

# Étude expérimentale des transferts bidimensionnels dans la zone non saturée Application à l'étude du drainage d'une nappe à surface libre

par G. Vachaud

Maître de Recherches au C.N.R.S.

M. Vauclin

Assistant de Recherches  
à l'U.S.M.G.

et D. Khanji

Chercheur

Institut de Mécanique, Université Scientifique et Médicale de Grenoble  
Domaine universitaire, 38 - Saint-Martin-d'Hères

## 1. — Introduction

Les modèles analogiques basés sur la théorie de Boussinesq ont longtemps été utilisés pour décrire le drainage des nappes à surface libre. Ces modèles reposent sur les hypothèses suivantes :

- on suppose que la nappe est la limite du domaine d'écoulement;
- on suppose qu'en cas de rabattement de la nappe la désaturation du sol est instantanée.

Ces deux hypothèses ne sont manifestement pas valables pour représenter les problèmes physiques. D'une part, entre la surface piézométrique — définie arbitrairement comme le lieu des points où la pression de l'eau est atmosphérique — et la surface du sol s'étend la zone de sol non saturée où la teneur en eau (volume d'eau par volume unitaire de sol) décroît régulièrement. D'autre part, tous les transferts vers la nappe se produisent avec une variation lente du volume d'eau stocké dans cette zone. Les équations et modèles mathématiques utilisables pour décrire correctement ces transferts ont déjà donné lieu à des publications précédentes [1 et 2]. Notons simplement que ces équations sont très fortement non linéaires (du fait de la variation rapide de la perméabilité et de la succion avec la teneur en eau), et que le calage des modèles mathématiques est rendu difficile par le fait que relativement peu de résultats expérimentaux sont disponibles. La mesure des transferts de masse dans la zone non saturée est en effet très délicate du fait de la présence de trois phases non miscibles (air - eau - sol) puisqu'elle nécessite la mise au point de méthodes non destructives, rapides et sélectives (séparation des phases eau et air).

Grâce à la mesure simultanée des variations de teneur en eau par atténuation de rayonnement gamma (afin d'obtenir les variations de volume d'eau présent dans le sol) et du champ de pression avec des tensiocapteurs (afin d'obtenir à tout moment la direction des transferts), nous avons pu mettre au point une méthode expérimentale permettant d'analyser les transferts dans tout le domaine d'écoulement.

Le but de cet article est de présenter les résultats obtenus lors d'un essai de rabattement de nappe, et de les comparer avec les valeurs mesurées par simulation sur un modèle analogique à fluide visqueux (modèle de Hele-Shaw), modèle satisfaisant parfaitement aux hypothèses de Boussinesq.

## 2. — Méthode expérimentale

Le domaine de mesure est une tranche de sol de 2 m de haut, 3 m de long et 5 cm d'épaisseur reposant sur une base horizontale imperméable et comprise entre deux parois de plexiglas. Les deux extrémités verticales de cette tranche de sol sont reliées à des réservoirs permettant d'imposer le niveau d'une nappe à surface libre dans ce massif poreux, et de faire varier ce niveau pour simuler des essais de rabattement de nappe. On peut également effectuer des essais de recharge de cette nappe par infiltration d'eau sur une partie de la surface supérieure du sol, qui est généralement couverte pour éviter les pertes par évaporation.

Afin d'obtenir un nombre suffisant de données pendant le régime transitoire, la mesure des variations de stocks d'eau dans le sol est effectuée en utilisant une plateforme de mesure mobile comprenant trois sources d'Américium 241 [3] situées aux sommets d'un triangle rectangle de 30 cm de côté horizontal (1/10 de la longueur du modèle)

et 20 cm de côté vertical (1/10 de la hauteur du modèle). Cette plateforme est continuellement en vis à vis avec une plateforme identique comportant trois détecteurs photomultiplicateurs, et située derrière la tranche de sol. Pour une position déterminée des plateformes on peut donc ainsi mesurer les teneurs en eau en trois points du modèle, ainsi que les gradients de teneurs en eau. Chaque détecteur est relié à une chaîne de détection indépendante. Pour une durée de comptage de l'émission gamma reçue par un détecteur pendant 60 s, la précision absolue de la mesure des teneurs en eau est de  $0,01 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$ . Entre chaque cycle les comptages sont arrêtés pendant 40 s, afin d'assurer les déplacements automatiques des plateformes.

Les deux plateformes sont liées par un ensemble vis-engrenage et tube de guidage à un moteur pas à pas situé au sommet d'un portique. Ce moteur assure le déplacement vertical simultané des plateformes. Le portique, qui entoure le modèle dans une tranche verticale, est lui-même solidaire d'un chariot qui peut se déplacer sur un chemin horizontal grâce à un autre moteur pas à pas à présélection. La photo 1 donne une vue générale du système. Grâce à ces possibilités de déplacement dans les deux directions, on peut couvrir toute la surface du modèle. Un dispositif d'asservissement permet d'effectuer le déplacement automatique des plateformes, selon un cycle présélectionné, à la fin de chaque période de comptage, et d'enregistrer la position des sources dans le plan X, Z. En revenant de façon séquentielle aux mêmes points de mesure on peut ainsi suivre l'évolution (X, Z, t) de la teneur en eau dans tout le domaine.

Le champ de pression est déterminé grâce à un ensemble de vingt tensiomètres (permettant de mesurer aussi bien des pressions d'eau positives — lorsque le sol est saturé — que négatives — lorsque le sol n'est pas saturé) connectés chacun à un capteur de pression différentiel bidirectionnel. On trouvera sur la photo 2 une vue de détail du montage d'un de ces capteurs sur la paroi en plexiglas du modèle, ainsi que le détail de la plateforme support des sources. La précision de mesure de la pression est d'environ  $\pm 0,5 \text{ cm}$  d'eau.

Enfin le volume d'eau écoulé du sol est accumulé dans une colonne dont la base est également connectée à un capteur de pression qui permet d'obtenir les volumes cumulés.

On utilise pour effectuer les mesures une procédure séquentielle qui a été décrite en détail dans [4] : à la fin de chaque période de comptage l'utilisation d'une centrale de mesure permet de scruter puis de perforer sur bandes les résultats affichés sur toutes les échelles de mesure dans un ordre déterminé. Ces résultats correspondent aux valeurs suivantes :

- position X, Z des plateformes de mesure de teneur en eau;
- comptages  $N_1, N_2, N_3$  mesurés sur chaque détecteur;
- temps T depuis le début de l'essai;
- scrutation et mesure des tensions aux bornes des capteurs équivalentes aux pressions et volumes écoulés (22 valeurs).

Un schéma du fonctionnement du système de centralisation des données est présenté figure 1. La bande perforée est traitée par passage direct sur IBM 1130. Les résultats obtenus sont présentés :

- soit sous forme de tableau, permettant d'obtenir *toutes les 100 s* les valeurs suivantes : au temps T depuis le début de l'essai, les teneurs en eau THETA aux points de coordonnées  $X_1, Z_1, X_2, Z_1$  et  $X_2, Z_2$ ; le volume V d'eau écoulée, et le champ de pression PSI ou de potentiel PHI dans le domaine (fig. 2); le potentiel est défini par  $\text{PHI} = \text{PSI} - Z$ .
- soit sous forme de traçage de courbes donnant l'évolution des variables ( $\theta, \psi, V$ ) en fonction du temps en différents points (X, Z);
- soit sous forme du traçage de lignes de champ (de pression ou de potentiel), à un instant donné, grâce à un programme de traitement (N.S.T.) conçu spécialement pour le calcul des iso-valeurs.

Notons enfin que le point de cote  $X = 0, Z = 0$  est le point supérieur gauche du modèle. La cote  $Z = 0$  correspond à la surface du sol, l'axe OZ étant orienté positivement vers le bas.

### 3. — Description de l'essai

#### 3.1. Conditions aux limites.

L'essai présenté est un essai de drainage par « rabattement gravitaire » consistant à partir d'une nappe initialement horizontale à la cote  $H = 57 \text{ cm}$ , et en équilibre hydrostatique, à laquelle on impose les conditions suivantes :

- à l'aval ( $X = 0$ ) la surface libre est brutalement abaissée au temps  $t = 0$  de la cote 57 cm à la cote 120 cm par l'intermédiaire d'un déversoir. Elle est ensuite maintenue à cette cote pendant toute la durée de l'essai. On mesure le volume écoulé par le trop plein du déversoir;

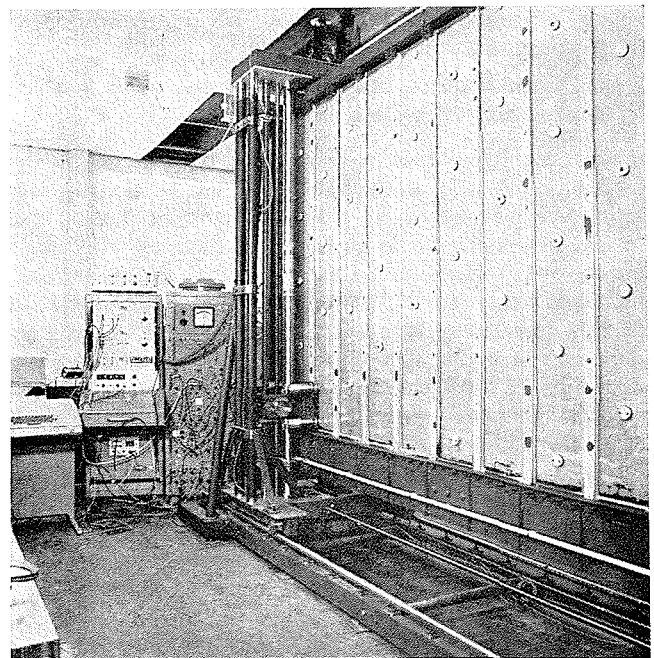


Photo 1/ Vue d'ensemble de l'installation.

— à l'amont ( $X = 300$  cm) le niveau de la surface libre est maintenu constant (à la cote  $H = 57$  cm) par l'intermédiaire d'un déversoir alimenté (pour  $t > 0$ ) par une pompe à débit contrôlé (4,8 l/h). On mesure à tout moment le volume écoulé par le trop plein du déversoir. La différence entre le débit imposé et le débit sortant du trop plein permet donc de déterminer à tout instant le débit d'eau entrant par la face amont du modèle.

Un simple bilan de masse global entre le débit entrant par l'abscisse  $X = 300$  et le débit sortant par l'abscisse  $X = 0$  permet alors d'obtenir le débit d'eau provenant de la désaturation du sol par rabattement de la nappe. On note qu'au bout d'environ 50 h, le régime permanent est pratiquement établi, le débit entrant étant identique (à la précision des mesures près) au débit sortant.

### 3.2. Caractéristique du sol utilisé.

Le sol utilisé est un sable fin, non lavé, provenant des alluvions de l'Isère. Ce sable est caractérisé par la granulométrie suivante : 100 % en poids des grains passe à travers un tamis de 1 mm de maille; 90 % à travers un tamis de 0,5 mm et 10 % à travers 0,1 mm. La mise en place de ce matériau, préalablement séché à l'air, a été effectuée de la façon la plus homogène possible. Malgré toutes les précautions prises, le domaine de mesure présente une certaine hétérogénéité en densité. Un scrutation gammamétrique initiale portant sur 350 points de mesure a permis de constater que la valeur moyenne de la masse volumique du sol sec  $\rho_d$  vaut 1,57 g/cm<sup>3</sup> (120 points entre 1,5 et 1,6 g/cm<sup>3</sup>) mais avec des dispersions dans la bande 1,45 à 1,7 g/cm<sup>3</sup>. De ce fait on obtient d'assez fortes hétérogénéités locales dans la détermination des caractéristiques hydrodynamiques que sont la courbe de succion  $\psi(\theta)$  et la courbe de conductivité hydraulique  $k(\theta)$ . Dans ces relations la variable  $\theta$  (cm<sup>3</sup>/cm<sup>3</sup>) caractérise la teneur en eau volumique du sol; la succion  $\psi$  (cm d'eau) est définie par la relation :

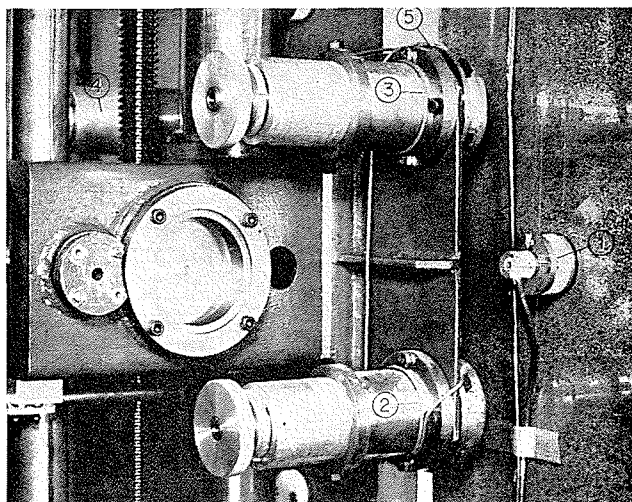
$$\psi = \frac{p_w - p_{atm}}{\rho_w \cdot g}$$

où l'indice  $w$  est relatif à la phase eau,  $p$  et  $\rho$  sont respectivement une pression et une masse volumique, et l'air du sol est supposé être à la pression atmosphérique ( $p_{atm}$ ); enfin, la conductivité hydraulique  $k$  (cm/h) est l'équivalent de la perméabilité intervenant dans la relation de Darcy, mais ce terme diminue très fortement lorsque la teneur en eau diminue.

Les courbes moyennes correspondant à ces deux relations, pour le sol utilisé, sont données figure 3. Les courbes  $\psi(\theta)$  sont obtenues directement (par mesure simultanée de la teneur en eau et de la pression); la courbe  $k(\theta)$  est obtenue selon une procédure décrite plus loin. La teneur en eau de « saturation » correspond à une valeur moyenne de 0,30 cm<sup>3</sup>/cm<sup>3</sup>.

## 4. — Résultats

Dans le cas présenté, le problème essentiel est de déterminer le volume de destockage des zones de sol initialement saturé et non saturé afin de connaître :



**Photo 2/** Détail du montage des tensiocapteurs sur la paroi et de la plateforme support de source.  
1 : capteur de pression (STATHAM PM 131 TC);  
2, 3 et 4 : source d'Americium 241 de 0,3 Ci;  
5 : plateforme support de source.

- a) le volume d'eau total qui pourra s'écouler du sol, pour des conditions initiales et aux limites données;  
b) la durée de l'écoulement;
- et de pouvoir analyser les transferts.

Dans un but de clarté les résultats sont présentés sous deux angles différents :

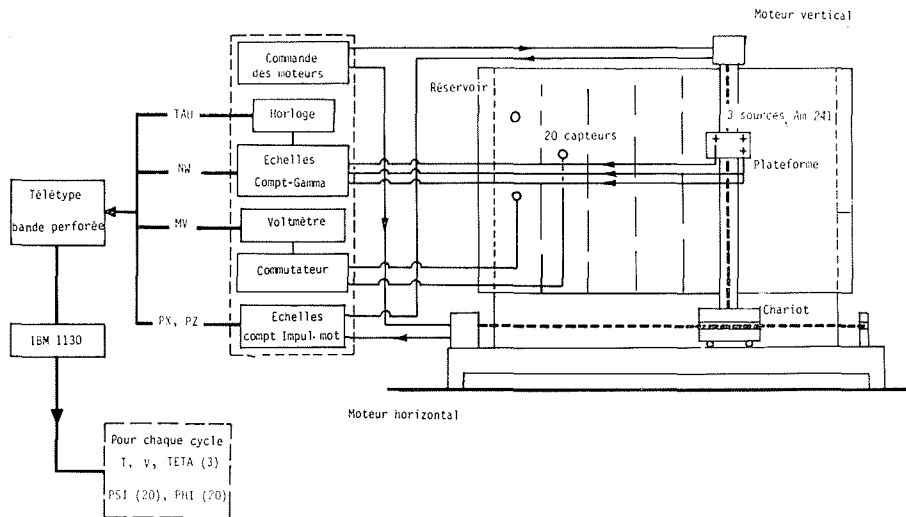
- étude locale des variations de teneur en eau et de pression;
- étude globale des volumes écoulés et du champ de potentiel.

### 4.1. Evolution locale des teneurs en eau et des pressions.

#### a) TENEUR EN EAU.

On trouvera (fig. 4 a) les courbes de variations de la teneur en eau en fonction du temps pour différents points situés sur une même verticale ( $X = 131,5$  cm). Chacun des points reportés sur cette figure représente un point de mesure. On a obtenu des réseaux analogues pour dix verticales distantes de 30 cm. Sur chaque verticale les mesures de teneurs en eau sont effectuées systématiquement tous les 10 cm.

A partir de ces résultats on peut facilement obtenir les variations des profils hydriques en fonction du temps pour différentes valeurs de  $X$ . On trouvera ainsi (fig. 5) les profils relatifs uniquement aux sections 11,5, 71,5, 131,5, 161,5, 221,5 et 251,5 cm aux temps 0, 0,3, 0,5, 1, 2, 5 et 25 h. L'aspect bidimensionnel de l'écoulement est net, et il est clair qu'à tout instant les variations de teneurs en eau, donc de volume d'eau écoulé, par tranche verticale de sol, décroissent lorsque  $X$  croît, c'est-à-dire lorsque le rabattement imposé diminue.



1/ Schéma synoptique du fonctionnement du système de centralisation de données.

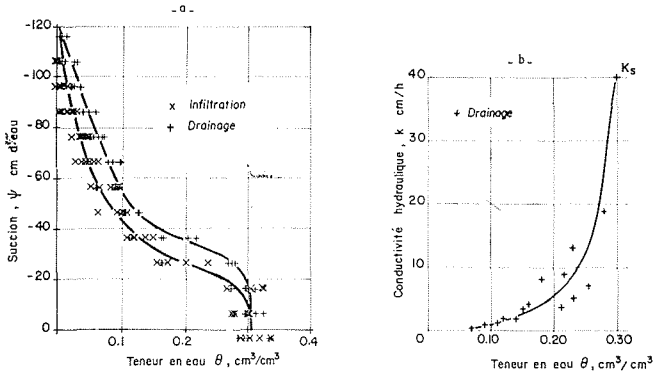
				X = 56.44 CM.		X = 86.44 CM.						
T = 0.223 H.		Z = 21.84 CM.		TETA3 = 0.1090		TETA1 = 0.1830						
		Z = 41.84 CM.				TETA2 = 0.2926		PX = 1010.	PZ = 2479.			
				VA = 0.00 CM <sup>3</sup> .		VB = 2928.48 CM <sup>3</sup> .						
				X = 19.0	X = 49.0	X = 79.0	X = 109.0	X = 139.0	X = 169.0	X = 199.0	X = 229.0	X = 259.0
Z = 1.60	PSI											
	PHI											
Z = 21.60	PSI											
	PHI											
Z = 41.60	PSI											
	PHI											
Z = 61.60	PSI											
	PHI											
Z = 81.60	PSI											
	PHI											
Z = 101.60	PSI											
	PHI											
Z = 121.60	PSI											
	PHI											
Z = 141.60	PSI											
	PHI											
Z = 161.60	PSI											
	PHI											

2/ Tableau type de présentation des résultats. Ce tableau se présente de la façon suivante :

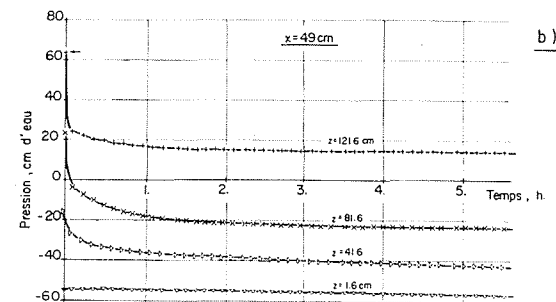
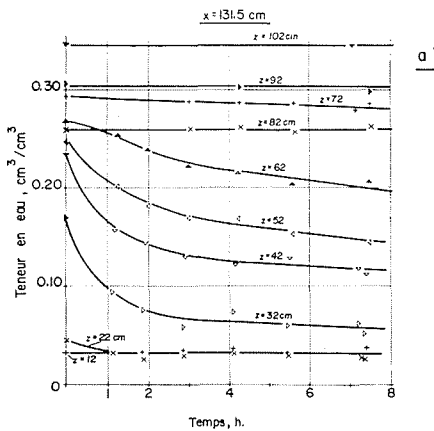
- les 3 premières lignes permettent de connaître au temps T la valeur des teneurs en eau TETA aux trois points d'abscisse ( $x_i$ ,  $z_i$ ). PX et PZ sont des nombres d'impulsions correspondant aux rotations des moteurs nécessaires pour arriver à ces points;
- les volumes écoulés;
- le champ de pression PSI ou de potentiel PHI.

Chaque capteur est matérialisé dans la matrice X, Z par sa position réelle, et les valeurs des pressions et potentiel sont exprimées en cm d'eau. Ainsi le capteur au point d'abscisse X = 169, Z = 21,6, mesure une pression PSI = -35,56 cm d'eau au temps T = 0,223 H.

Ce type de tableau est obtenu systématiquement toutes les 100 s, avec chaque fois, déplacement de la plateforme de mesure par gammamétrie.



3/



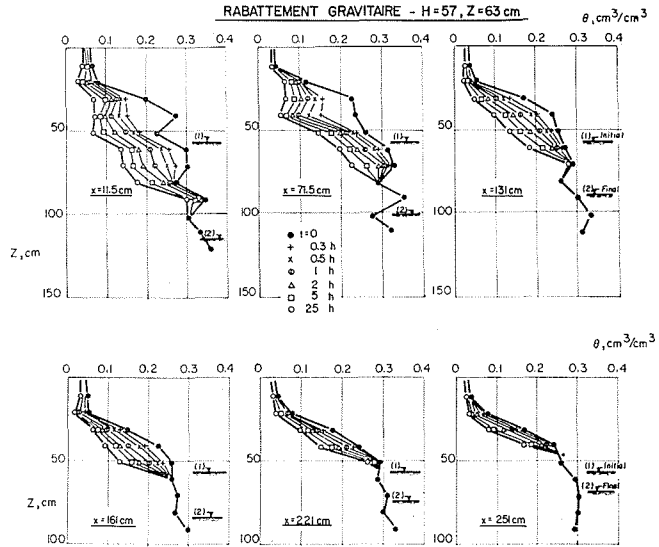
4/

On notera que les mesures de teneur en eau sont très sensibles aux hétérogénéités en densité. Cependant l'intégration de ces profils permettra d'obtenir les volumes écoulés avec grande précision.

b) PRESSION.

La méthode de mesure de la pression est plus précise que celle des teneurs en eau puisqu'à la fin de chaque séquence de comptage gamma on obtient simultanément une mesure sur chacune des vingt prises de pressions, et que la mesure des pressions n'est pas sensible aux hétérogénéités locales.

On trouvera (fig. 4 b) les courbes d'évolution des pressions obtenues pour quatre capteurs situés sur la même verticale (X = 49 cm) aux cotes Z = 1,6, 41,6, 81,6 et



5/

3/ Caractéristiques hydrodynamiques du sol utilisées :  
 a) courbes moyennes de succion, en humidification et en drainage;  
 b) courbe moyenne de conductivité hydraulique.

4/ Courbe d'évolution locale des valeurs mesurées :  
 a) Evolution des teneurs en eau dans le temps dans la tranche de sol située à l'abscisse X = 131,5 cm, et aux points d'ordonnées Z = 12, 22, 32, 42, 52, 62, 72, 82, 92 et 102 cm.  
 b) Evolution des pressions d'eau mesurées sur les capteurs situés sur la verticale d'abscisse X = 49 cm aux points d'ordonnées Z = 16, 41,6, 82,6 et 121,6 cm.

5/ Variations des profils hydriques mesurés dans les tranches d'abscisses X = 11,5; 71,5; 131,5; 161,5; 221,5 et 251,5 aux temps T = 0; 0,3; 0,5; 1; 2; 5 et 25 h depuis le début du drainage. Le temps T = 0 correspond à une nappe horizontale à la cote initiale (1) = 57 cm. Pour chaque abscisse X, la position de la nappe à la fin du drainage (régime permanent) est notée (2).

121,6 cm. Pour t = 0 les pressions correspondant aux capteurs situés au-dessus de la nappe sont négatives; elles sont positives en dessous de la nappe. On notera que les variations de pression correspondant au rabattement sont très rapides dans la zone initialement saturée, mais lentes près de la surface du sol.

On obtient par changement de paramètre, les profils de succion reportés figure 6 pour différentes abscisses. Notons qu'avec le système d'axe choisi (OZ orienté positivement vers le bas), les flux dans la zone non saturée sont reliés aux gradients de charge par la loi de Darcy généralisée qui peut s'écrire sous la forme :

$$\bar{q} = -k(\theta) \text{grad}(\psi - Z) \quad (1)$$

On notera ainsi qu'un équilibre hydrostatique (flux nul en tout point du milieu) se traduit par les relations :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \psi}{\partial X} = 0 \\ \frac{\partial \psi}{\partial Z} = 1 \end{array} \right. \quad (2)$$

Les relations (2) étant satisfaites au temps  $t = 0$  (fig. 6), la condition initiale correspond donc bien à un équilibre hydrostatique. A tout instant  $t$ , la cote de la nappe, pour la verticale considérée, est donnée par définition par le point d'intersection de la courbe  $\psi(Z)$  avec l'axe OZ. Au bout de 10 h, la surface libre atteint ainsi son niveau final pour toutes les verticales considérées, et l'aspect bidimensionnel de l'écoulement apparaît clairement. On notera cependant que :

a) La répartition des pressions est loin d'être à ce moment hydrostatique dans la zone non saturée. Le gradient de succion  $\partial\psi/\partial Z$  est d'autant plus faible, à tout temps  $t > 0$ , que l'on se trouve près de l'extrémité  $X = 0$  (les composantes verticales du flux sont donc plus importantes dans cette zone). Il suffit de comparer les profils obtenus pour  $X = 19$  et  $X = 139$  cm. La signification physique de ce type de profil est la suivante : bien que la surface libre soit à sa position d'équilibre pour  $t > 10$  h, il existe dans la zone non saturée un écoulement à forte composante verticale vers le bas. Le drainage de la zone non saturée se poursuit donc longtemps après (et tant que  $\partial\psi/\partial Z < 1$ ) que la surface libre se soit stabilisée.

b) Sous la nappe, et pour toute tranche d'abscisse  $X$ , on a très rapidement  $\partial\psi/\partial Z = 1$ . Ceci signifie donc que l'écoulement sous la nappe a une composante pratiquement horizontale.

c) Lorsque l'on s'approche du régime permanent ( $t > 50$  h) sur toute tranche d'abscisse  $X$  on tend vers une répartition  $\partial\psi/\partial Z = 1$  (mais il existe un important gradient  $\partial\psi/\partial X$ ). Ceci veut dire que le drainage de la zone non saturée est pratiquement terminé, et que l'on a essentiellement un écoulement à composante horizontale de l'aval vers l'amont, aussi bien au dessus qu'au dessous de la surface libre. Compte tenu de très faibles valeurs de  $k$  dans la zone non saturée, l'écoulement aura cependant essentiellement lieu sous la nappe.

#### 4.2. Evolution globale des volumes et des flux.

##### a) VOLUMES ÉCOULÉS PAR DÉSATURATION DU SOL.

On peut facilement, par intégration des profils hydriques, obtenir la contribution de chaque tranche de sol à l'écoulement. Cette contribution est donnée par la variation de stock  $\Delta S'_{x,t}$  par surface unitaire de sol depuis le début de l'essai.

En comparant les valeurs calculées par l'intégrale :

$$V'(t) = \bar{y}_s \int_0^{L=300} \Delta S'_{x,t} dx$$

( $\bar{y}_s$  : épaisseur du sol) au volume d'eau destocké du sol obtenu par mesure directe on peut contrôler la précision

globale de la mesure. On trouvera figure 7 les points obtenus par ces deux méthodes; la concordance est très satisfaisante.

##### b) EVOLUTION DES FLUX. CHAMP DE POTENTIEL.

La détermination des flux n'est pas aussi directe que celle des variations de volume. Dans la zone non saturée, le flux est en effet relié aux variations de teneur en eau par l'équation de continuité, qui s'écrit sous sa forme générale (pour un fluide et un milieu incompressible) :

$$\text{div } q = - \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (3)$$

Dans un système bidimensionnel, comme le nôtre, la connaissance de  $\partial\theta/\partial t$  obtenue à partir des profits hydriques ne permet cependant de calculer que la variation des composantes  $q_x$  et  $q_z$  du flux entre l'entrée et la sortie d'un élément de volume de sol, et non pas la valeur de chaque terme.

Pour lever cette indétermination, nous avons utilisé simultanément deux équations indépendantes :

— D'une part l'équation de continuité :

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_z}{\partial z} = - \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (4)$$

qui a été intégrée à partir de la connaissance du flux sur les limites ( $q = 0$  à la surface du sol) en découpant la surface du modèle en mailles de dimensions  $15 \times 10$  cm. Ce calcul permet donc d'obtenir la somme des composantes d'accroissement du flux;

— D'autre part la loi de Darcy généralisée (1) :

Si l'on connaît à un instant  $t$  le champ de potentiel ( $\text{PHI} = \text{PSI} - Z$ ), on sait que l'on aura la relation vectorielle :

$$\bar{q} = - k(\theta) \overline{\text{grad } \Phi}$$

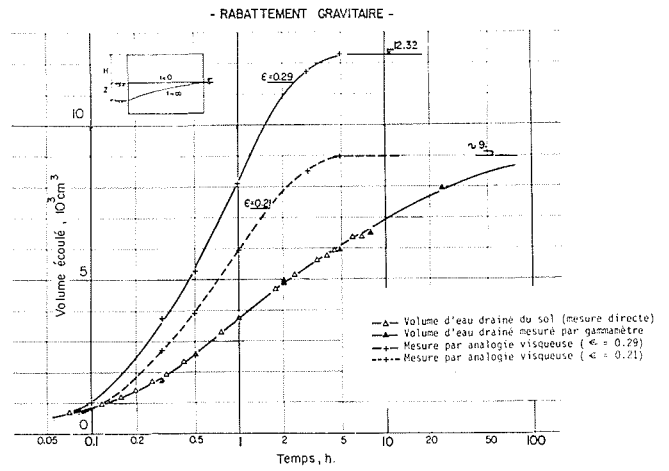
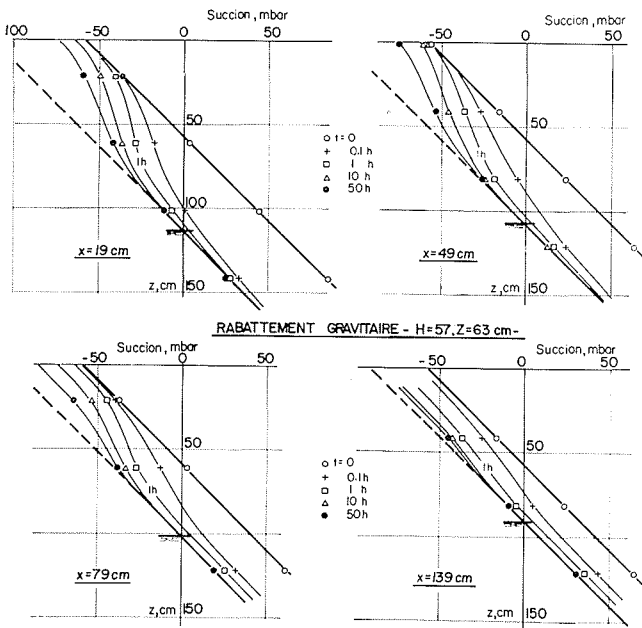
Il y a donc orthogonalité entre ligne de courant et équipotentielle. On peut donc déterminer en tout point, à partir du champ de potentiel, et notamment au milieu d'une maille, la direction du vecteur flux, et donc l'angle de ses composantes :

$$\text{tg } \alpha = \frac{q_z}{q_x}$$

Par passage à la limite, en résolvant simultanément ces deux systèmes d'équations linéaires à deux inconnues par différence finie, on peut obtenir directement le module et la direction du flux.

Cette procédure extrêmement longue se heurte cependant, compte tenu de la très forte non linéarité des phénomènes et de l'hétérogénéité relative du domaine de mesure, à un problème pratique important : celui de la dimension des mailles de mesure. Même avec une grille réduite ( $15 \times 10$  cm), il n'a pas été toujours possible d'obtenir en général les flux, par cette méthode d'intégration, avec suffisamment de précision.

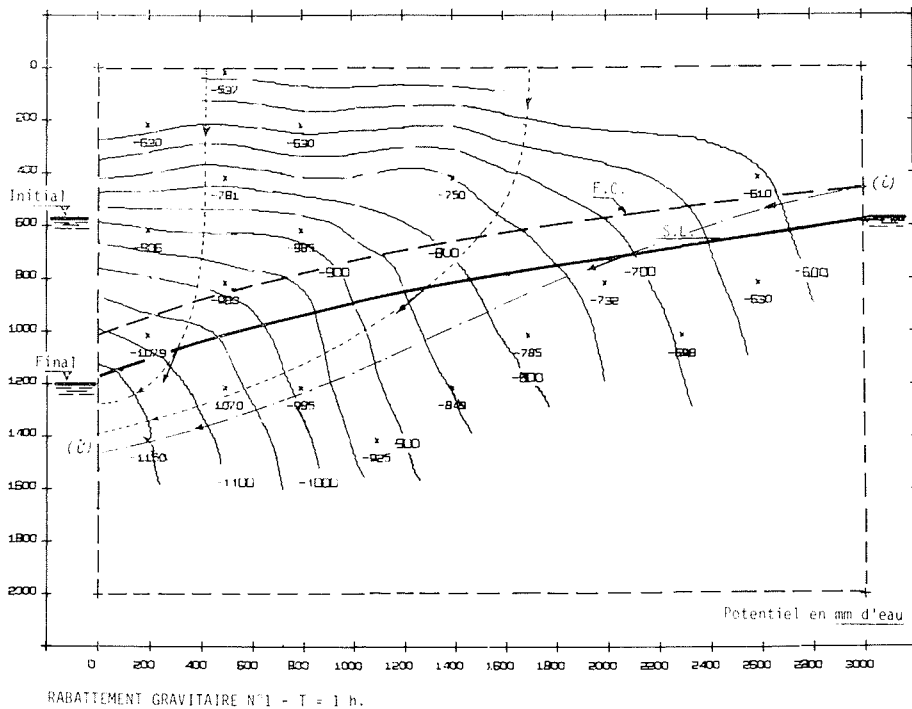
Dans le cas considéré, nous avons pu cependant résoudre d'une façon relativement satisfaisante ce problème et déterminer la loi  $k(\theta)$  du matériau en utilisant le résultat expérimental suivant basé sur l'allure des équipotentielles : il



6/ Profils de succion mesurés dans les tranches d'abscisses  $X = 19, 49, 79$  et  $139$  cm aux temps  $T = 0, 0,1; 1; 10$  et  $50$  h depuis le début du drainage. A tout temps  $T$  la profondeur de la nappe en toute tranche d'abscisse  $X$  est donnée, par définition, par l'ordonnée du point correspondant  $\Psi = 0$ .

7/ Variation des volumes d'eau écoulés correspondant à la désaturation du sol par rabattement de la surface libre. La courbe définie par des triangles correspond à la mesure du volume d'eau drainé lors de l'essai sur la tranche de sol, soit par mesure directe, soit par gammamétrie.

Les deux courbes définies par des croix correspondent aux mesures de volume drainées lors d'essais en similitude effectués sur modèle Hele-Shaw en prenant un coefficient d'emmagasinement de  $0,21$  ou  $0,29$ .



8/ Champ d'équipotentiels obtenues par traçage direct à partir des mesures de pression au temps  $t = 1$  h depuis le début du drainage.

existe dans le domaine non saturé une zone importante où l'écoulement est *unidimensionnel* et *vertical* (fig. 8). Dans la tranche de sol où cette remarque s'applique, ceci signifie que tout le flux s'écoulant à travers une section vient uniquement des sections supérieures. Si le flux est nul à travers la surface du sol, ce qui est expérimentalement contrôlé, l'intégration des profils hydriques entre  $Z = 0$  et toute cote  $Z$  permet alors d'obtenir directement le flux à travers cette cote, et à l'instant  $t$  par :

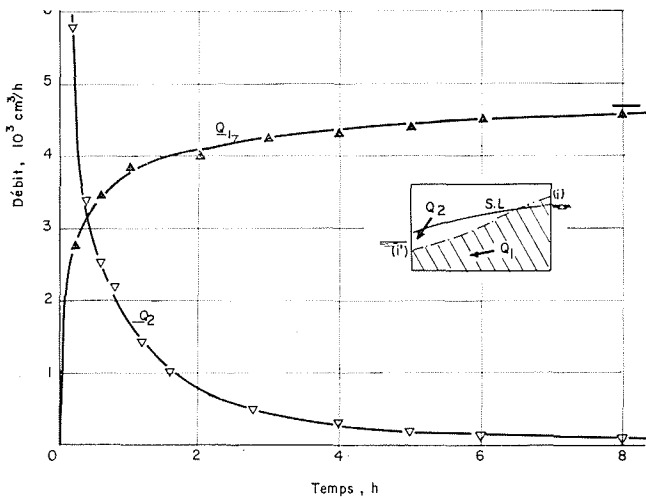
$$q(Z, t) = \frac{d}{dt} \int_0^Z \theta \cdot dZ$$

On trouvera ainsi (fig. 8) le champ d'équipotentiellles, obtenu par traçage direct à l'ordinateur à l'aide du programme NST, correspondant au temps  $t = 1$  h. Sur cette figure ont été également reportées :

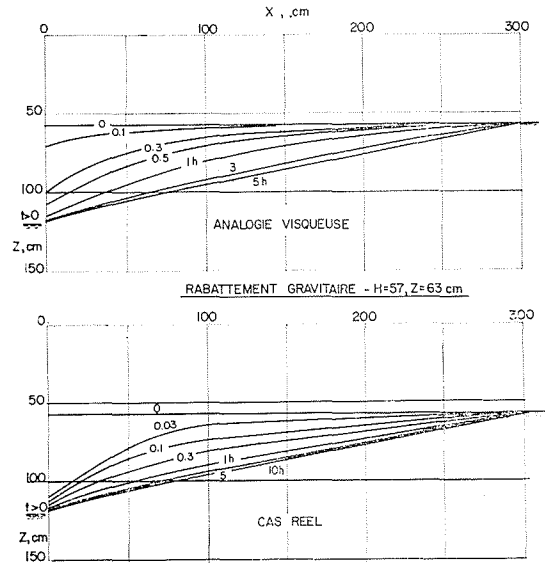
- la position de la surface libre (S.L.) et de la frange capillaire (F.C.) obtenues à partir du champ d'isobars;
- trois trajectoires du vecteur vitesse dont une (ii') issue du sommet de la frange capillaire sur la face amont.

Dans tout le domaine où les équipotentiellles sont horizontales les flux ont été calculés par intégration des profils hydriques, ce qui a permis de tracer la courbe de conductivité capillaire donnée figure 3. La ligne (ii') représente la limite entre le domaine d'écoulement alimenté par le réservoir amont et le domaine d'écoulement alimenté par le déstockage du sol. A cet instant, le débit d'exhaure est dû pour environ 2/3 à l'écoulement depuis le réservoir amont. Les mesures volumétriques globales permettent d'ailleurs de différencier facilement à tout instant  $t$  le débit  $Q_1$  fourni par alimentation latérale du débit  $Q_2$  fourni par déstockage du sol. On trouvera (fig. 9), les courbes relatives à ces deux variables.

Il est intéressant de noter qu'au bout de 50 h le calcul des flux montre que pour un débit total de 4,68 l/h à la sortie, seulement 0,15 l/h s'écoule dans la zone non saturée,



9/ Evolution en fonction du temps du débit  $Q_1$  fourni par alimentation latérale (à l'amont) et du débit  $Q_2$  provenant du déstockage du sol. A tout instant la somme ( $Q_1 + Q_2$ ) donne le débit total mesuré au déversoir aval.



10/ Evolution comparée des surfaces libres obtenues lors de l'essai en similitude (Analogie Hele-Shaw) et lors de l'essai sur la tranche de sol aux temps  $t = 0; 0,1; 0,3; 0,5; 1, 3, 5$  et  $10$  h.

et que la formule de Dupuit permet alors de définir la limite de la zone saturée avec une précision assez bonne.

Le coefficient de perméabilité du sol saturé (40 cm/h) a été calculé à la fin de l'essai à partir des mesures de flux et de pression. Sa valeur a également été confirmée lors d'essais de pompage.

## 5. — Discussion

L'importance du rôle de la zone non saturée lors de l'essai que nous venons d'analyser apparaît clairement si l'on compare ces résultats à ceux obtenus lors d'un essai en similitude effectué sur modèle « Hele-Shaw ».

On sait que les essais analogiques reposent sur les hypothèses suivantes, qui sont généralement admises pour traiter tous les problèmes d'hydrodynamique classique des nappes à surface libre :

a) On définit la surface libre de la nappe comme la surface isobarique ( $p = 0$ ) qui limite le domaine d'écoulement (où la perméabilité  $K$  est constante) d'un domaine où il n'y a pas d'écoulement ( $K = 0$ ).

b) On suppose qu'en cas de variation du niveau de la nappe la désaturation du sol est *instantanée* et peut être caractérisée par la *porosité effective*, qui est considérée comme une constante pour un sol déterminé.

Si l'on admet ces hypothèses, le volume d'eau drainé  $V_w$  est directement relié à la variation du niveau de la nappe par :

$$V_w = \bar{y} \int_{x=0}^L \varepsilon \cdot \Delta h \cdot dx$$



où  $\Delta h$  est le rabattement de la nappe à un instant  $t$ , et à l'abscisse  $X$ ;

$\varepsilon$  est défini par  $\varepsilon = \theta_0 - \theta_r$ ,  $\theta_0$  et  $\theta_r$  étant les teneurs en eau « de saturation » et « résiduelle »;

$\bar{y}$  est l'épaisseur du modèle.

A partir des profils hydriques obtenus par gammamétrie, la valeur moyenne de  $\varepsilon$  ainsi définie pour l'ensemble du sol vaut 0,29.

Les facteurs d'échelles linéaires et de temps du modèle analogique ayant été fixés par les règles classiques de similitude, la position de la surface libre pendant la période transitoire a été obtenue par photographie (une photo toutes les deux secondes, soit toutes les dix minutes à l'échelle réelle).

Par intégration de l'aire dénoyée, on a obtenu la contribution à l'écoulement due au rabattement de la nappe. La courbe correspondante, calculée avec  $\varepsilon=0,29$ , est reportée figure 7. On note que d'une part les volumes ainsi obtenus sont bien supérieurs aux volumes réellement écoulés, et que d'autre part l'écoulement dure beaucoup moins longtemps : une dizaine d'heures au lieu de quelques centaines d'heures. Le concept de drainage instantané conduit donc déjà à une *sous-estimation* importante de la durée des transferts et à une *surestimation* importante du volume drainé. La différence entre le volume réellement écoulé et celui obtenu par analogie représente le volume d'eau qui reste maintenu dans la zone non saturée par les effets capillaires.

Nous avons également reporté figure 7, la courbe qui serait obtenue à partir d'un essai analogique en similitude avec le rabattement qui correspondrait à un coefficient  $\varepsilon = 0,21$  (donnant le même volume final écoulé : environ 9 litres). Même dans ce cas, les différences restent très grandes entre les valeurs réelles et les valeurs obtenues par essai analogique en régime transitoire.

Un autre résultat très important est relatif à l'étude de la surface libre.

On trouvera ainsi (fig. 10) les courbes donnant l'évolution comparée de la surface libre mesurée soit lors de l'essai réel, soit sur modèle analogique. On notera cependant que dans les deux cas considérés ce concept n'a pas la même signification physique :

- lors des essais réels, la surface libre n'est qu'une ligne isobarique, caractérisée simplement par le fait qu'elle correspond à  $p = 0$ . Elle est obtenue par tracé du champ d'isobars à des temps  $t$  déterminés;
- lors des essais sur modèle analogique, la surface libre est à la fois la ligne isobarique  $p = 0$  et la limite du domaine d'écoulement, matérialisée par photographie.

On peut, à l'aide de ces remarques, analyser le paradoxe apparent suivant : à tout instant la surface libre est plus basse dans le cas réel que dans le modèle analogique, alors que les volumes écoulés sont plus faibles dans le cas réel.

Ceci provient simplement du fait que dans le cas réel il suffit d'une très faible variation de volume d'eau pour produire une forte variation dans le champ de pression dans le domaine, sans qu'il n'existe de relation simple entre la pression du fluide et la concentration en eau. Dans le cas des modèles analogiques au contraire, la variation de niveau de la surface libre est nécessairement liée à l'écoulement du volume correspondant du fluide.

Il apparaît donc finalement que toute la zone non saturée freine considérablement l'écoulement par le fait que sa perméabilité diminue très rapidement au fur et à mesure qu'elle draine. Ceci est clair si l'on se reporte aux figures 6, 7 et 10 : la surface libre se stabilise à sa position finale au bout d'environ 10 h aussi bien pour le modèle analogique que pour le sol, mais alors que dans le modèle analogique la stabilisation de la surface libre correspond à la fin du drainage, on notera qu'en fait environ 1/4 du volume total s'écoule encore du sol une fois ce stade atteint. Cet écoulement qui dure encore plus d'une semaine s'explique par le fait qu'à 10 h le gradient de succion est très faible au-dessus de la nappe, dans toutes les sections de mesure (fig. 6), et que ce gradient augmente ensuite très lentement à mesure que le sol se draine.

## Conclusion

Les résultats présentés dans cette étude montrent donc clairement que les modèles analogiques, ou analytiques, basés sur la théorie de Boussinesq ne peuvent pas être utilisés pour simuler les écoulements non permanents vers les nappes à surface libre. Ces modèles s'appuient en effet sur des hypothèses incorrectes et la schématisation qu'ils représentent n'est pas physiquement représentative des phénomènes réels.

Seul un système d'équation prenant en compte les transferts dans les zones saturée et non saturée peut permettre d'obtenir des solutions correctes (du point de vue physique). Certains exemples de solutions numériques de tels systèmes ont récemment été proposés [5 et 6], mais les résultats obtenus n'ont pu être calés sur aucun modèle physique.

Le but de l'étude entreprise était de combler cette lacune. L'essai de drainage que nous avons analysé dans cet article ne représente qu'un résultat partiel de toute une série d'expériences faites dans le cadre d'un contrat de recherches avec la Délégation Générale à la Recherche Scientifique et Technique, Paris (contrat 69.02.666). Ont été effectués également dans le cadre de cette convention, et sur le même modèle physique, toute une série d'essais traitant de problèmes de recharge des nappes à surface libre à partir de la surface du sol et de pompage. Les résultats ont fait l'objet d'un rapport de synthèse disponible [7].

Les grandes lignes de cet article ont en outre fait l'objet d'une présentation au colloque A.I.R.H., I.S.S.S. : « Joint Symposium on fundamentals of transport phenomena in porous media », Guelph, Ontario (août 1972).

Voir bibliographie à la page suivante

## Bibliographie

- [1] VACHAUD (G.) et THONY (J.L.). — « Ecoulements non permanents des nappes à surface libre. Prise en compte de la zone non saturée et critique des modèles analogiques classiques ». *Bulletin de l'A.I.H.S.*, vol. XIV, n° 3 (1969), p. 199-215.
- [2] VACHAUD (G.) et GUELIN (P.). — « Equations et modèles mathématiques pour le calcul des transferts d'eau dans la zone de sol non saturée ». *La Houille Blanche*, n° 8 (1969), p. 817-827.
- [3] VACHAUD (G.), CISLER (J.), THONY (J.L.) et BACKER (L. de). — « Utilisation de l'émission gamma de l'Amercium pour la mesure des teneurs en eau d'échantillons de sols non saturés ». I.A.E.A. — Isotopes in Hydrology Symposium, Vienne (1970), p. 643-661.
- [4] VAUCLIN (M.). — « Effets dynamiques sur la relation succion-teneur en eau lors d'écoulements en milieu non saturé ». Thèse Dr Ingénieur, Université Scientifique et Médicale de Grenoble (1971).
- [5] FREEZE (R.A.). — « Three dimensional, transient, saturated-unsaturated flow in a groundwater basin ». *Water Resources Res.*, 7 (1971), 347-366.
- [6] VERMA (R.D.) and BRUTSAERT (W.). — « Unconfined aquifer seepage by capillary flow theory ». *J. Hydr. Div. ASCE.*, 96 (1970), 1331-1344.
- [7] VACHAUD (G.), VAUCLIN (M.), THONY (J.L.) et KHANJI (D.). — « Etude expérimentale du drainage et de la recharge des nappes à surface libre dans un modèle bidimensionnel ». Rapport de recherches. Convention D.G.R.S.T., 69-01-666 (1972).

Titre / auteurs  
page suivante (p. 76)