

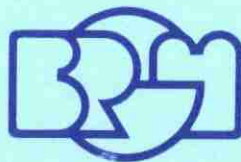
DIG/DOC

BUREAU DE RECHERCHES
GÉOLOGIQUES ET MINIÈRES
Service Géologique National
Département EAU

MINISTÈRE
DE L'ENVIRONNEMENT
Direction de la Prévention des Pollutions

JR

**EXPÉRIMENTATION
ET MISE AU POINT D'UNE MÉTHODOLOGIE
DE MESURE IN SITU DES FAIBLES PERMÉABILITÉS
SYNTHÈSE DES TRAVAUX RÉALISÉS
EN 1982-1983 ET 1984**



B. R. G. M.
23. SEP. 1985
BIBLIOTHÈQUE

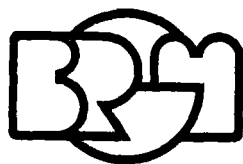
Rapport du B.R.G.M.

85 SGN 003 EAU

**EXPÉRIMENTATION
ET MISE AU POINT D'UNE MÉTHODOLOGIE
DE MESURE IN SITU DES FAIBLES PERMÉABILITÉS
SYNTHÈSE DES TRAVAUX RÉALISÉS
EN 1982-1983 ET 1984**

par

M. BARRÈS, G. BROSSIER, M. SAUTER



Rapport du B.R.G.M.

85 SGN 003 EAU

Juin 1985

S O M M A I R E

	pages
<u>1. INTRODUCTION</u>	1
<u>2. RAPPELS THÉORIQUES</u>	3
2.1. LA LOI DE DARCY	3
2.2. PERMEABILITE INTRINSEQUE	3
2.3. SIGNIFICATION PHYSIQUE DU COEFFICIENT K	4
<u>3. LES MÉTHODES UTILISÉES</u>	7
3.1. CHOIX DES METHODES	7
3.2. METHODE DES DOUBLES ANNEAUX	7
3.2.1. Principe de la mesure	7
3.2.2. Appareillage de mesure	8
3.3. METHODE DES DEUX TUBES OU METHODE DE BOUWER	9
3.4. METHODE DU PULSE-TEST	14
3.4.1. Principe de la méthode	14
3.4.2. Interprétation de l'essai	15
<u>4. MISE AU POINT DU MATÉRIEL</u>	18
4.1. METHODE DES DOUBLES ANNEAUX	18
4.2. DOUBLE TUBE DE BOUWER	21
4.3. LE PULSE-TEST	22
<u>5. LES ESSAIS RÉALISÉS EN 1982 ET 1983</u>	24
5.1. ESSAIS EN FORET D'ORLEANS - OCTOBRE ET DECEMBRE 1982	24
5.2. ESSAIS REALISES SUR LE SITE D'ARTHEMONAY (DROME) - LES 19 ET 20 OCTOBRE 1982	24
	./.

	pages
5.3. ESSAIS REALISES SUR LE SITE DE ST. GEORGES-SUR-LA-PREE (Cher)	25
5.4. ESSAIS REALISES SUR UN SITE EN ILE-DE-FRANCE	25
5.4.1. Double tube de Bouwer	25
5.4.2. Double anneau avec électrovanne	26
5.4.3. Double anneau avec flotteur et capteur	26
<u>6. ESSAIS RÉALISÉS EN 1984</u>	27
6.1. ESSAIS REALISES EN JUIN 1984	27
6.2. ESSAIS REALISES EN CONTINU EN FORET D'ORLEANS	28
6.2.1. Méthode du pulse-test	29
6.2.2. Méthode des doubles anneaux	36
6.2.3. Mesure en laboratoire	45
6.3. AUTRES ESSAIS	46
6.3.1. Essais en Haute-Loire	46
6.3.2. Essais en Gironde - Site A	46
6.3.3. Essais en Gironde - Site B	49
<u>7. CONCLUSIONS</u>	49
<u>PRINCIPALES RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES</u>	51

EXPERIMENTATION ET MISE AU POINT D'UNE METHODOLOGIE
DE MESURE IN SITU DES FAIBLES PERMEABILITES
Synthèse des travaux réalisés en 1982-1983 et 1984

par
M. BARRÈS, G. BROSSIER, M. SAUTER

85 SGN 003 EAU

Juin 1985

R É S U M É

Le présent rapport fait le point des travaux menés par le BRGM en 1982, 1983 et 1984 avec l'aide du Service des Déchets du Ministère de l'Environnement pour mettre au point une méthodologie d'évaluation in situ des faibles perméabilités adaptée à la mise en décharge de déchets industriels spéciaux.

A l'issue des essais réalisés, les deux méthodes retenues, la méthode des doubles anneaux avec flotteur et capteur et la méthode du pulse-test se sont révélées capables de mesurer des perméabilités jusqu'à 1.10^{-9} m/s.

La méthode des doubles anneaux est adaptée à la mesure sur tout type de terrain avec des perméabilités comprises entre 1.10^{-5} et 1.10^{-9} m/s.

La méthode du pulse-test est plus particulièrement destinée aux roches plastiques (argile) avec des perméabilités dans une gamme de 1.10^{-7} à 1.10^{-11} m/s.

Dans les deux cas, les perméamètres ont l'avantage d'être d'une mise en oeuvre aisée et rapide et permettent de réaliser des mesures à des emplacements non accessibles à un véhicule.

1. INTRODUCTION

L'Instruction technique n° 80.26 du 22 Janvier 1980 (Ministère de l'Environnement - J.O. du 21 Février 1980) pour la mise en décharge des déchets industriels a fixé les paramètres à prendre en compte pour choisir, évaluer et classer les sites de décharges.

Parmi ces critères d'évaluation, le paramètre essentiel à examiner est la valeur moyenne du coefficient de perméabilité K du substratum de la future décharge.

Ainsi pour les sites de première classe, dits "impermeables", pouvant recevoir des déchets industriels spéciaux, ce coefficient de perméabilité doit être égal ou inférieur à 1.10^{-9} m/s sur une épaisseur au moins équivalente à 5 m.

Une étude documentaire réalisée en 1981 pour le Ministère de l'Environnement (cf. rapport BRGM 81 SGN 447 ENV) a fait le point sur les méthodes et moyens actuels de caractériser un site de décharge industrielle (classe 1); elle a recommandé notamment des mesures de perméabilité in situ (de préférence aux essais en laboratoire) et sur terrain saturé. Elle a montré également que beaucoup de méthodes proposées ou utilisées jusqu'à présent étaient difficiles à mettre en oeuvre et fait apparaître la nécessité de mettre au point, après expérimentations, une "méthodologie" de mesure des perméabilités, spécialement adaptée aux cas des décharges industrielles.

C'est pourquoi le Secrétariat d'Etat à l'Environnement (Service des Déchets) a demandé au BRGM fin Décembre 1982, de tester, au moyen d'un appareillage spécialement conçu, trois méthodes de mesure in situ de la perméabilité d'un sol ("doubles anneaux" - "double tube de Bouwer" et le "perméamètre à air" rapidement remplacé par le "pulse-test"), afin de déterminer et d'adapter la ou les méthodes les plus appropriées.

Cette première étude a donné lieu à un rapport (rapport BRGM n° 84 SGN 070 EAU, janvier 1984) qui faisait le point de l'état d'avancement des essais.

Il apparaissait alors que les trois méthodes permettraient, moyennant des modifications dans l'appareillage utilisé, de mesurer des perméabilités de l'ordre de 1.10^{-9} m/s. Ces modifications ont été réalisées début 1984 et ont été suivies d'essais complémentaires comparatifs.

En 1984, le BRGM a entrepris la poursuite de la recherche sur fonds propres EAU et avec l'aide du Comité de la Technologie du BRGM.

Le présent rapport fait le point des travaux réalisés en 1982, 1983 et 1984.

2. RAPPELS THÉORIQUES

2.1. LA LOI DE DARCY

Le Chevalier Henry Darcy établit expérimentalement vers 1856, que le débit d'eau Q s'écoulant à travers un massif de sable pouvait se calculer par la formule :

$$Q = K A \frac{\Delta h}{L} \quad (L^3 T^{-1})$$

- A : est la section du massif sableux (L^2)
L : est l'épaisseur du massif sableux (L)
 Δh : est la perte de charge entre le sommet et la base du massif sableux (L)
K : est une constante dépendant du milieu poreux, appelée coefficient de perméabilité, ou perméabilité pris en abrégé dans un sens quantitatif ($L.T^{-1}$).

En divisant les deux membres par A, on fait apparaître la vitesse U fictive du fluide à la sortie du massif, comme si toute la section du massif était soumise à l'écoulement. C'est ce qu'on appelle la vitesse de filtration.

De plus, si l'on note $i = \frac{\Delta h}{L}$ la perte de charge par unité de longueur de milieu poreux traversé, encore appelée gradient hydraulique (sans dimension), on obtient :

$$U = K i$$

qui est l'expression la plus simple de la loi de Darcy.

2.2. PERMEABILITE INTRINSEQUE

La perméabilité K n'est pas une caractéristique intrinsèque du milieu car elle est inversement proportionnelle à la viscosité du fluide.

On définit une perméabilité intrinsèque k qui se rapporte au milieu poreux indépendamment des caractéristiques du fluide (dimension L^2). On l'exprime en :

- DARCE qui vaut $1.10^{-12} m^2$ (norme AFNOR)
- DARCY qui vaut $0,987 \cdot 10^{-12} m^2$.

Le DARCY est la perméabilité d'un milieu qui sous la différence de pression de 1 atm. par cm, laisse s'écouler à travers une section de 1 cm², un débit de 1 cm³/s pour un fluide de viscosité d'1 centipoise.

Entre la perméabilité intrinsèque et la perméabilité K des hydrogéologues, il existe la relation suivante pour de l'eau à 20°C :

$$1 \text{ millidarcy} = 0,966 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$$

Le coefficient de perméabilité K est fonction de la viscosité de l'eau qui varie notablement avec la température :

Température °C	0	5	10	15	20	25	30
Viscosité cinématique (centipoises)	1,792	1,510	1,308	1,140	1,005	0,894	0,801

On constate que la viscosité est réduite de moitié entre 0 et 25°C. Une valeur de perméabilité K, mesurée à 0°C est ainsi doublée lorsqu'elle est mesurée à 25°C.

La prise en compte de la température du milieu s'impose pour des mesures sur des sols soumis à des variations de température de cet ordre.

2.3. SIGNIFICATION PHYSIQUE DU COEFFICIENT K

Dans le cas d'une décharge que l'on veut étanche, on cherche à limiter au maximum la quantité $U = K i$ qui représente la lame d'eau infiltrée par unité de temps.

Soit le cas d'une couche de terrain homogène formant le substratum de cette décharge avec une épaisseur e et une perméabilité K . On peut écrire :

$$U = K \frac{\Delta h}{e}$$

avec $i = \frac{\Delta h}{e}$, le gradient hydraulique étant égal au rapport de la variation de charge sur l'épaisseur de la couche.

Cette variation de charge est égale à la différence de potentiel entre le sommet et la base de la couche.

Sans rentrer dans le détail des calculs, on peut écrire que :

$$\Delta h = e + \psi_B + l \qquad i = \frac{e + \psi_B + l}{e}$$

avec ψ_B : succion à la base de la couche

l : épaisseur de la lame d'eau au sommet de la couche (c'est-à-dire en fond de décharge).

Dans le cas général, les termes ψ_B et l sont faibles (quelques cm à quelques dizaines de cm) et inférieurs à l'épaisseur de la couche et dans ce cas, le gradient i reste voisin de l'unité quelle que soit l'épaisseur de la couche de terrain.

La quantité d'eau infiltrée en fond de décharge dépend donc uniquement dans le cas général de la valeur de la perméabilité.

L'épaisseur n'intervient que lorsqu'elle est faible et du même ordre de grandeur que la lame d'eau en fond de décharge ou que la succion à la base de la couche, c'est-à-dire pour des épaisseurs décimétriques.

Dans le cas particulier de l'existence d'une nappe, si celle-ci est libre, le terme ψ_B s'annule et e est l'épaisseur de la zone non saturée. Le gradient se rapproche donc encore plus de l'unité. Dans le cas d'une nappe captive, le gradient devient inférieur à l'unité, ce qui diminue l'infiltration. Le gradient peut même devenir négatif dans le cas d'artésianisme et dans ce cas l'infiltration d'effluent est théoriquement nulle.

Donnons quelques exemples numériques des valeurs d'infiltrations dans le cas d'un gradient voisin de l'unité :

K	m/s	infiltration annuelle	
		potentielle	mm
	1.10^{-10}		3,2
	5.10^{-10}		16
	1.10^{-9}		32
	5.10^{-9}		160
	1.10^{-8}		320
	5.10^{-8}		1600
	1.10^{-7}		3200

Cette infiltration est potentielle car mis à part en zone montagneuse il est rare sous nos climats de disposer de plus de 300 mm de pluie efficace annuelle. Une perméabilité supérieure à 1.10^{-8} m/s n'est donc plus un facteur limitant pour l'infiltration.

Une autre grandeur importante est la vitesse d'avancée d'un front d'effluent. Dans ce cas, intervient la porosité cinématique ω_c du terrain. On appelle porosité cinématique le rapport de la vitesse de filtration U à la vitesse de déplacement moyenne de l'eau V_m . C'est la teneur en eau mobile

$$\omega_c = \frac{U}{V_m} \Rightarrow V_m = \frac{U}{\omega_c}$$

Dans le cas particulier de matériaux argileux, il ne faut pas considérer la porosité cinématique réelle qui est très faible, mais la porosité cinématique apparente, compte tenu des phénomènes de diffusion entre l'eau mobile et l'eau immobile.

On peut considérer que cette porosité cinématique est comprise entre 0,1 et 0,3 pour la plupart des terrains susceptibles de constituer le fond d'une décharge.

On peut calculer dans ce cas les vitesses de progression verticale d'un front d'effluent en considérant une lame d'eau annuelle disponible de 320 mm, et un gradient voisin de 1.

K m/s	vitesse de progression m/an	
	$\omega_c = 0,3$	$\omega_c = 0,1$
1.10^{-10}	0,01	0,032
1.10^{-9}	0,10	0,32
1.10^{-8}	1,05	3,2
1.10^{-7}	1,05	3,2
1.10^{-6}	1,05	3,2

On remarque là aussi qu'au-delà d'une certaine perméabilité limite (de l'ordre de 1.10^{-8} m/s) la vitesse de progression de l'effluent n'augmente plus avec la perméabilité. La vitesse de progression est fonction uniquement de la lame d'eau infiltrée et de la porosité cinématique.

3. LES MÉTHODES UTILISÉES

3.1. CHOIX DES METHODES

Aucun appareil spécifique n'existant pour la mesure in situ de très faibles perméabilités, trois méthodes de principe différent avaient été retenues, suite à une étude documentaire approfondie (cf. rapport BRGM 81 SGN 447 ENV) :

- la méthode des doubles anneaux,
- la méthode du double tube (méthode de Bouwer),
- le perméamètre à air.

Compte tenu de la complexité du mode opératoire, le perméamètre à air a été abandonné et on s'est tourné vers une autre méthode, le pulse-test, utilisé avec succès dans les forages en roche massive.

A partir des schémas classiques, les appareils ont été modifiés afin de les adapter aux mesures de très faibles perméabilités.

Le principe de ces méthodes est rappelé ci-après.

3.2. METHODE DES DOUBLES ANNEAUX

3.2.1. Principe de la mesure

L'infiltration verticale de l'eau dans un sol non saturé est provoquée par l'existence d'un gradient de charge hydraulique qui prend en compte les effets combinés de la gravité et de la succion capillaire. L'effet de succion dépend de l'humidité du sol définie par la teneur en eau volumique.

A mesure que l'eau pénètre dans le sol, l'influence de ce terme diminue dans la zone humidifiée puis s'annule lorsque le sol est saturé. Il se développe ainsi progressivement depuis la surface du sol une zone saturée de transmission le long de laquelle le gradient est uniquement gravitationnel et a une valeur unitaire. De ce fait, le flux (débit par unité de surface, égal à la vitesse de filtration) déterminé par la loi de Darcy tend progressivement vers la valeur de la conductivité hydraulique à saturation pour se maintenir alors constant sous l'effet d'une submersion prolongée de la surface du sol (par une lame d'eau submergente) :

$$U = K_s$$

avec U : vitesse de filtration (LT^{-1})

K_s : conductivité hydraulique à saturation (LT^{-1})

3.2.2. Appareillage de mesure (schéma figure 1)

L'infiltromètre classique se compose des deux anneaux cylindriques A_1 et A_2 concentriques en tôle d'acier. Le diamètre intérieur de l'anneau extérieur A_2 est en général double de celui de l'anneau intérieur A_1 . Ces deux anneaux sont munis à leur base d'un couteau permettant de les enfoncer dans le sol sur une profondeur d'une dizaine de cm environ.

Le sol nu est aplani et légèrement retassé autour des anneaux après enfoncement. Le dispositif comporte par ailleurs un système à deux réservoirs R_1 , R_2 permettant d'alimenter l'infiltromètre en maintenant constamment une lame d'eau de 5 cm d'épaisseur à la surface du sol. Le réservoir R_1 alimente l'anneau intérieur alors que le réservoir R_2 alimente l'espace annulaire compris entre l'anneau intérieur et l'anneau extérieur au moyen d'une tuyauterie immergée dans la lame d'eau.

Le réglage de la hauteur de cette lame s'effectue en positionnant par rapport à la surface du sol l'entonnement des deux tubes d'aération relié au sommet de chacune des bouteilles. Le réservoir R_1 d'une section intérieure constante comporte un tube de niveau muni d'une échelle graduée.

A l'instant initial, on applique la charge de 5 cm en versant instantanément un volume d'eau correspondant dans les anneaux et on débouche en même temps l'extrémité des tuyaux d'alimentation. Le système régule ensuite automatiquement le débit d'alimentation de telle sorte qu'une charge de 5 cm (± 1 mm) soit maintenue à la surface du sol.

Seul le niveau de l'eau dans le réservoir R_1 est périodiquement relevé. Cette mesure permet d'obtenir la courbe du volume infiltré cumulé par unité de surface en fonction du temps en considérant une infiltration verticale sur l'aire de l'anneau intérieur.

L'infiltration sur l'aire annulaire extérieure à cet anneau n'est pas contrôlée. Elle a essentiellement pour but de compenser les pertes d'eau par écoulement latéral et assure ainsi un écoulement quasi-vertical dans la zone centrale.

Une perméabilité de 1.10^{-9} m/s correspondant à 0,6 mm par semaine, il était évident que l'infiltromètre classique ne permettait pas de mesurer d'aussi faibles valeurs et des modifications ont été réalisées (cf. § 4.).

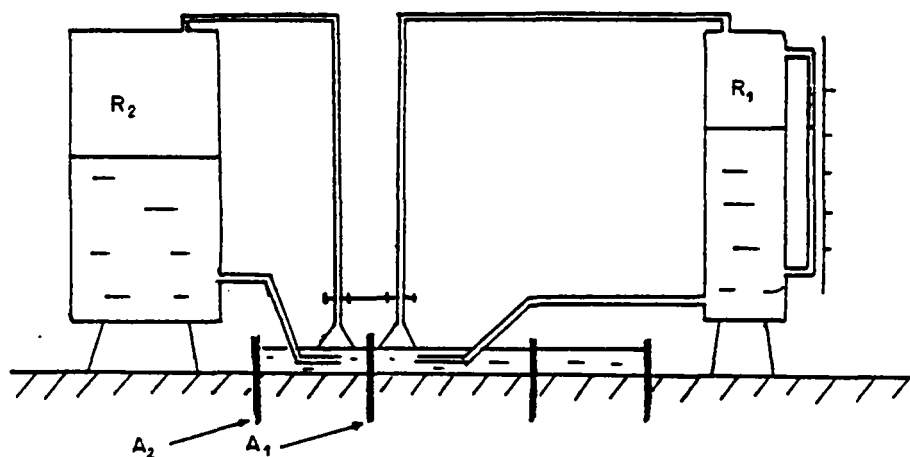


Fig. 1 - Schéma de l'infiltromètre classique à doubles anneaux

3.3. METHODE DES DEUX TUBES OU METHODE DE BOUWER

La méthode consiste à saturer une zone limitée de sol sous un trou foré dans lequel sont placés deux tubes concentriques (fig. 2). Toute la méthode est basée sur la différenciation entre l'écoulement dû à la différence des niveaux d'eau entre les deux tubes et l'écoulement dû à l'infiltration de l'eau dans le sol.

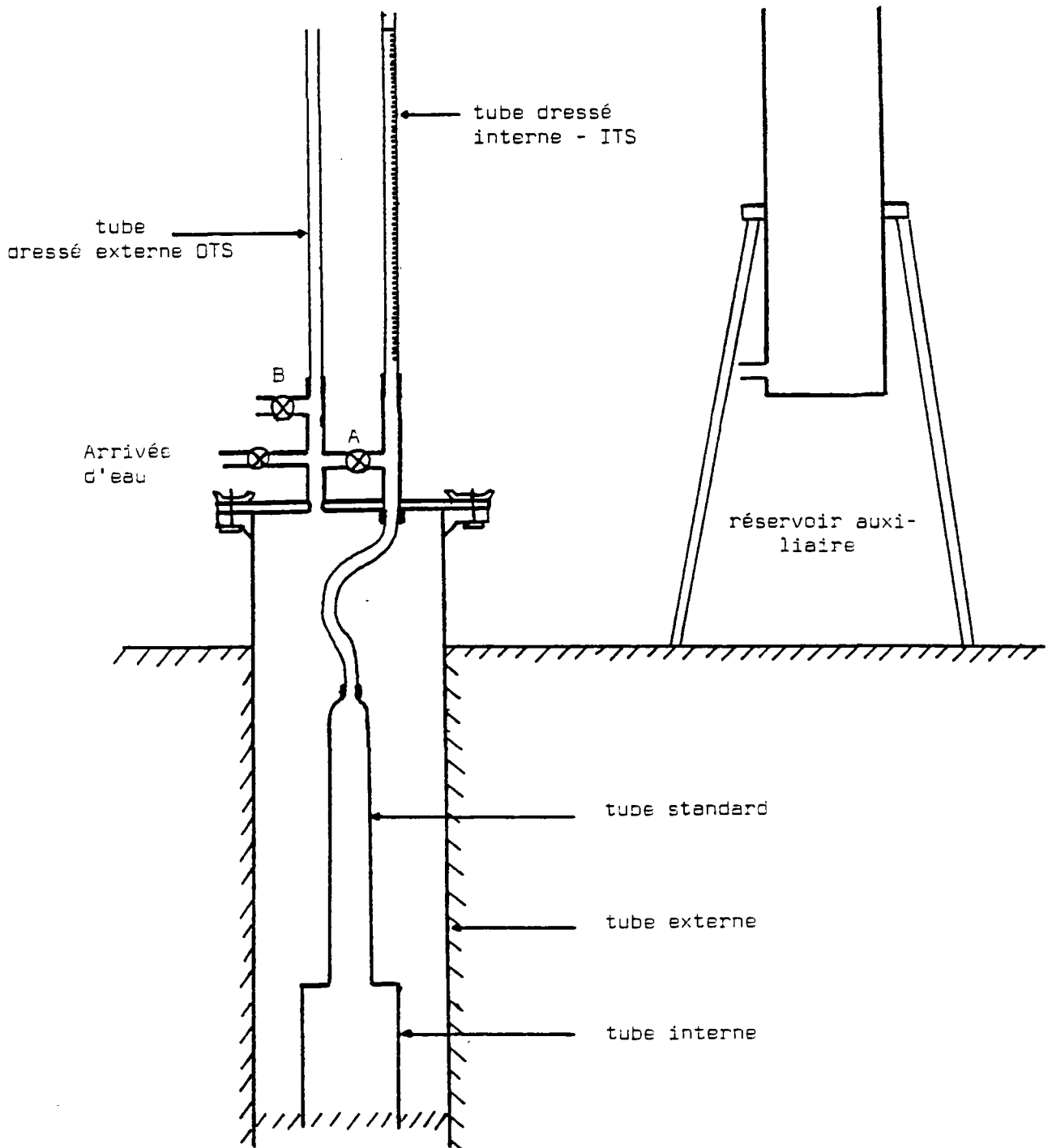


Fig. 2 - Schéma du double tube de Bower (d'après Bower, 1962)

Les deux tubes concentriques sont placés dans le trou et l'eau est ajoutée continuellement dans les tubes. Quand on suppose que le sol sous le fond du trou est saturé sur une profondeur suffisamment grande, on fait descendre le niveau dans le tube interne, alors que le niveau d'eau dans le tube externe est maintenu constant. La vitesse de chute du niveau dans le tube interne est mesurée.

Ensuite on mesure la vitesse de chute du niveau dans le tube interne en ajustant sans cesse le niveau dans le tube externe au niveau existant dans le tube interne.

A partir des mesures de débit simultané et des différences de niveaux ainsi obtenues, on détermine la perméabilité avec des facteurs d'écoulement sans dimension.

L'équation simplifiée proposée par Bouwer est la suivante :

$$K = \frac{Rv^2}{Ff Rc} \frac{\Delta H}{\int_0^t H dt}$$

Rv = rayon du tube dressé interne

Rc = rayon du tube interne

Ff = facteur sans dimension qui est évalué d'après les abaques (abaques ayant été déterminés par analogie électrique)

$\frac{\Delta H}{\int_0^t H dt}$ peut être déterminé graphiquement

Ces abaques diffèrent selon que la couche testée est plus perméable ou moins perméable que la couche située en-dessous (fig. 3 et 4.). On tient compte dans ces abaques de la pénétration du terrain dans le tube interne (d).

L'expérience est conduite de la manière suivante :

- a) On ferme le robinet A et on mesure la vitesse de chute du niveau d'eau dans le tube dressé interne en maintenant le tube externe plein à l'aide d'un réservoir auxiliaire. On répète cette opération en lisant le temps à des distances intermédiaires, puis on ramène le niveau à l'origine dans le tube interne et on ouvre le robinet A.

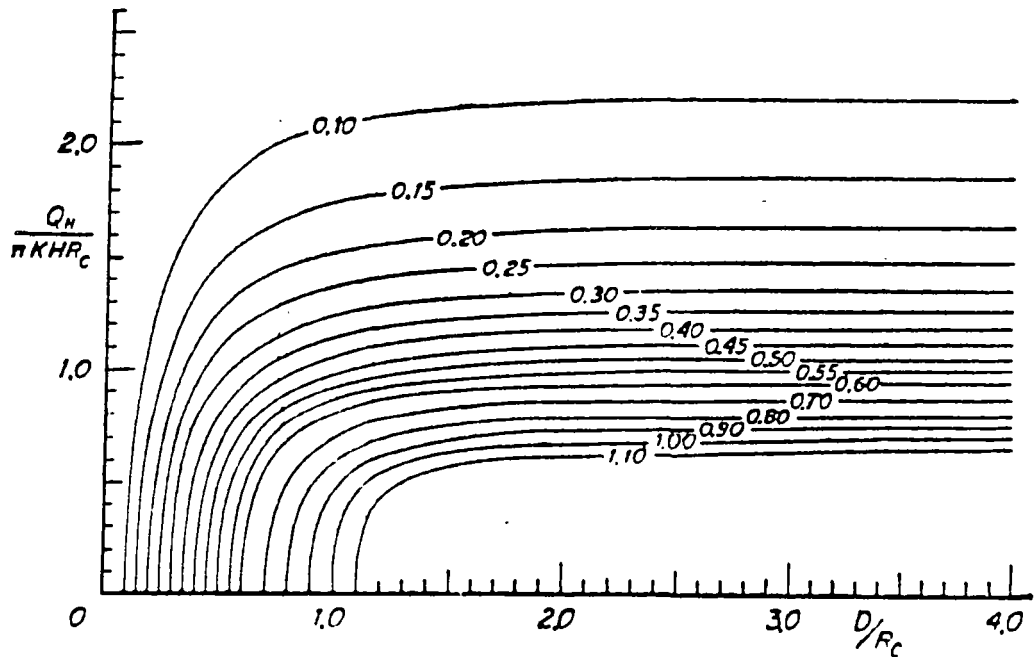


Fig. 3 - Variation du facteur de forme $F_f = \frac{Q_H}{\pi K H R_c}$ en fonction de la distance à la couche moins perméable (exprimée par D/R_c) pour différentes valeurs de d/R_c (sur les courbes)

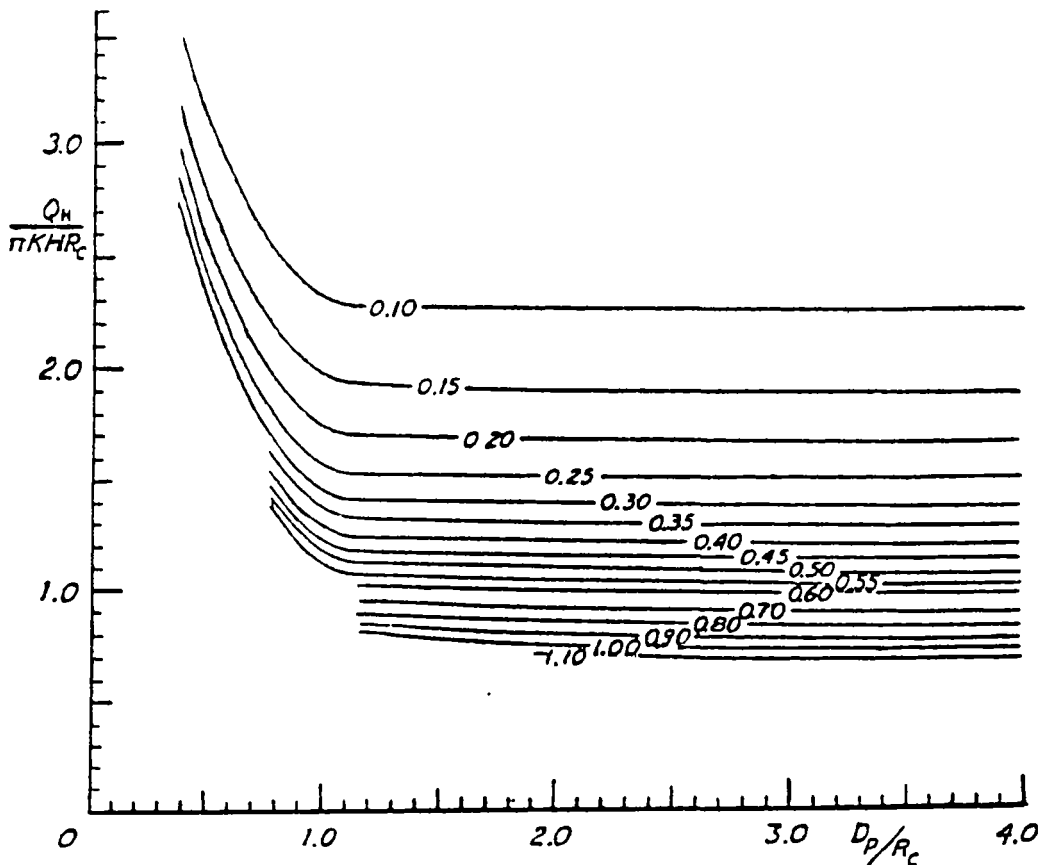


Fig. 4 - Variation du facteur de forme $F_f = \frac{Q_H}{\pi K H R_c}$ en fonction de la distance à la couche plus perméable (exprimée par D_p/R_c) pour différentes valeurs de d/R_c (sur les courbes)

b) Au bout d'un certain temps, on ferme à nouveau le robinet A et on reprend les mesures de vitesse de chute du niveau dans le tube interne, en ajustant cette fois le niveau dans le tube externe, avec le robinet B de façon à ce qu'il chute à la même vitesse que le niveau dans le tube interne. On lit le temps à différentes distances, pendant la chute à niveaux égaux. On ferme B, on ouvre A et on remplit les tubes. Dans la pratique, l'égalisation des niveaux peut se faire par communication entre les deux tubes à condition que les tubes dressés aient le même rapport de surface que le rapport entre les surfaces interne et externe au niveau du terrain.

Entre les périodes de mesures, il faut laisser un temps égal à 10 fois celui d'une mesure, pour le retour à des conditions normales.

On porte sur un graphique H en fonction du temps pour les deux opérations (tube externe plein et niveaux égaux dans les tubes).

Pour un certain temps t, la différence verticale ΔH_t entre les courbes est mesurée sur le graphique. Pour le même temps, on détermine la surface sur la courbe "tube externe plein". Elle représente $\int_0^t H dt$. On peut substituer ces valeurs dans l'équation de calcul de K. Cette opération est répétée pour différentes valeurs de t d'où on extrapole pour t = 0, ce qui permet de calculer K.

La méthode de calcul simplifiée proposée par Bouwer utilise directement les mesures de terrain (fig. 5).

Si les courbes H (t) sont assimilées à des droites, on peut écrire :

$$\frac{\Delta H}{\int H dt} = \frac{2\Delta t}{t^2 \text{ niv.ég.}}$$

où t est la différence entre t à niveaux égaux et t avec le tube externe plein pour une hauteur de chute H donnée.

On détermine : $\frac{2\Delta t}{t^2 \text{ niv.ég.}}$ pour différentes valeurs de H et on extrapole

pour trouver : $\frac{2\Delta t}{t^2 \text{ niv.ég.}}$ à H = 0

$$K = \frac{Rv^2}{Ff Rc} \frac{2\Delta t}{t^2 \text{ niv.ég.}}$$

NOTA : La perméabilité ainsi mesurée est une résultante de la perméabilité verticale et de la perméabilité horizontale, mais Bouwer a montré qu'elle serait très proche de la perméabilité verticale.

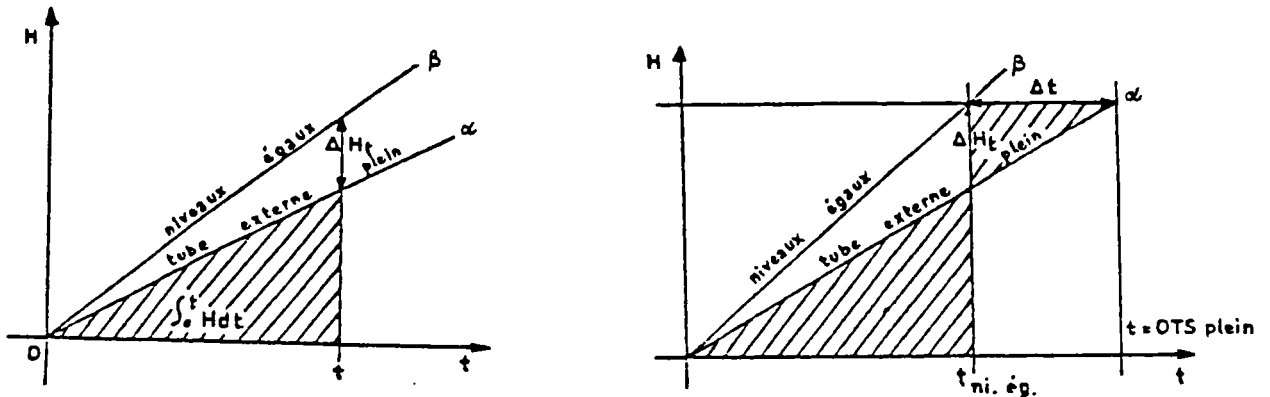


Fig. 5 - Interprétation simplifiée de l'essai de Bouwer

3.4. METHODE DU PULSE-TEST

3.4.1. Principe de la méthode

Cette méthode proposée par H. COOPER, J.D. BREDEHOEFT et S.S. PAPADOPULOS consiste à appliquer un choc hydraulique dans un forage. Une solution analytique décrit la décroissance de la variation de charge engendrée par compression du volume d'eau emmagasinée dans le forage. Les courbes expérimentales sont superposées aux courbes types tracées à partir de ces équations pour déterminer les propriétés hydrauliques du milieu.

L'équation qui régit le phénomène est la suivante :

$$2\pi \cdot r_p \cdot T \frac{\partial h}{\partial r} (r_p, t) = V_e \cdot C_e \cdot \rho_e \cdot g \frac{\partial H}{\partial t} (t)$$

avec :

h : pression dans l'intervalle de formation testé (L)

r : distance radiale du centre du puits (L)

T : transmissivité de l'intervalle testé (L²T⁻¹)

S : coefficient d'emmagasinement de l'intervalle testé (sans dimension)

r_p : rayon du puits dans l'intervalle testé (L)

- V_e : volume d'eau pressurisée (L^3)
- C_e : compressibilité de l'eau ($L T^2 M^{-1}$) = $4,6 \cdot 10^{-10} m^2/N$
- ρ_e : densité de l'eau ($M L^{-3}$)
- g : accélération de la pesanteur ($L.T^{-2}$)
- H : charge dans le système (L)
- t : temps

Cette équation signifie que le débit avec lequel l'eau s'écoule du puits vers le sol suivant la loi de Darcy appliquée à la paroi du puits est égal à la vitesse de dilatation du volume d'eau emprisonnée dans le système pressurisé quand la pression dans ce système décroît.

Les dispositifs expérimentaux utilisés classiquement sont décrits sur la figure 6 ci-dessous.

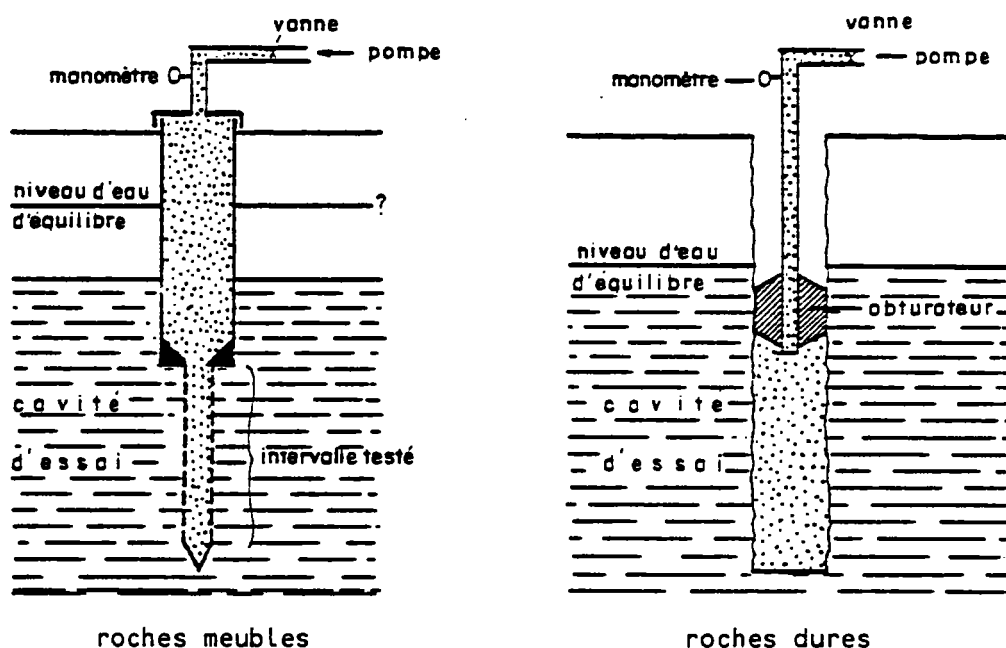


Fig. 6 - Schéma du pulse-test en forage

Ces dispositifs ont été adaptés à la mesure dans des formations superficielles (cf. chapitre 4).

3.4.2. Interprétation de l'essai

Dans le cas du pulse-test, on considère le rapport H/H_0 , H_0 étant l'augmentation de charge due à la pressurisation et H la charge supplémentaire résiduelle à un temps t .

La solution proposée est de la forme :

$$\frac{H}{H_0} = F(\beta, \alpha)$$

avec
$$\alpha = S \frac{\pi \cdot r^2}{V_e \cdot C_e \cdot \rho_e \cdot g} \quad \beta = \frac{\pi \cdot T \cdot t}{V_e \cdot C_e \cdot \rho_e \cdot g}$$

La méthode consiste à superposer la courbe expérimentale H/H_0 en fonction de t (établie sur papier semilog de même module) à la famille de courbe H/H_0 en fonction de β et α (abaque figure 7).

On en déduit α et la valeur de t réel correspondant à β .

α étant égal à $\frac{\pi \cdot r^2 \cdot S}{V_e \cdot C_e \cdot \rho_e \cdot g}$ on en déduira S .

Dans le problème qui nous intéresse, il s'agit de calculer T , la transmissivité, par :

$$\beta = \frac{\pi \cdot T \cdot t}{V_e \cdot C_e \cdot \rho_e \cdot g} \implies T = \frac{V_e \cdot C_e \cdot \rho_e \cdot g}{\pi \cdot t}$$

On en déduit $K = \frac{T}{l}$ l = épaisseur testée.

L'application des formules précédentes suppose que les changements volumétriques des divers composants du système sont négligeables (obturateurs, capteurs de pression, manomètres notamment). Dans la pratique, ce n'est pas toujours le cas et la quantité d'eau qui s'infiltré est la somme du volume d'eau produit par décompression de l'eau et du changement de volume des composants du système.

On est donc amené à ajouter au terme $V_e \cdot C_e \cdot \rho_e \cdot g$ une quantité $\Delta V_S / \Delta H$ (m^3/m) qui représente le changement de volume du système par unité de charge.

On peut également introduire ce terme sous forme d'un volume d'eau équivalent dans la formule précédente dont le numérateur devient :

$$(V_e + V_S) \rho_e g C_e$$

L'ordre de grandeur du volume d'eau équivalent est de 0,1 à 2 l pour un capteur de pression (données des constructeurs) et atteint jusqu'à 50 l pour un manomètre à aiguille.

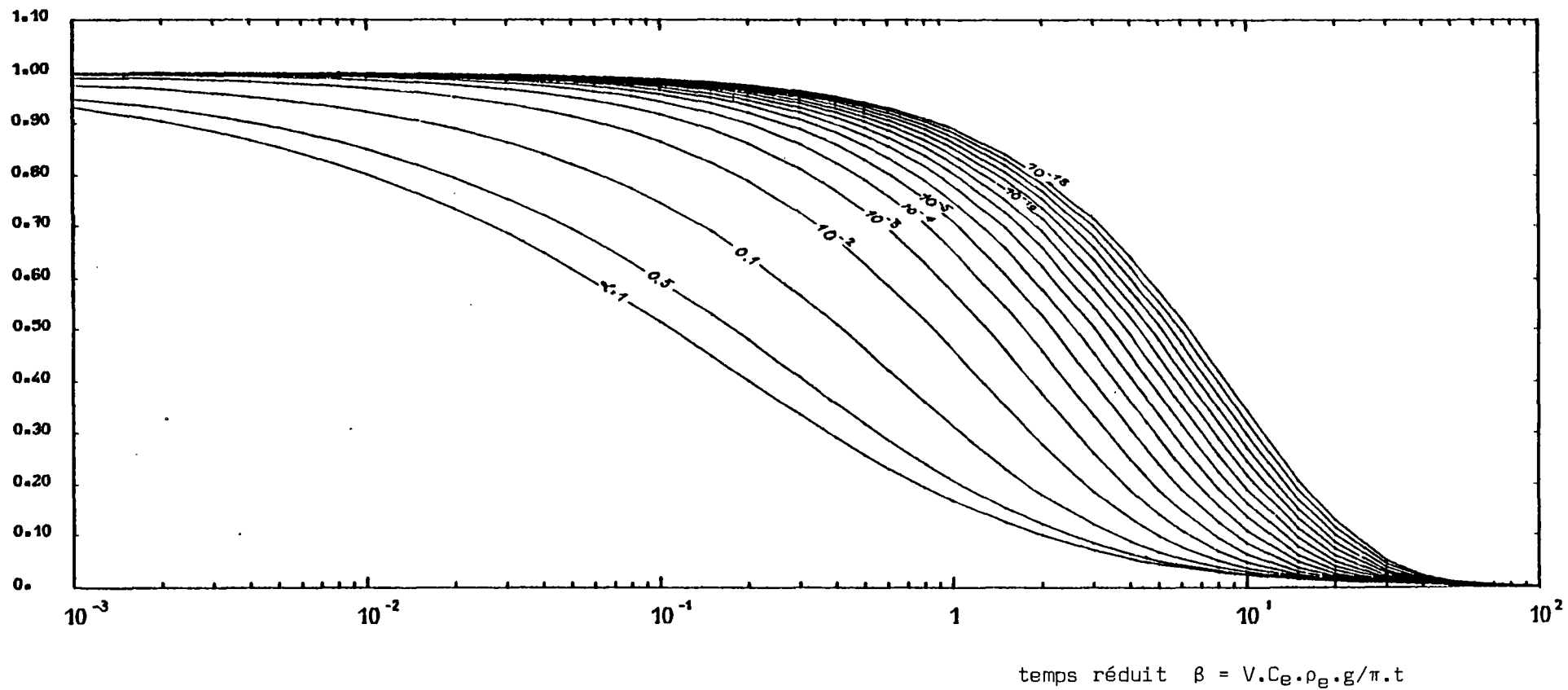


Fig. 7 - Pulse-test - Courbes types $H/H_0 = F(\alpha, \beta)$

4. MISE AU POINT DU MATÉRIEL

Sur le principe des trois méthodes décrites précédemment, quatre appareils ont été construits et modifiés au cours des essais.

4.1. METHODE DES DOUBLES ANNEAUX

Un premier appareil a été conçu à partir du schéma de l'infiltromètre classique. Les modifications suivantes ont été apportées (cf. figure 8) :

- réduction du diamètre de l'anneau interne au niveau de la surface de l'eau pour amplifier les variations de niveau provoquées par l'infiltration. Le rapport d'amplification atteignait 2025 dans la dernière version de l'appareillage utilisé,
- détection de ces variations par des électrodes qui commandent une électrovanne pour l'alimentation de l'anneau interne. Dans une première version, ces électrodes étaient mobiles, puis un anneau avec électrodes incorporées a été réalisé,
- rampe d'alimentation avec des colonnes de différents diamètres qui permettent l'utilisation dans une large gamme de perméabilité.

Pour des très faibles perméabilités, l'alimentation de l'anneau externe devenait facultative, le niveau pouvant être considéré comme étant constant ($K = 1.10^{-8}$ m/s correspond à moins d'un mm par jour).

Sur un tel appareil, l'évaporation était par ailleurs rendue négligeable dans l'anneau central en raison de la surface réduite au contact avec l'atmosphère (12 mm^2 pour la dernière version).

Par ailleurs, le Service Géologique Rhone-Alpes a, pour sa part, conçu un infiltromètre à doubles anneaux basé sur le même principe. L'anneau central est recouvert d'un couvercle et les variations de niveau sont détectées au moyen d'une sonde à électrodes dans un tube de faible section. Le volume infiltré est compensé par une pompe qui délivre pour chaque volume injecté une impulsion qui est dirigée sur un ensemble de comptage piloté par microprocesseur.

Un deuxième infiltromètre à doubles anneaux a été construit sur un principe de détection différent (figures 9 et 10).

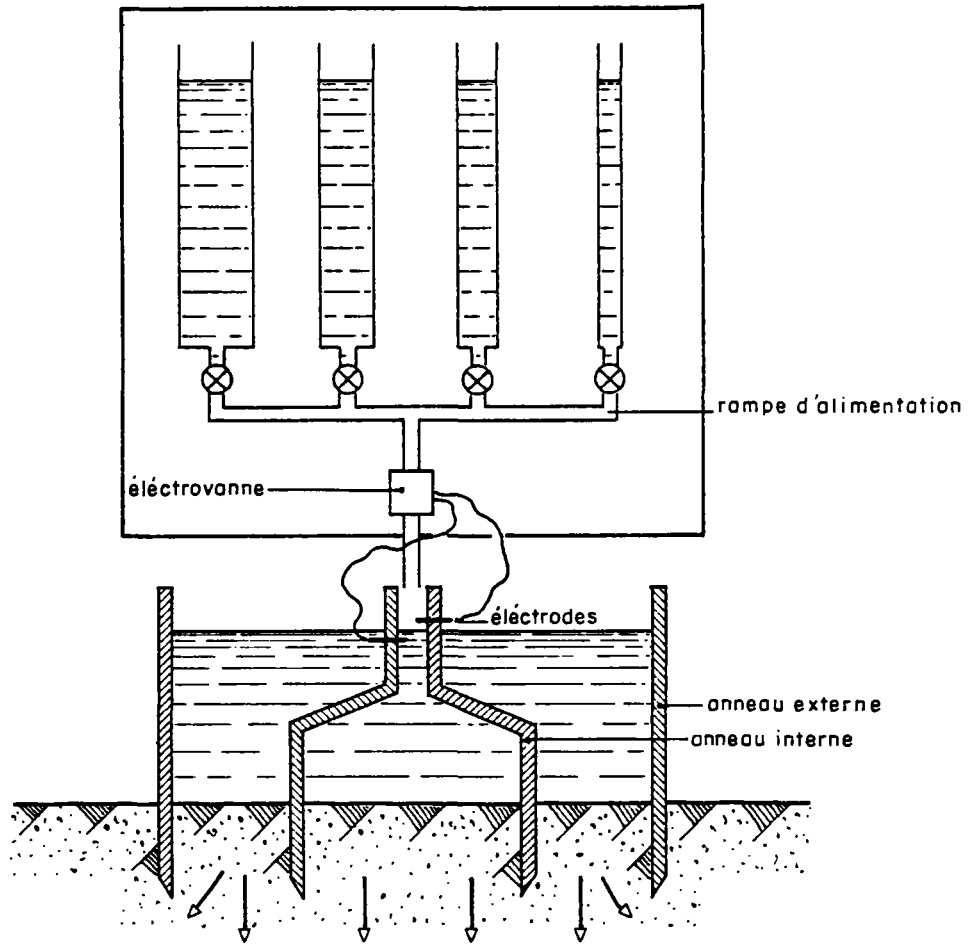


Fig. 8 - Infiltromètre à doubles anneaux avec électrovanne

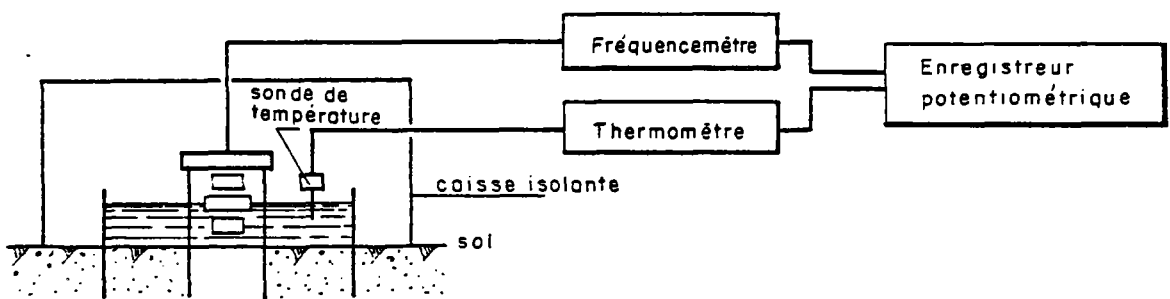


Fig. 9 - Infiltromètre à doubles anneaux avec flotteur et capteur

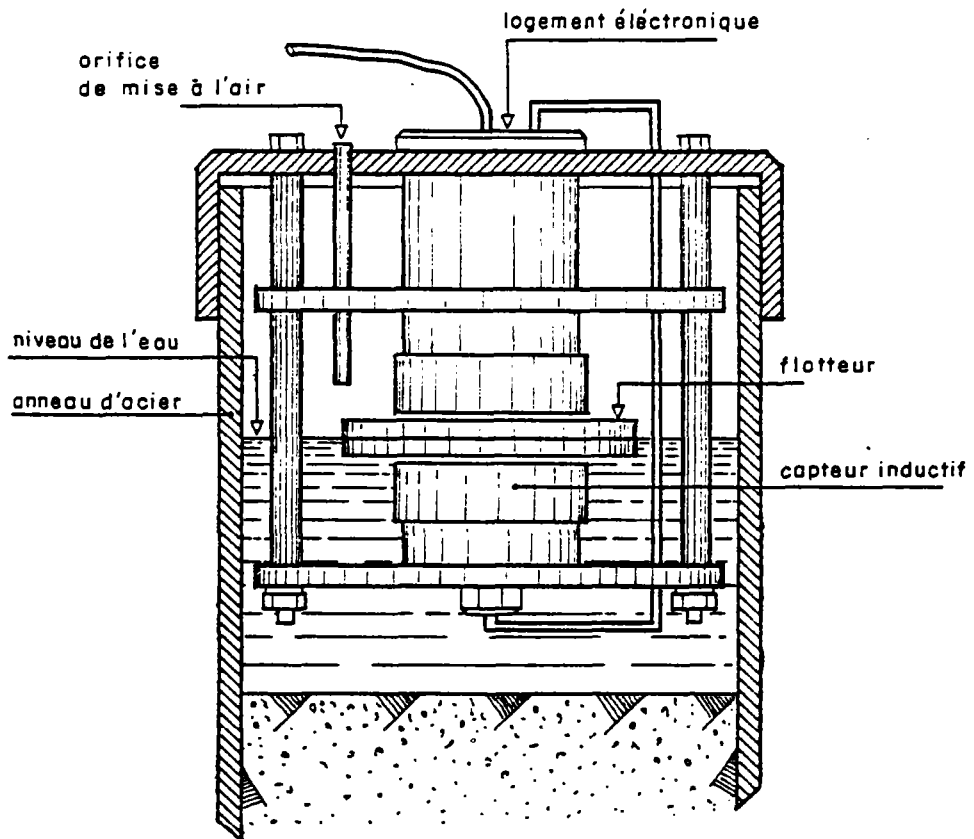


Fig. 10 - Infiltromètre à doubles anneaux avec flotteur et capteur. Détail de l'anneau central

La variation de niveau de l'eau étant très faible, on considère que l'essai se fait à charge constante et on mesure simplement le niveau de l'eau dans l'anneau central. Celui-ci est mesuré au moyen d'un flotteur dont la position modifie la fréquence de résonance d'un circuit oscillant. Cette fréquence est mesurée au moyen d'un fréquencemètre. Un étalonnage permet de convertir les fréquences en niveau. L'ensemble a une résolution d'environ 0,4 μm . La mesure se fait soit par lecture directe de la fréquence, soit par enregistrement graphique de cette fréquence qui est convertie en tension.

L'évaporation peut être négligée, la lame d'eau n'étant en contact avec l'atmosphère que par l'intermédiaire d'un très petit orifice. L'ensemble des deux anneaux est recouvert par une caisse en bois doublée de polystyrène pour l'isolation thermique.

Un thermomètre électronique permet de mesurer les températures de l'eau et d'effectuer des corrections de température (dilatation de l'eau et variation de viscosité).

Après essais comparatifs, ce dernier appareil a été retenu car il présentait, pour un principe identique, des facilités d'emploi et une sensibilité supérieure.

4.2. DOUBLE TUBE DE BOUWER

Le principe de l'appareil décrit par BOUWER a été retenu avec les adaptations suivantes :

- utilisation de tubes dressés de plus faible diamètre pour mesurer des infiltrations plus faibles (\emptyset 2,5 mm pour la dernière version),
- tubes concentriques en acier solidaires,
- enregistrement des variations de charge à l'aide d'un capteur de pression et d'un enregistreur potentiométrique.

Le schéma du dispositif utilisé en 1984 est le suivant :

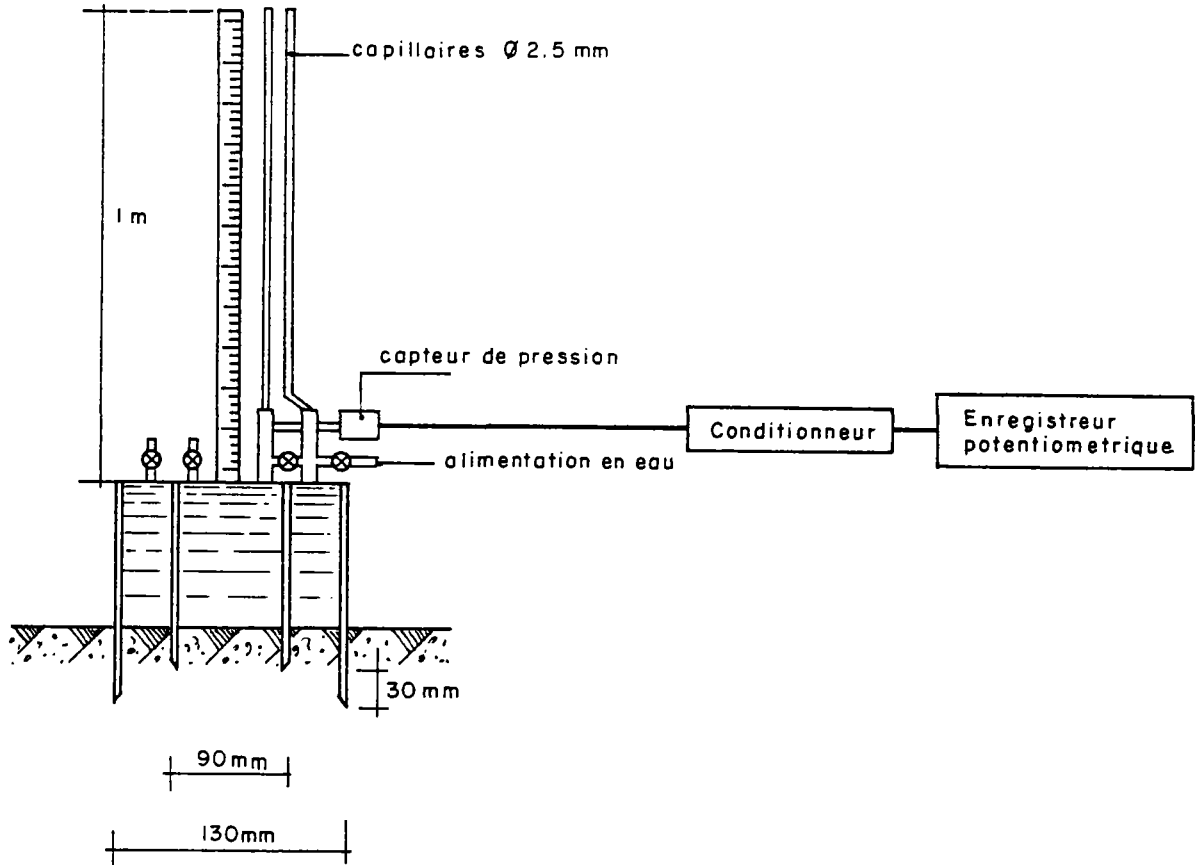


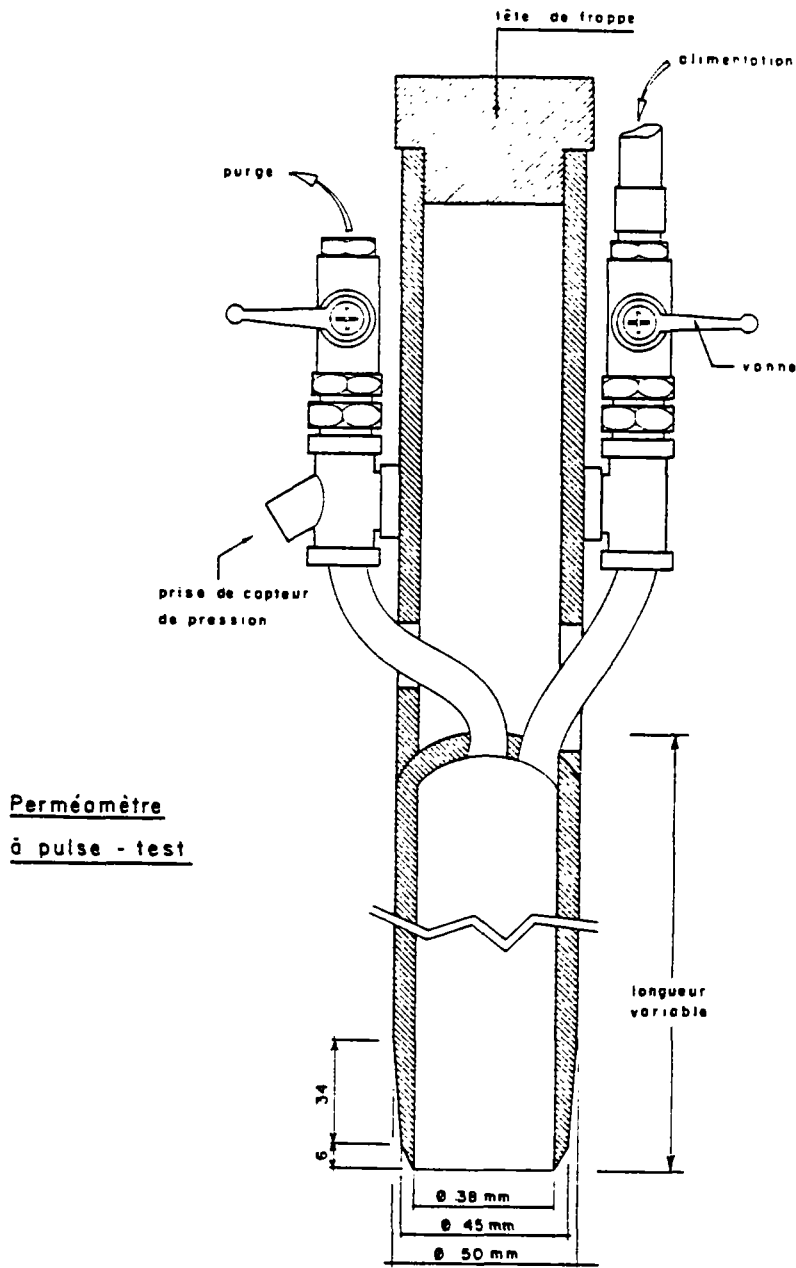
Fig. 11 - Schéma du double tube de Bouwer

4.3. LE PULSE-TEST

La méthode classique a été adaptée à la mesure en formation superficielle. Dans les roches dures, l'étanchéité est assurée par des obturateurs gonflables. Un tel dispositif n'est pas utilisable dans les forages à faible profondeur (quelques décimètres) et dans les matériaux plastiques. Dans ce cas, l'étanchéité est assurée en enfonçant de force le tube en acier qui a un diamètre légèrement supérieur à celui du trou. La mesure se fait sur la partie du trou non perturbée, sous le tube.

En 1982 et 1983, les essais ont été effectués avec un tube en duralumin et différents manomètres ou capteurs de pression.

En 1984, un tube de mesure en acier a été réalisé (fig. 12) et le dispositif utilisé pour les derniers essais est schématisé sur la figure 13.



Perméomètre
à pulse - test

Fig. 12

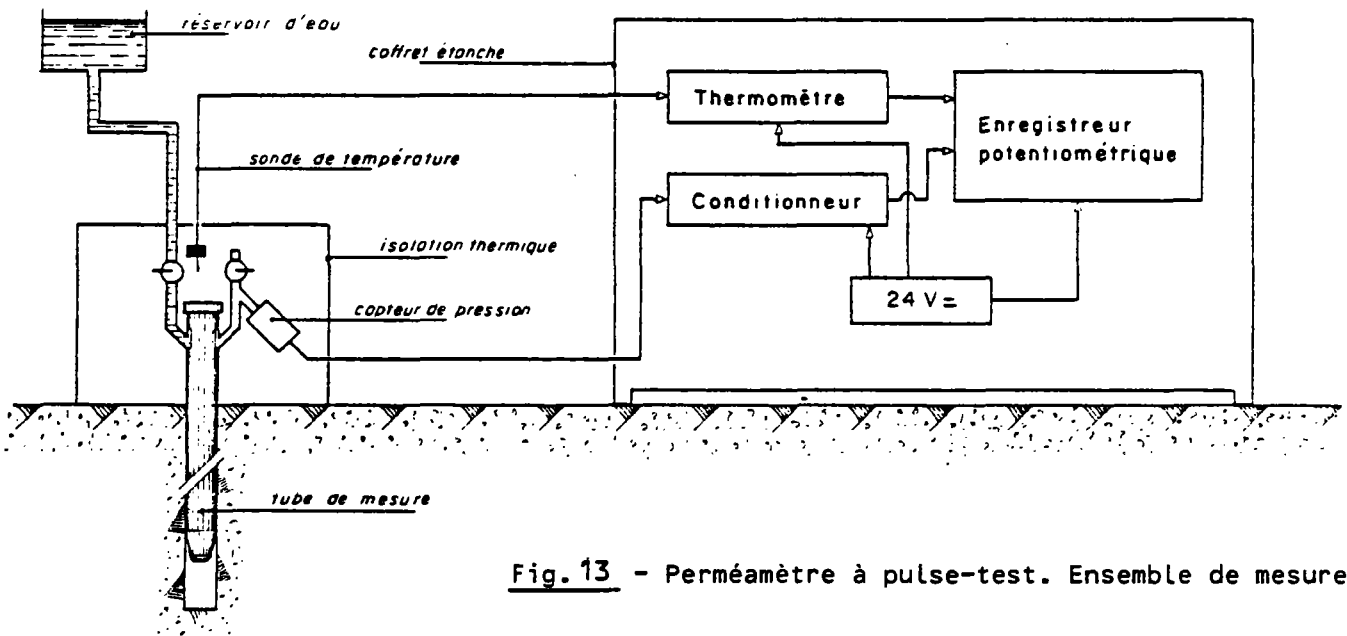


Fig. 13 - Perméamètre à pulse-test. Ensemble de mesure

5. LES ESSAIS RÉALISÉS EN 1982 ET 1983

Les résultats obtenus en 1982 et 1983 sont résumés ci-dessous. On trouvera les résultats détaillés et les courbes dans le rapport BRGM 84 SGN 070 EAU.

5.1. ESSAIS EN FORET D'ORLEANS - OCTOBRE ET DECEMBRE 1982

Le matériau testé est une argile blanche plastique dont 82 % des éléments ont un diamètre inférieur à 2 μm .

Les essais ont été réalisés avec la méthode de Bouwer et le pulse-test. Les résultats sont les suivants :

	Laboratoire	Méthode de Bouwer	Pulse-test
Octobre 1982	9.10^{-10} m/s	$4,2.10^{-7}$ m/s	$7,1.10^{-11}$ m/s
Décembre 1982		$7,6.10^{-8}$ m/s	$2,1.10^{-9}$ m/s

Les valeurs de perméabilité obtenues sont très différentes. Cela peut s'expliquer en partie par les variations de température au cours des essais dont l'influence très importante a été mise en évidence par la suite.

5.2. ESSAIS REALISES SUR LE SITE D'ARTHEMONAY (DROME) - LES 19 ET 20 OCT.1982

Ces essais ont eu lieu sur des marnes de la molasse miocène du Bas Dauphiné. La granulométrie de la formation étudiée est celle d'un limon sablo-argileux (30 % d'argile).

Deux mesures ont été faites avec la méthode de Bouwer. Par ailleurs, le Service Géologique Régional de Lyon a réalisé simultanément des mesures avec un infiltromètre à doubles anneaux classique.

Les résultats sont les suivants :

- Double anneau classique $K = 9,3.10^{-7}$ m/s
- Double tube de Bouwer $\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 2,1.10^{-7} \text{ m/s} \\ K_2 = 2,3.10^{-7} \text{ m/s} \end{array} \right.$

Ces perméabilités correspondent à des valeurs qui sont assez éloignées de l'objectif technique à atteindre (1.10^{-9} m/s) et n'ont pas permis de tester la validité du matériel pour des faibles perméabilités.

5.3. ESSAIS REALISES SUR LE SITE DE ST. GEORGES-SUR-LA-PREE (Cher)

Ces essais ont eu lieu sur un site de décharge près de Vierzon les 20-21 et 22 juin 1983. La formation testée est une argile du Cénomaniens ("gaize"). Les mesures ont été faites en fond de carrière où existe une épaisseur d'argile de 4 à 5 m.

Une mesure en laboratoire a donné une valeur de $K = 5,9.10^{-10}$ m/s.

Quatre appareils ont été testés sur ce site : le double tube de Bouwer et le pulse-test qui avaient déjà été utilisés dans la forêt d'Orléans, ainsi que deux perméamètres à doubles anneaux dont la réalisation était achevée.

Seules deux mesures ont pu être interprétées avec les valeurs suivantes :

- doubles anneaux $K = 4,0.10^{-8}$ m/s
- pulse-test $K = 1,3.10^{-8}$ m/s

C'est au cours de ces essais qu'a été démontrée l'influence de la variation de température au cours de l'essai et la nécessité d'isoler thermiquement l'appareillage, voire d'effectuer des corrections.

5.4. ESSAIS REALISES SUR UN SITE EN ILE DE FRANCE

Des essais ont été réalisés les 28 et 29 septembre puis les 28 octobre, 2 et 3 novembre 1983 dans une carrière.

Différents horizons ont été testés avec différents appareils.

5.4.1. Double tube de Bouwer

Un essai réalisé sur un remblai argileux a donné une valeur

$$K = 7,5.10^{-9} \text{ m/s.}$$

5.4.2. Double anneau avec électrovanne

Marnes du Dano-Montien $K = 1,2 \cdot 10^{-6}$ m/s.

Sur le remblai argileux, aucune valeur n'a pu être mesurée et des problèmes de fonctionnement sont apparus.

5.4.3. Double anneau avec flotteur et capteur

Marnes du Dano-Montien $K = 2,4 \cdot 10^{-7}$ m/s

Sur le remblai argileux, ainsi que sur l'argile du Sparnacien en place, un total de cinq essais ont donné des valeurs de perméabilités comprises entre $1,5$ et $4,7 \cdot 10^{-8}$ m/s. Aux mêmes emplacements, les mesures faites en laboratoire donnent des valeurs comprises entre $3 \cdot 10^{-11}$ m/s et $1,6 \cdot 10^{-9}$ m/s.

Au cours de ces différents essais, l'appareillage était isolé par une caisse en bois doublée de polystyrène expansé.

6. ESSAIS RÉALISÉS EN 1984

Les essais réalisés en 1982 et 1983 ont conduit à ne retenir au début d'année 1984 que trois appareils :

- l'infiltromètre à double anneau avec flotteur et capteur,
- le double tube de Bouwer,
- le perméamètre à pulse-test.

6.1. ESSAIS REALISES EN JUIN 1984

Trois séries d'essai ont été réalisées sur le terrain en juin 1984 :

- des essais préliminaires en forêt d'Orléans, à Cercottes (45) ; ces essais étaient destinés à vérifier le fonctionnement des nouveaux prototypes, avec lecture directe alors que les capteurs de pression et l'enregistreur n'étaient pas disponibles,
- des essais comparatifs avec le matériel du SGR/RHA sur les marnes de Bresse à Viriat (01),
- et sur les argiles du Forez à Chalain le Comtal (42).

Les résultats détaillés sont présentés dans la note technique N° SGN/EAU 84/14.

Le tableau suivant résume les résultats des mesures (en m/s) :

	Cercottes	Viriat	Chalain le Comtal
Mesures en laboratoire (charge variable)	9.10^{-10}	$7,1.10^{-11}$	$7,0.10^{-10}$
Doubles anneaux SGR/RHA	-	$6,5.10^{-9}$	1.10^{-9}
Doubles anneaux flotteur et capteur	$3,0.10^{-9}$	$2,1.10^{-9}$	$6,6.10^{-9}$
Pulse-test	(1.10^{-9} à 1.10^{-10})	$3,3.10^{-9}$	$8,3.10^{-8}$
Bouwer	non interprétable		

Dans tous les cas, les perméabilités mesurées en laboratoires sont plus faibles que celles mesurées in situ.

Sur le site de Viriat, les marnes sont très compactes (densité sèche : 1,47) et des conditions de saturation ont été réunies pour tous les essais. Les résultats in situ par les différentes méthodes sont très voisins.

A Chalain-le-Comtal, l'argile est beaucoup moins compacte (densité sèche : 1,12) et est affectée d'une part par des fissures dues à la dessiccation, d'autre part par une fracturation sub-horizontale. Par ailleurs, seul l'essai avec les doubles anneaux SGR/RHA a pu bénéficier de bonnes conditions de saturation préalable, ce qui explique les valeurs plus faibles obtenues par cet appareil.

Les autres essais ont pris en compte une perméabilité de fissures, fissures verticales dans le cas des doubles anneaux et fissures horizontales dans le cas du pulse-test.

Pour la méthode des doubles anneaux avec flotteur et capteur, la mesure de température en début et en fin des essais, a permis de faire la correction de dilatation de l'eau.

Dans tous les cas, des problèmes d'interprétation sont apparus avec la méthode de Bouwer. Les courbes obtenues n'étaient pas conformes aux courbes prévues par Bouwer et rendaient le calcul de perméabilité délicat, voire impossible.

6.2. ESSAIS REALISES EN CONTINU EN FORET D'ORLEANS

A la suite des résultats obtenus précédemment, il a été décidé d'abandonner la méthode de Bouwer et de poursuivre les essais avec la méthode des doubles anneaux et la méthode du pulse-test. Des essais de longue durée ont été jugés nécessaires afin de vérifier la fiabilité du matériel et la reproductibilité des mesures. Ces essais ont été réalisés dans l'enceinte de la maison forestière St. Marc sur la commune de Fleury-Les-Aubrais (45) en bordure de la forêt d'Orléans.

Outre son caractère argileux, le site avait l'avantage d'être clos, proche du BRGM et offrait la possibilité d'un raccordement électrique.

Après quelques sondages de reconnaissance à la tarière à main, un emplacement était retenu et le 18 septembre 1984 une fouille de 1,20m x 1,80m et 0,55 m de profondeur était réalisée. Le site était équipé le 24 septembre et les premiers essais ont débuté le 25 septembre.

Les fortes pluies de la fin du mois de septembre ont provoqué le remplissage de la fouille et l'interruption des essais. Ces essais ont repris le 18 octobre après installation d'une pompe automatique et ont duré jusqu'au 27 novembre.

Une petite cabane à côté de la fouille abritait les équipements suivants :

- l'alimentation électrique,
- le thermomètre électronique,
- le conditionneur pour le capteur (pulse-test),
- le fréquencemètre (doubles anneaux),
- un enregistreur potentiométrique à deux voies.

Deux des quatre grandeurs suivantes pouvaient être enregistrées simultanément :

- charge hydraulique dans le pulse-test,
- position de la lame d'eau des doubles anneaux,
- température du tube du pulse-test ou de l'eau des doubles anneaux.

6.2.1. Méthode du pulse-test

Dix essais ont été réalisés d'une durée variable de 1 à 3 jours. Le tableau suivant résume les principales caractéristiques des essais :

Date	Emplacement et profondeur de mesure	Isolation et enregistrement de température	Durée	Perméabilité à 20°C	Ajustement de la courbe
18.10.84	n° 1 30 à 50 cm	non	23 h	$3,8 \cdot 10^{-9}$ m/s	bon
19.10.84	"	non	64 h	$5,7 \cdot 10^{-10}$ m/s	moyen
22.10.84	"	non	24 h	$4 \cdot 10^{-11}$ m/s	moyen
23.10.84	"	non	24 h	$4 \cdot 10^{-11}$ m/s	moyen
24.10.84	"	oui	46 h	environ $1 \cdot 10^{-10}$ m/s	meuvais
29.10.84	"	oui	48 h	$1,0 \cdot 10^{-10}$ m/s	moyen (courbe lissée)
05.11.84	n° 2 40 à 60 cm	oui	23 h	$7,3 \cdot 10^{-11}$ m/s	moyen
06.11.84	"	oui	24 h	$1,8 \cdot 10^{-10}$ m/s	bon (courbe lissée)
08.11.84	n° 2 45 à 60 cm	oui	23 h	$2,2 \cdot 10^{-10}$ m/s	moyen
26.11.84	n° 3 45 à 105 cm	non	22 h	$6,5 \cdot 10^{-11}$ m/s	moyen

6.2.1.1. Interprétation des essais et problèmes rencontrés

Le calcul de la perméabilité se fait à partir de la formule suivante (cf. § 3.4.2.) :

$$K = \frac{V_e \cdot C_e \cdot \rho_e \cdot g}{\pi \cdot t \cdot \ell}$$

ce qui, après calcul des constantes, se réduit à :

$$K = \frac{V}{t \cdot \ell} \times 1,46 \cdot 10^{-3} \text{ (m/s)}$$

où :

- V est un volume d'eau (m³)

V = V_e + V_s . V_e est le volume d'eau pressurisé et dépend uniquement de la géométrie du système. V_s est le volume équivalent dû à la réaction du système, c'est le volume d'eau qui a la même compressibilité que le système de mesure (capteur, tube, ...).

On peut calculer V_s à partir de la formule $V_s = \frac{\Delta V}{4,6} \times 10^{-6}$ où ΔV est la variation de volume du système pour une variation de pression de 1 m d'eau. De même, V peut être calculé si on peut mesurer le volume d'eau injecté ou soustrait correspondant à une variation de charge donnée.

- t est le temps (s) correspondant à β = 1 sur l'abaque.

- ℓ est la hauteur de la tranche de terrain concernée par la mesure (exprimée en m). Pour tenir compte du fond du trou qui participe à l'infiltration, on définit ici ℓ comme étant la somme h+r avec h = longueur de paroi nue et r = rayon du trou.

Si on veut utiliser les unités plus pratiques, la formule devient :

$$K = \frac{V}{t \cdot \ell} \times 1,46 \cdot 10^{-4} \text{ (m/s)}$$

avec V en litre ; t en seconde et ℓ en cm.

La valeur de t est obtenue en superposant la courbe mesurée H/H₀ en fonction de t aux courbes-types.

La première étape de l'interprétation consiste à définir la charge statique (ou pression d'équilibre) dans le trou de mesure, car les valeurs mesurées ainsi que la surpression initiale sont définies par rapport à cette pression d'équilibre.

Cette pression d'équilibre est la pression vers laquelle tend asymptotiquement la pression dans le système lorsque le temps devient infini.

L'étape suivante consiste à calculer le rapport H/H_0 pour différents temps de mesure avec une progression exponentielle. Le rapport H/H_0 n'ayant pas de dimension cela permet d'utiliser dans les calculs les données brutes exprimées en volt ou mm de papier d'enregistrement.

La superposition de la courbe expérimentale avec les courbes-types n'est pas toujours parfaite et les exemples suivants illustrent les difficultés rencontrées et les solutions pratiques.

1er exemple : essai du 18.10.1984

Ce premier essai a été réalisé immédiatement après foration du trou, entre 35 et 50 cm de profondeur (sous le fond de la fouille). Il a duré 23 h.

La pression d'équilibre est aisée à déterminer, les variations devenant très faibles après 5 h.

H_0 est égal à 1166 mm d'eau et la pression d'équilibre est à 66 mm au-dessus du fond de la fouille.

La variation du rapport H/H_0 en fonction du temps est représentée sur la figure 14.

L'ajustement est correct et conduit à superposer la courbe expérimentale avec la courbe-type $\alpha = 1.10^{-2}$.

$t = 3000$ s pour $\beta=1$ ce qui donne

$$K = 2,7.10^{-9} \text{ m/s}$$

Compte tenu de la température moyenne de l'eau (12,5°C) une correction de viscosité est faite (voir principe § 6.2.2.1.) qui donne :

$$K_{20^\circ\text{C}} = 3,8.10^{-9} \text{ m/s.}$$

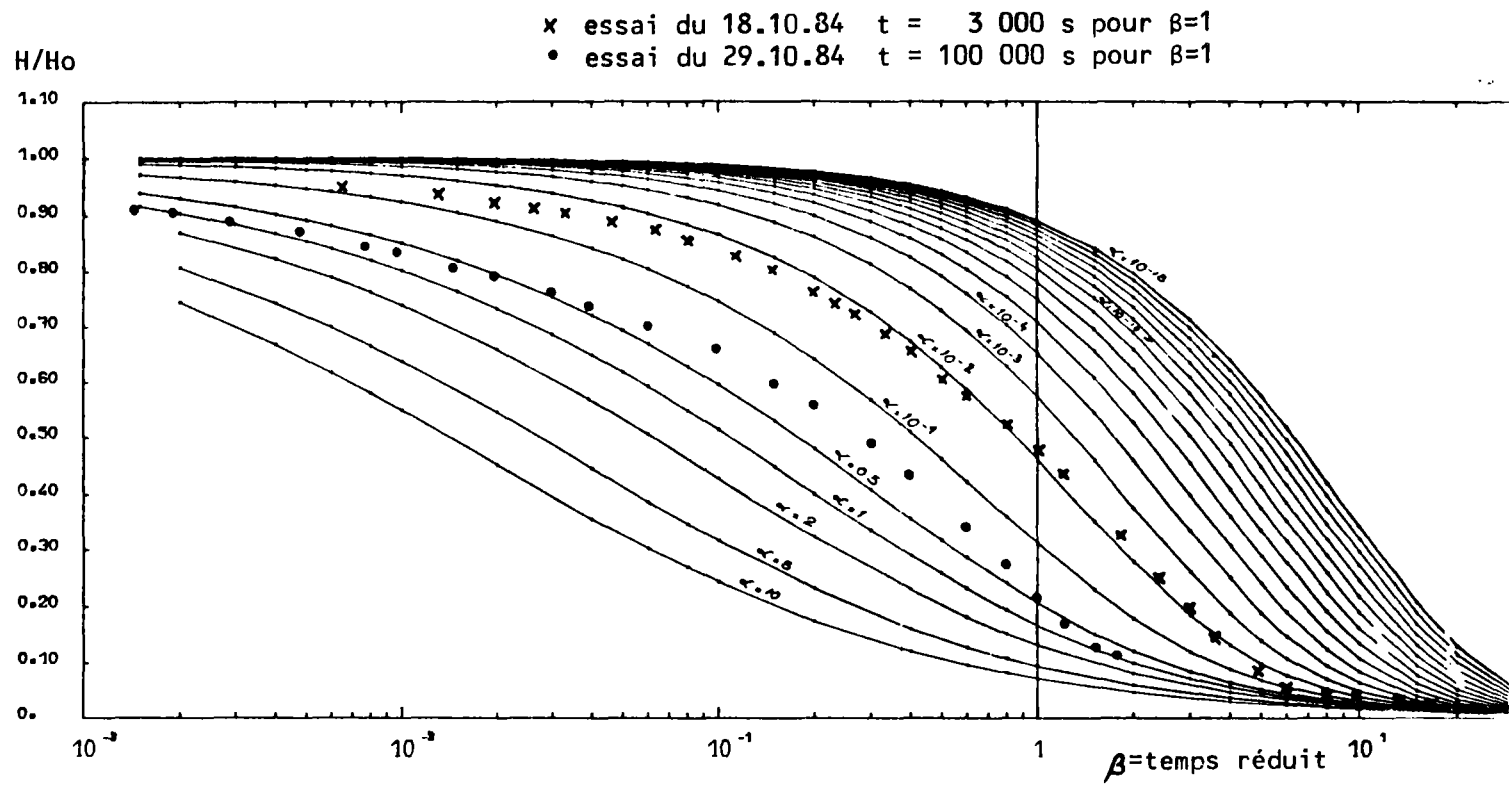


Fig. 14 - Variation du rapport H/H_o en fonction du temps

2ème exemple : essai du 29.10.1984

Ce sixième essai a été réalisé sur le même trou que dans l'exemple précédent. Il a duré 48 h et la partie du tube de mesure au-dessus du sol a été isolée avec de la laine de verre, tandis que la température au contact du tube était enregistrée.

La première difficulté au vu des mesures est que la variation de charge $H(t)$ n'est pas monotone mais subit des variations peu conformes à la théorie en particulier après 24 h de mesure. Les mesures obtenues sont représentées sur la figure 15 avec en abscisse le temps (échelle linéaire) et en ordonnée la charge exprimée en mm de papier d'enregistrement.

Cette courbe mesurée a été lissée pour pouvoir être superposée à une courbe-type.

Sur la figure 16, ont été reportés d'une part l'écart entre la courbe mesurée et la courbe lissée et d'autre part la température du tube de mesure au cours de l'essai.

On observe une corrélation très nette entre l'écart mesuré et la température, ce qui montre que les anomalies observées proviennent essentiellement des variations de température. Cela justifie également l'utilisation d'une courbe lissée pour s'affranchir des variations de température.

Si on étudie plus en détail ces courbes, on voit qu'une augmentation de température s'accompagne d'une diminution de pression. Ce phénomène a été confirmé sur d'autres essais. Il faut en conclure que la variation de volume du tube en acier est plus importante que celle de l'eau dans la configuration utilisée et pour une température de 10°C à 12°C.

L'étape suivante consiste à déterminer une pression d'équilibre en extrapolant la courbe lissée de forme hyperbolique puis à calculer les rapports H/H_0 . La courbe obtenue est représentée sur la figure 14 en superposition des courbes-types.

On voit que l'ajustement est moyen et le temps t pour $\beta=1$ est obtenu en considérant l'ajustement le moins mauvais.

L'écart de la courbe aux courbes-types réside dans la partie initiale où la pression est trop faible et dans la partie moyenne où la pression est au contraire trop forte. Ce comportement se retrouve systématiquement pour 8 des 10 essais réalisés sur ce site, mais n'apparaît pas lors des essais du 1er semestre 1984.

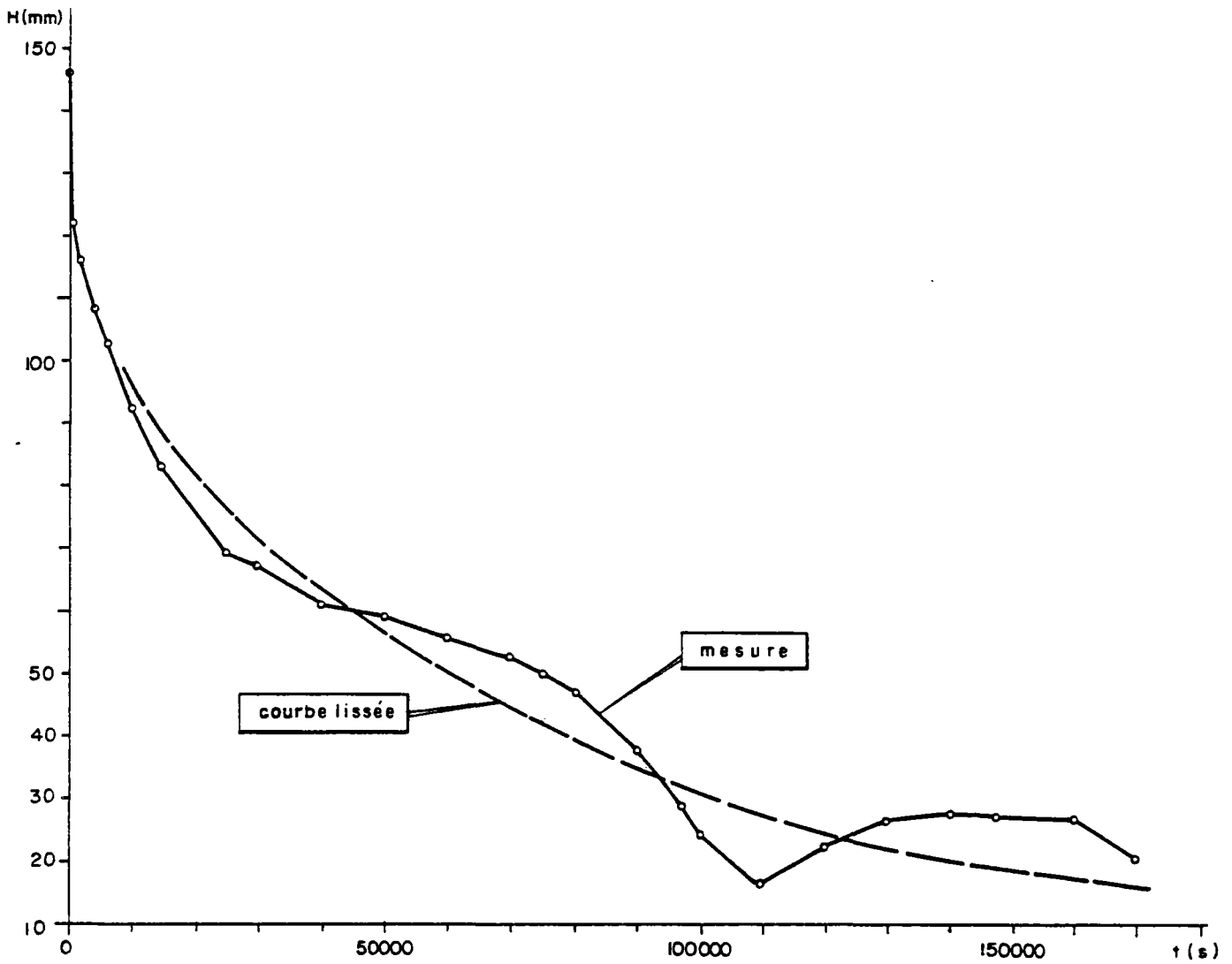


Fig. 15 - Pulse-test - Essai du 29.10.1984

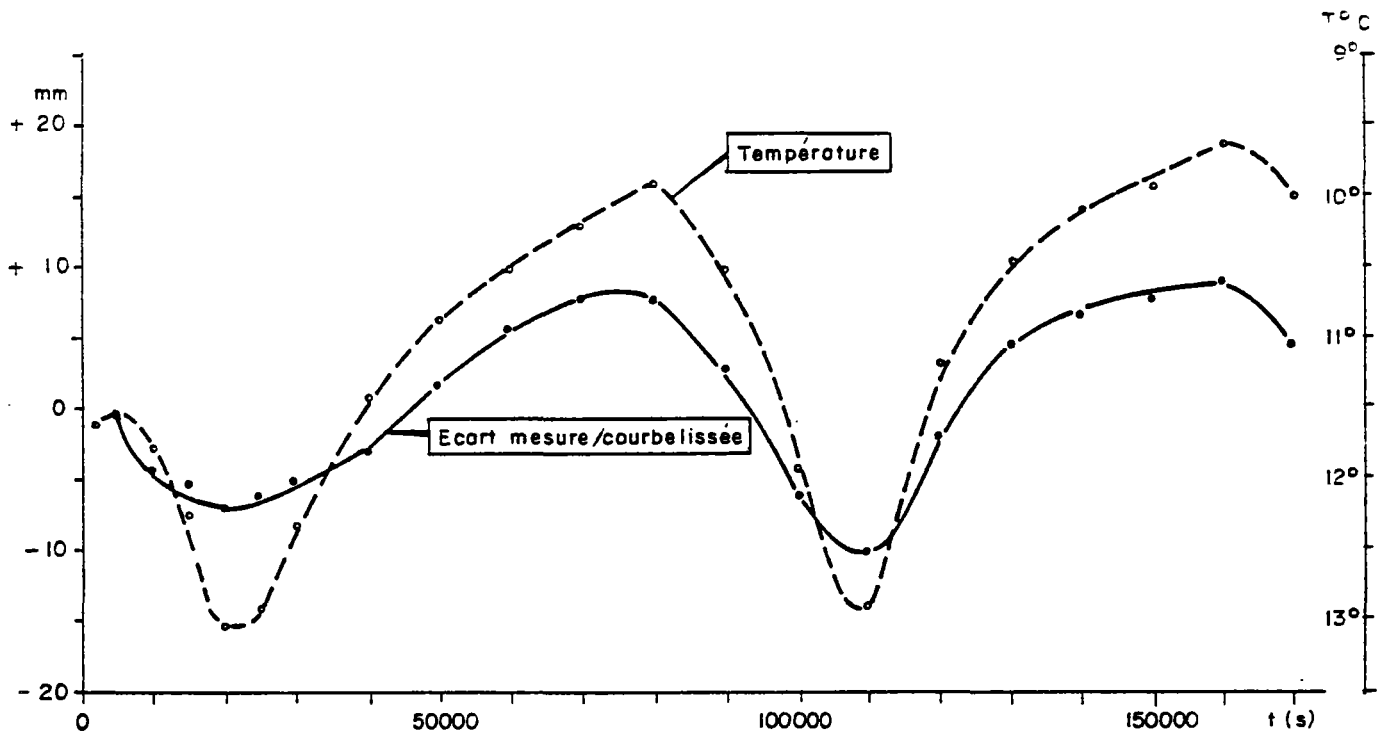


Fig. 16 - Pulse-test - Essai du 29.10.1984

L'ajustement dans la partie finale de la courbe est moins critique car d'une part la mesure est plus sensible aux variations de température, et d'autre part il est toujours possible d'ajuster artificiellement la partie terminale de la courbe en modifiant la pression d'équilibre retenue.

6.2.1.2. Précision des mesures

La valeur de perméabilité mesurée est affectée d'une certaine incertitude qu'il faut essayer d'évaluer. Trois causes principales d'erreurs existent :

- L'erreur sur t : elle provient de l'erreur d'ajustement de la courbe mesurée sur les courbes-types. L'erreur peut être importante si on utilise les données brutes perturbées par les variations de température. Un lissage de la courbe s'impose lorsqu'elle présente des irrégularités. La pression d'équilibre doit être recherchée avec soin et l'allure de la fin de la courbe en coordonnées semi-logarithmiques indique si la pression atteinte est proche ou non de l'équilibre.

La démarche suivante peut être adoptée :

- a) Lissage éventuel de la courbe.
- b) Recherche de la pression d'équilibre et modification éventuelle de cette pression pour obtenir un meilleur ajustement. Si un doute subsiste, on peut tracer trois courbes en faisant varier cette pression d'équilibre de $\pm 0,1 H_0$ par exemple. La courbe retenue sera celle qui présente le meilleur ajustement.
- c) Détermination de t en ajustant au mieux l'ensemble de la courbe.

En procédant ainsi on peut considérer que même pour un ajustement moyen, l'erreur commise reste inférieure à un facteur 2, c'est-à-dire que si la perméabilité mesurée est 4.10^{-10} m/s par exemple, elle est très probablement comprise entre 2 et 8.10^{-10} m/s.

- L'erreur sur V : elle provient essentiellement de l'erreur sur la détermination de la réaction du système (V_S) car le volume d'eau V_e peut être mesuré avec précision.

Cette réaction du système intègre la réaction du capteur, mais aussi celle du tube de mesure ou du terrain qu'il est difficile de calculer a priori.

Le seul moyen de s'affranchir de cette erreur est de mesurer directement V , c'est-à-dire de mesurer la variation de pression pour une injection de volume d'eau connu.

Cette opération est prévue sur les essais futurs.

- Le degré de saturation du terrain

L'évolution des perméabilités mesurées dans le trou n° 1 est significative de ce phénomène. Malgré une saturation de plusieurs jours en surface, le terrain rencontré à 50 cm de profondeur était encore sec et présentait les mêmes petites fissures que le terrain en surface lors du creusement de la fouille. Ces fissures se sont progressivement colmatées avec le gonflement de l'argile. Cela explique les valeurs successives mesurées : $3,8 \cdot 10^{-9}$ m/s, $5,7 \cdot 10^{-10}$ m/s puis $4 \cdot 10^{-11}$ m/s pour terminer avec $1 \cdot 10^{-10}$ m/s.

Les variations ne proviennent pas d'un manque de fiabilité de la méthode, mais résulte d'une modification de l'état de saturation du terrain.

La mesure obtenue doit être interprétée en fonction des conditions de saturation du terrain pour être représentative. Une saturation préalable de quelques jours avec un tubage provisoire, lorsque la saturation n'est pas certaine, permet d'éviter ces inconvénients.

Mis à part les deux premiers essais, les autres essais donnent des valeurs comprises entre $4 \cdot 10^{-11}$ m/s et $2 \cdot 10^{-10}$ m/s, c'est-à-dire dans un rapport de 1 à 5.

6.2.2. Méthode des doubles anneaux

6.2.2.1. Interprétation de la mesure

Le principe du calcul de la perméabilité est très simple : on considère que le gradient sous l'infiltromètre est égal à 1 et dans ce cas $K = U$ où U est la vitesse de Darcy ou encore la vitesse de variation de la hauteur de la lame d'eau.

Les mesures précédentes avaient montré la nécessité d'éliminer l'importance du phénomène perturbateur le plus important : la variation de température. Le principe de la correction consiste à tenir compte de la variation de hauteur de la lame d'eau dans l'anneau en fonction de la température.

Une correction poussée devrait prendre en compte la dilatation de l'eau, de l'anneau en acier, du système de mesure, du terrain et les mouvements relatifs du terrain et de l'anneau.

Une telle correction étant trop complexe à réaliser, une correction simplifiée a été utilisée. Elle prend en compte la dilatation de la lame d'eau et de l'anneau en acier au-dessus de la surface du sol.

La variation relative apparente de la hauteur de la lame d'eau est représentée par la courbe de la figure 17.

Cette courbe est obtenue à partir de la courbe représentant le volume d'1 kg d'eau en fonction de la température. A cette première courbe est soustraite la variation de volume d'un cylindre en acier ($\alpha = 18.10^{-6}$) de volume 1 l.

Le coefficient β représente ainsi la hauteur apparente de la lame d'eau dans le cylindre, par rapport à un repère sur la paroi du cylindre. C'est la variation de hauteur telle qu'elle est détectée par le flotteur. Par commodité, cette hauteur de lame d'eau est égale à 1 à la température de 7,5°C.

Une autre correction qu'il est possible de faire est la correction de viscosité. La viscosité de l'eau variant du simple au double entre 25° et 0°C, il peut être avantageux d'en tenir compte et d'exprimer la perméabilité à une température de référence par exemple 20°C.

La figure 18 représente la viscosité relative de l'eau en fonction de la température, par rapport à 20°C.

Dans la pratique, le calcul de la perméabilité se fait de la façon suivante :

- a) Tracer les points représentant la fréquence mesurée en fonction du temps.
- b) Correction de température :
 - soit L la hauteur de la lame d'eau dans l'anneau central (en mm)
 - soit T_0 la température de référence (la correction sera nulle pour cette température) et β_0 le coefficient lu sur la courbe de correction (fig. 17).

$$L_0 = L \times \beta_0$$

Pour toute température T_n on aura

$$L_n = L \times \beta_n$$

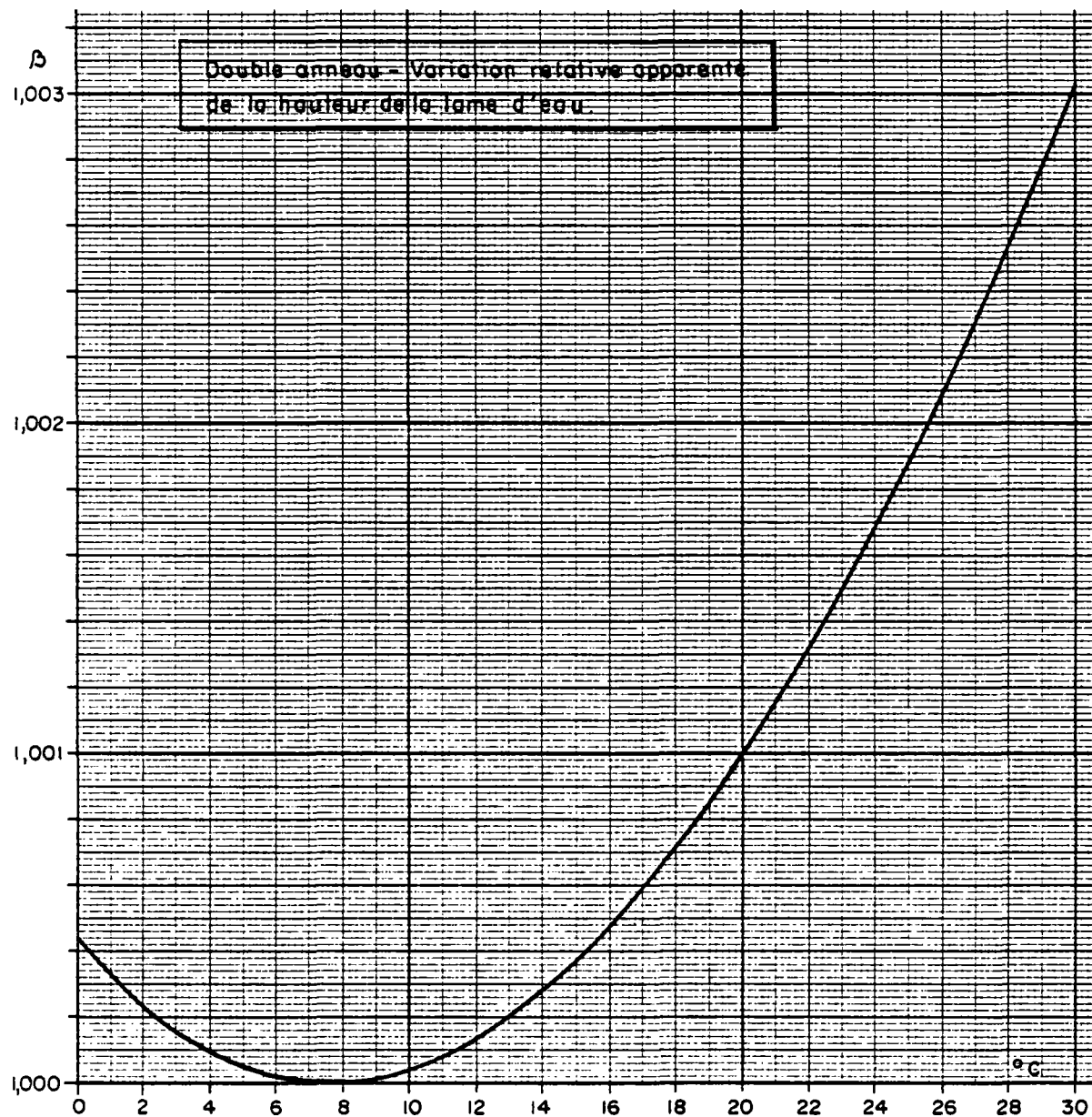


Fig. 17

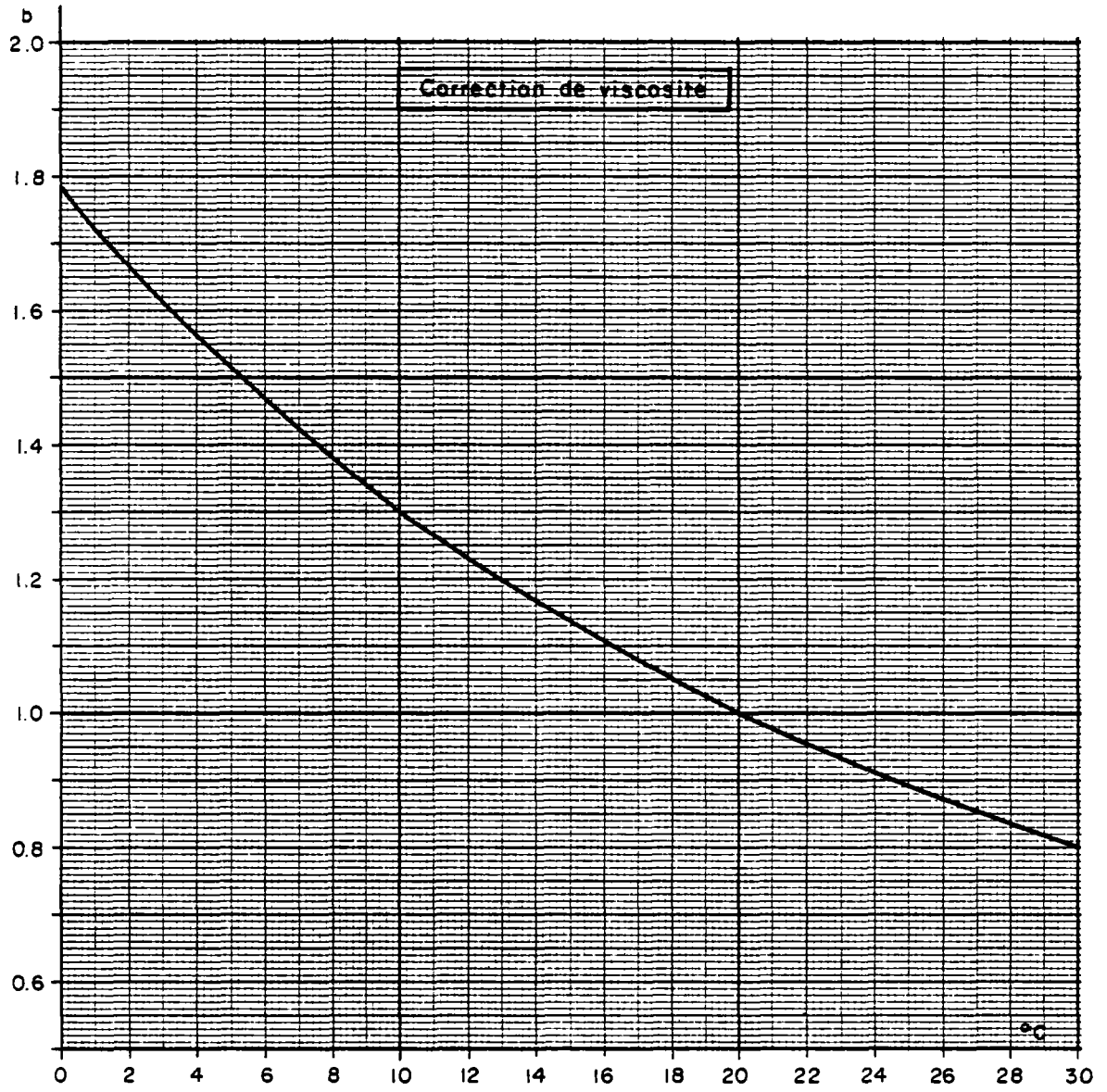


Fig. 18

La correction C_n (en Hz) est obtenue de la façon suivante :

$$C_n = (L_0 - L_n) \times 2630 = (\beta_0 - \beta_n) \times 2630 \times L$$

2630 est une constante propre à l'appareillage utilisé.

Cette correction est à appliquer à toute fréquence mesurée à la température T_n .

c) Calcul de l'infiltration :

Tracer une droite reliant les points corrigés et mesurer la pente a (en Hz/mn).

L'infiltration en m/s est donnée par :

$$I = a \times 6,33 \times 10^{-9}.$$

d) Correction de viscosité :

La perméabilité à 20°C est donnée par la relation :

$$K_{20^\circ\text{C}} = I \times b$$

Le coefficient b est lu sur la courbe (fig. 18) en prenant la température moyenne de l'eau pendant l'essai.

Le calcul de la perméabilité avec les différentes corrections peut être réalisé automatiquement sur ordinateur.

On pourra utiliser dans ce cas les équations approchées suivantes pour les courbes de correction.

Correction de lame d'eau :

$$\beta = 1 + 7,1 \cdot 10^{-6} (T-7,5)^2 - 5,3 \cdot 10^{-8} (T-7,5)^3.$$

Correction de viscosité :

$$b = e^{[2,44 \cdot 10^{-2}(20-T) + 1,8 \cdot 10^{-4}(20-T)^2 + 2,5 \cdot 10^{-6}(20-T)^3]}$$

La correction de lame d'eau n'est nécessaire que pour les faibles perméabilités. Compte tenu de l'isolation qui ralentit les variations thermiques, on peut considérer que cette correction est tout à fait négligeable entre 0°C et 15°C pour des perméabilités supérieures à $1 \cdot 10^{-8}$ m/s et à 25°C pour des perméabilités supérieures à $5 \cdot 10^{-8}$ m/s.

6.2.2.2. Les essais réalisés

Onze essais ont été réalisés avec une durée variable allant jusqu'à 5 jours. Les principales caractéristiques de ces essais sont les suivantes :

Date	Durée	Localisation	Enregistrement de température	Perméabilité mesurée à 20°C
25.09.84	4 h	fond de fouille	non	mesure non interprétable (voir texte)
01.10.84	4 h			
18.10.84	22 h			
19.10.84	24 h			
22.10.84	24 h			
23.10.84	24 h			
26.10.84	66 h	surface	oui	$2,3 \cdot 10^{-10}$ m/s
31.10.84	119 h			non interprétable
07.11.84	25 h			$2,6 \cdot 10^{-9}$ m/s
12.11.84	95 h			non interprétable
26.11.84	28 h			non

Les six premiers essais ont eu lieu dans la fouille.

Aucun des essais n'a pu être interprété, tous les enregistrements indiquant une remontée de la lame d'eau.

L'explication de ce phénomène réside dans l'existence d'un niveau statique (= pression d'équilibre) de l'eau au-dessus du fond de la fouille.

Ce phénomène est confirmé par les enregistrements du pulse-test qui montre des pressions d'équilibre qui se situent jusqu'à 20 ou 30 cm au-dessus du fond de la fouille.

Dans ces conditions, le gradient est inversé dans le terrain et l'infiltration naturelle n'est pas possible.

Ce phénomène constitue une des limites d'utilisation de la méthode des doubles anneaux.

Les cinq derniers essais ont été réalisés en surface sur une couche d'argile constituée du matériau extrait de la fouille. Les résultats ne sont donc pas représentatifs du matériau en place.

Deux des essais n'ont pas été interprétés : il s'agit des essais du 31.10.84 et du 12.11.84 qui présentent des phases de descente et de remontée de la lame d'eau. Les essais du 26.10.84 et du 26.11.84 sont détaillés ci-après à titre d'exemple.

Essai du 26.10.1984

La lame d'eau est de 80 mm. Sur la figure 19, sont représentées la température de l'eau, la fréquence mesurée et la fréquence corrigée en fonction du temps. La température de référence est de 10,7°C et la correction maximale est de -17 Hz pour 12,3°C.

La droite ajustée sur les points corrigés conduit à une infiltration de $1,86 \cdot 10^{-10}$ m/s, soit $K = 2,3 \cdot 10^{-10}$ m/s à 20°C.

Essai du 26.11.1984

La lame d'eau est de 80 mm. La température n'a pas été enregistrée. Elle a été mesurée en début d'essai (9,7°C) et en fin d'essai (6°4) ce qui donne une correction de 3 Hz qu'on peut négliger.

Les fréquences mesurées en fonction du temps sont reportées sur la figure 20. L'ajustement d'une droite conduit à une perméabilité à 20°C de $2,7 \cdot 10^{-9}$ m/s.

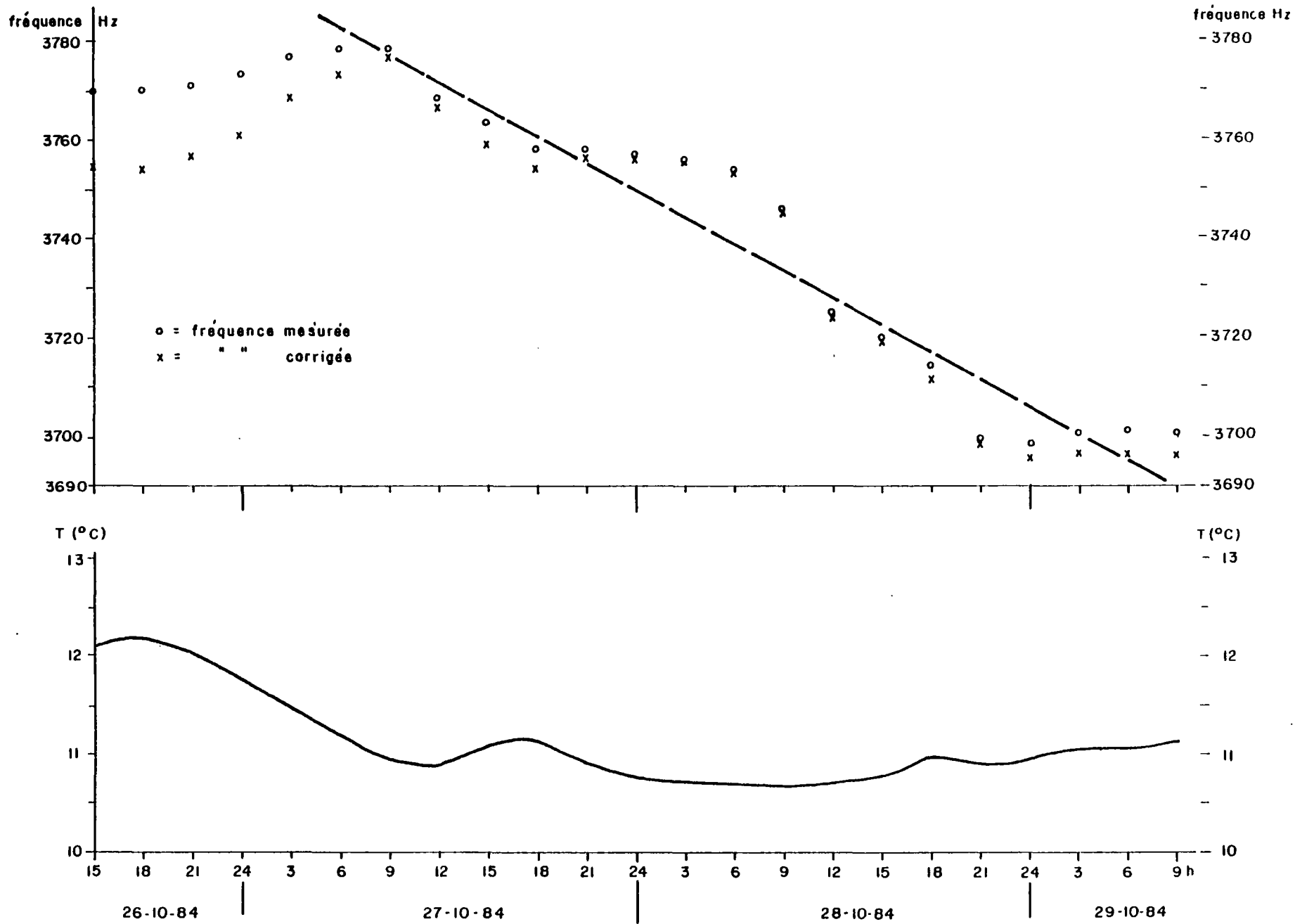


Fig. 19 - Doubles anneaux - Essai du 26.10.1984

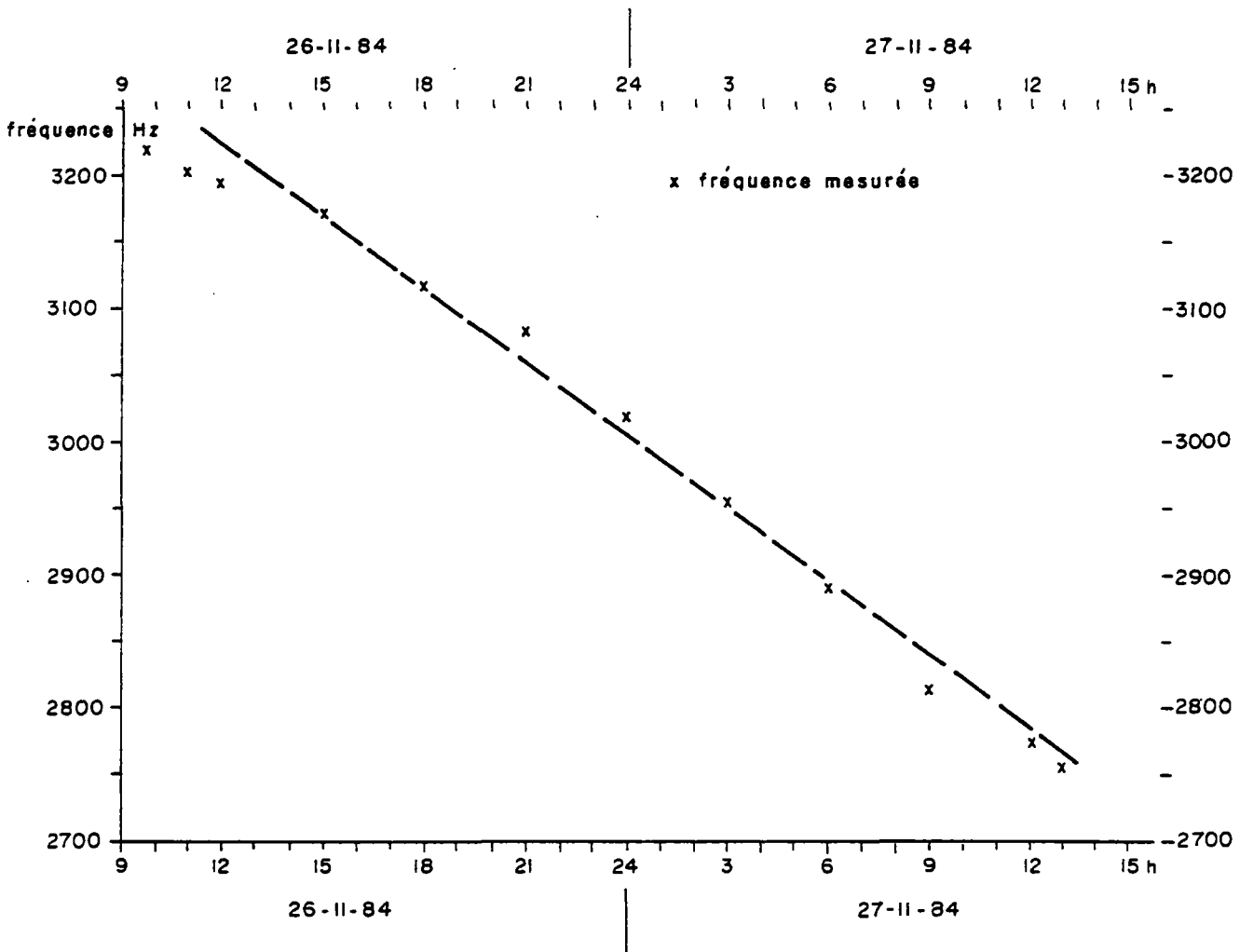


Fig. 20 - Doubles anneaux - Essai du 26.11.1984

6.2.3. Mesure en laboratoire

Un échantillon intact a été prélevé en fin d'expérimentation à environ 20 m sous le fond de la fouille pour mesure en laboratoire, avec un perméamètre à charge variable. Cinq essais successifs ont été conduits sur le même échantillon sur une durée de 10 jours.

Les résultats sont les suivants :

<u>Date (janvier 1985)</u>	<u>Perméabilité mesurée (m/s)</u>
18-19	$3,75 \cdot 10^{-10}$
19-21	$1,94 \cdot 10^{-10}$
21-22	$7,4 \cdot 10^{-11}$
22-23	$7,3 \cdot 10^{-11}$
24-28	$7,3 \cdot 10^{-11}$

On note une diminution avec le temps puis une stabilisation de la valeur mesurée qui traduit une phase de saturation initiale de 3 jours environ.

La valeur finale est du même ordre de grandeur que les valeurs mesurées in situ avec la méthode du pulse-test.

6.3. AUTRES ESSAIS

A la demande de clients privés, d'autres essais ont été réalisés avec la méthode des doubles anneaux au cours du 2ème semestre 1984. Les résultats sont présentés brièvement ci-dessous.

6.3.1. Essais en Haute-Loire

Six essais ont été faits les 4 et 5 septembre 1984 sur un site argileux (argile du Sannoisien). Par ailleurs, des essais en laboratoire ont été réalisés avec un perméamètre à charge variable sur des échantillons prélevés à l'emplacement de la mesure.

Les résultats des mesures sont les suivants :

Point de mesure	1	2	3	4	5	6
Profondeur (cm)	60	60	80	70	90	85
Nature du matériau	argile noire sableuse	argile verte	argile plastique noire	argile brune à verte sableuse	argile noire plastique	argile noire sableuse
Perméabilité in situ à 20°C	$1,15 \cdot 10^{-7}$ m/s	$4,6 \cdot 10^{-9}$ m/s	$8,0 \cdot 10^{-9}$ m/s	$2,2 \cdot 10^{-9}$ m/s	$6,1 \cdot 10^{-9}$ m/s	$3,0 \cdot 10^{-7}$ m/s
Perméabilité mesurée en laboratoire	0,5 à 2 10^{-9} m/s	2,5 à 5 10^{-9} m/s	2 à 3 10^{-10} m/s	-	2,5 à 6 10^{-10} m/s	0,6 à 1 10^{-10} m/s

Les fréquences corrigées en fonction du temps sont reportées sur les figures 21 et 22. Les durées d'essais sont relativement courtes, mais on peut considérer qu'un régime stationnaire était atteint car dans tous les cas les deux anneaux avaient été mis en place au minimum une quinzaine d'heures avant la mesure.

6.3.2. Essais en Gironde - Site A

Les 27 et 28 septembre 1984 ont été réalisés trois essais sur une argile éocène au fond d'une carrière d'argile. La saturation a été assurée par une submersion des emplacements de mesure pendant 12 jours. Les caractéristiques des essais et les résultats obtenus sont les suivants :

N° essai	Durée	Perméabilité à 20°C
1	2 h	$1,6 \cdot 10^{-9}$ m/s
2	15 h	$4,5 \cdot 10^{-9}$ m/s
3	3 h 10 mn	$< 1 \cdot 10^{-9}$ m/s

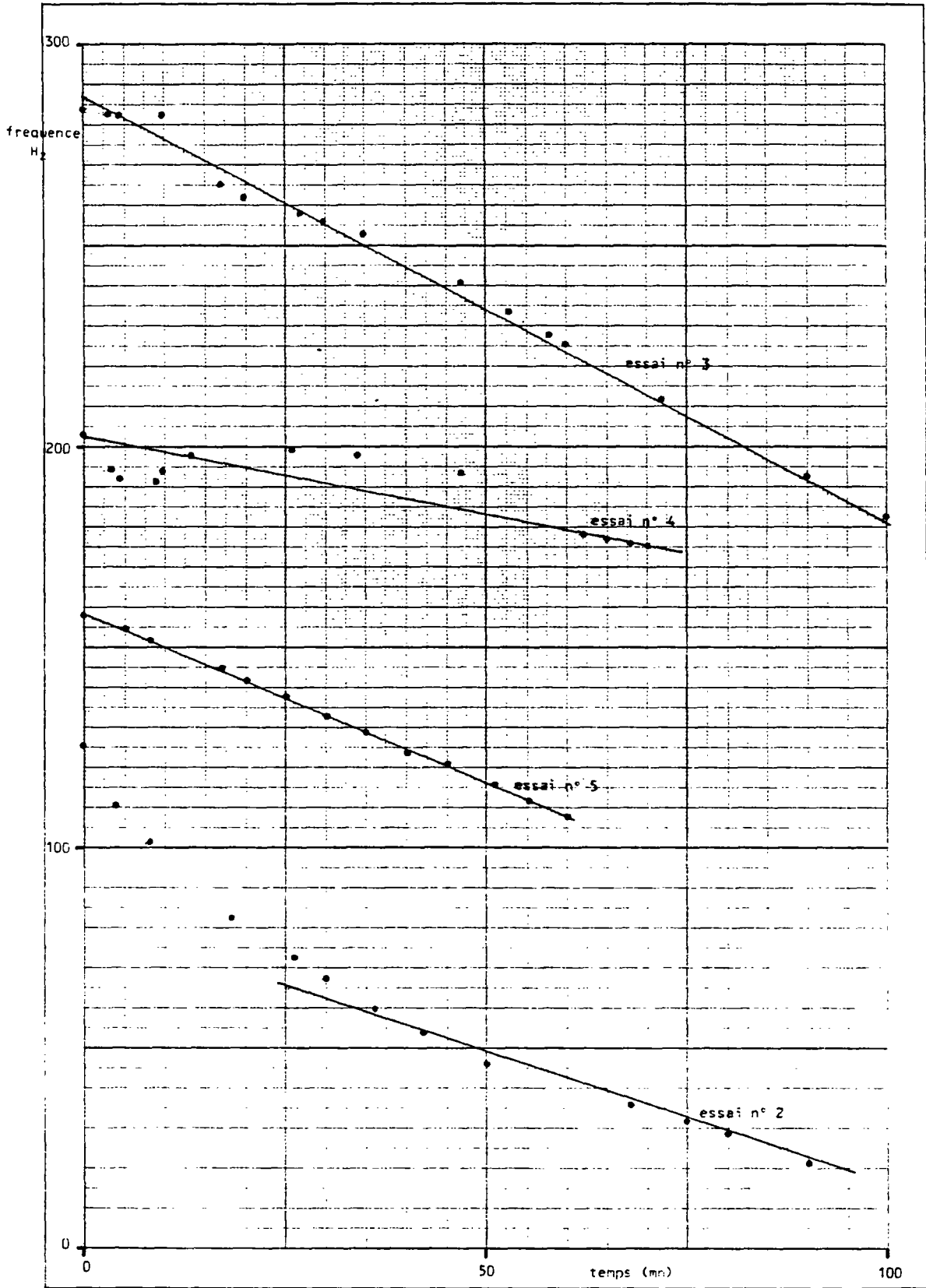


Fig. 21 - Essais réalisés en Haute-Loire

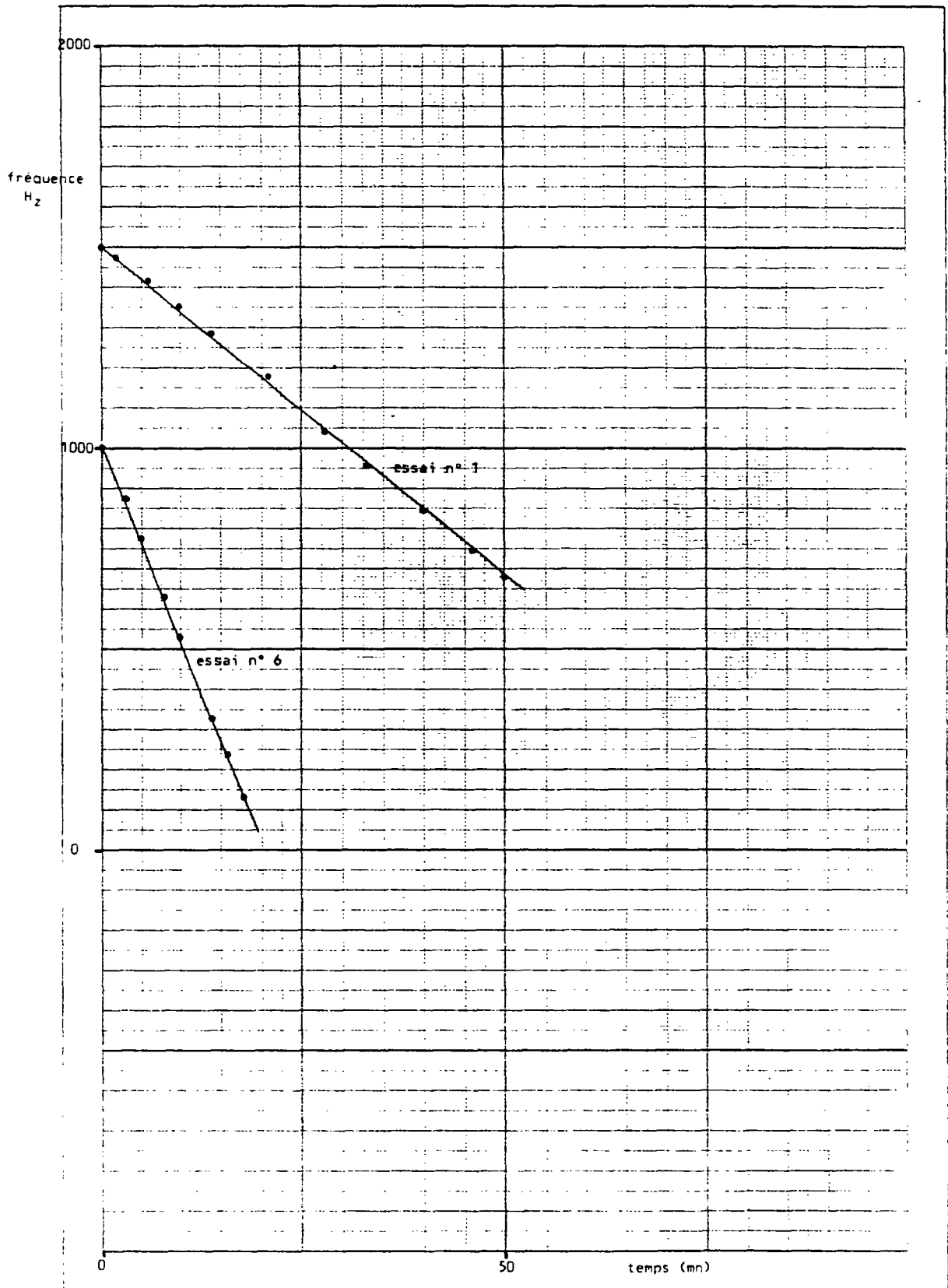


Fig. 22 - Essais réalisés en Haute-Loire

Pour l'essai n° 3, aucune infiltration significative n'a pu être mise en évidence après correction de température (voir figure 23). Une perméabilité inférieure à 1.10^{-9} m/s a donc été annoncée.

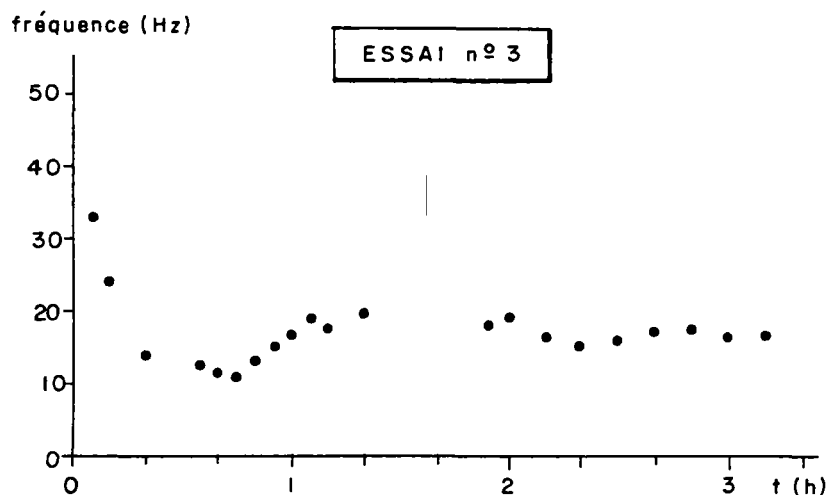


Fig. 23 - Essais en Gironde - Site A

6.3.3. Essais en Gironde - Site B

Six essais ont été effectués les 20 et 21 novembre 1984 dans une carrière sur un substratum argileux à sablo-argileux avec des graves. La saturation préalable des emplacements était d'environ trois semaines.

Les caractéristiques des essais sont les suivantes :

N° essai	Durée	Nature du matériau	Perméabilité mesurée à 20°C
1	126 mn	argile limoneuse	$\leq 1.10^{-9}$ m/s
2	120 mn	argile	$2,2.10^{-9}$ m/s
3	120 mn	argile	1.10^{-9} m/s
4	120 mn	limon argileux	$9,7.10^{-9}$ m/s
5	3 h 25 mn	argile	$\leq 1.10^{-9}$ m/s
6	20 mn	cailloutis dans matrice sablo-argileuse	$2,4.10^{-9}$ m/s.

Pour trois des essais, la perméabilité a été estimée inférieure à 1.10^{-9} m/s, la durée de mesure étant trop faible pour annoncer un chiffre significatif.

7. CONCLUSIONS

Les deux méthodes finalement retenues, la méthode des doubles anneaux et la méthode du pulse-test, apparaissent toutes les deux adaptées à la mesure de perméabilités jusqu'à 1.10^{-9} m/s ce qui était l'objectif de la recherche.

Elles ont cependant chacune leurs avantages et inconvénients propres qui sont résumés dans le tableau ci-dessous.

	Méthode des doubles anneaux	Méthode du pulse-test
Domaine d'utilisation	Toute roche meuble ou dure avec des perméabilités comprises entre 1.10^{-5} et 1.10^{-9} m/s. Mesure sur une surface plane. Inutilisable sous le niveau statique.	Roche plastique. Perméabilité comprise entre 1.10^{-7} et 1.10^{-11} m/s. Mesure jusqu'à 2 ou 3 m de profondeur, possible sur des surfaces inclinées.
Caractéristiques mesurées	Perméabilité verticale.	Perméabilité dans un plan perpendiculaire à l'axe du sondage.
Durée de la mesure	pour 1.10^{-8} m/s : environ 1 heure* pour 1.10^{-9} m/s : 3 à 4 heures de mesure effective + quelques heures de saturation avec les deux anneaux en place*	Variable car dépendant de l'épaisseur testée et des caractéristiques du matériel. Ordres de grandeur : 1.10^{-9} m/s : 4 à 12 h* 1.10^{-10} m/s : 1 à 4 jours*
Mise en oeuvre	Simple, rapide, méthode utilisable par une seule personne.	Simple, rapide, méthode utilisable par une seule personne.
Interprétation des résultats	Immédiate pour des perméabilités supérieures à 1.10^{-8} m/s Nécessite de faire des corrections de température pour des perméabilités plus faibles.	Relativement complexe. Nécessite une certaine expérience de la part de l'opérateur.

* plus une saturation de quelques jours si nécessaire.

En ce qui concerne la précision du résultat, il faut bien distinguer la précision de la mesure qui dépend de la méthode et de l'appareillage utilisé, et la représentativité de la mesure.

A l'intérieur des domaines d'utilisation, la précision de la mesure est variable, depuis quelques % dans les meilleurs cas jusqu'à un facteur 2 dans les cas extrêmes.

Cette précision est suffisante et certainement inférieure à l'incertitude qui provient d'une part de la dispersion des valeurs liée à l'hétérogénéité naturelle, d'autre part à la variation de perméabilité en fonction du degré de saturation. Ce dernier phénomène est critique pour un matériau comme l'argile et doit être pris en compte.

PRINCIPALES RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- BARRÉS (M.), LALLEMAND-BARRÉS (A.), VALENTIN (J.) 1981 .- Etude documentaire sur la mise en décharge de déchets industriels. Contribution à l'évaluation des paramètres suivants : perméabilités, pouvoir épurateur du sol, bilans hydriques, prévention et contrôle des eaux .- Rapport BRGM 81 SGN 447 ENV.
- BARRÉS (M.), BROSSIER (G.), LALLEMAND-BARRÉS (A.), SAUTER (M.) 1984 .- Expérimentation et mise au point d'une méthodologie d'évaluation des faibles perméabilités adaptée à la mise en décharge de déchets industriels spéciaux .- Rapport BRGM 84 SGN 070 EAU - janvier 1984.
- BARRÉS (M.), BEAUDUC (P.), BROSSIER (G.), SAUTER (M.) .- Expérimentation et mise au point d'une méthodologie d'évaluation des faibles perméabilités adaptée à la mise en décharge de déchets industriels spéciaux .- Compte rendu d'avancement au 30 juin 1984 .- Note technique n° EAU 84/14.
- BOUWER (H.) 1961 .- A double tube method for measuring hydraulic conductivity of soil in situ above water table .- Soil science society proceedings 1981, pp. 334-339.
- BOUWER (H.) 1962 .- Field determination of hydraulic conductivity above a water table with the double tube method .- Soil science society proceedings 1962, pp. 330-335.
- BOUWER (H.) 1964 .- Measuring horizontal and vertical conductivity of soil with the double-tube method .- Soil science society proceedings 1964, pp.19-23.
- BOUWER (H.) 1964 .- Simplified procedure for calculation of hydraulic conductivity with the double tube method .- Soil science society proceedings 1964, pp. 183-184.
- BREDEHOEFT (J.D.), PAPADOPULOS (S.S.) 1980 .- A method for determining the hydraulic properties of tight formations .- Water resources research, vol. 16, n° 1, pp. 233-238, Feb. 1980.
- CASTANY (G.), MARGAT (J.) 1977 .- Dictionnaire français d'hydrogéologie .- BRGM, 1977.
- MARSILY (G. de) 1981 .- Hydrogéologie quantitative .- Masson, 1981.
- MARTELAT (M.) 1983 .- Détermination des faibles perméabilités in situ. Développement de technologies en vue de l'exploitation des méthodes d'injection à niveau constant. Méthode de Muntz - Méthode Nasberg Terletskata .- Rapport BRGM 83 SGN 862 RHA.
- NEUZIL (C.E.) 1982 .- On conducting the modified "slug" test in tight formations .- Water resources research, vol. 18, n° 2, pp. 439-441, April 1982.
- PETIT (V.), VAUBOURG (P.) 1982 .- Détermination des caractéristiques hydrodynamiques des milieux aquifères peu perméables. Slug-test et pulse-test .- Rapport BRGM 82 SGN 943 EAU.
- ROBERTS (D.W.), NICHOLS (M.A.) 1981 .- Methods of soil hydraulic conductivity. Determination and interpretation .- Proceedings of the seventh annual research symposium on land disposal .- Hazardous wastes, pp. 43-57, U.S. EPA-600/9.81.0026.