainage of liquids from porous materials".  
*J. of Geophys. Res.*, 65 (4025-4030).
-