
ANNEXES

Annexes - Exemples d'interprétation	121
Annexe A : Premier exemple d'essai de perméabilité dans un piézomètre et ses diverses interprétations - essai G3 de Vonhof (1975)	123
Annexe B : Second exemple d'essai de perméabilité dans un piézomètre et ses diverses interprétations - essai de Chateauguay	131
Annexe C : Exemple de pompage et de remontée après pompage, nappe captive	137
Annexe D : Exemple de frontière imperméable, aquifère à nappe captive	141
Annexe E : Exemple de frontière de recharge détectée par plusieurs piézomètres	143
Annexe F : Détection de court-circuit hydraulique par la phase remontée après pompage	147
Liste de mots clés	155

ANNEXE A

Premier exemple d'essai de perméabilité dans un piézomètre
et ses diverses interprétations

Essai G3 de Vonhof (1975)

Présentation

Pendant le développement de trois puits, Vonhof (1975) a réalisé des essais successifs qu'il a nommés «slug tests». L'essai G3 est choisi pour illustrer les méthodes d'interprétation des «slug tests» (qui donnent T et S) et des essais de perméabilité (qui donnent K seulement). Le puits d'observation G a été installé dans un aquifère à nappe captive (zone de sable glaciaire sous un till) dans le sud-est de la Saskatchewan. Un trou de forage a été réalisé jusqu'à 21,34 m de profondeur pour déterminer la stratigraphie et choisir la zone à crépiner : il a traversé une couche de till de la surface à 15,24 m, puis une couche de sable. Le puits a été installé à 3 m du forage d'exploration : son diamètre n'est pas spécifié. Deux sections de crépines (diamètre 10,16 cm = 4,0 po. et longueur 1,22 m = 4 pi.) en acier inoxydable, ayant des fentes de 0,31 et 0,38 mm ont été assemblées et installées entre 15,24 et 17,68 m de profondeur. Le tubage au-dessus de la crépine a un diamètre extérieur de 16,83 cm = 6,625 po. L'espace annulaire a été rempli d'un coulis de bentonite-ciment, et un délai de 24 heures a été observé pour la prise. Il est vraisemblable que 8,625 po. soit le diamètre extérieur du tubage utilisé (8 po. nominal) pour forer le puits. Le niveau d'eau statique dans le tuyau était voisin de la surface du terrain naturel : Vonhof l'a utilisé comme niveau piézométrique pour les essais successifs pendant le développement. L'essai G3 a été réalisé après 30 minutes de développement à l'air et 30 minutes de développement par lançage.

Vonhof (1975) a fourni des courbes détaillées de H/H_i versus $\log t$, et il a interprété les données par la méthode de Cooper *et al.* (1967). Le Tableau A1 présente les données de l'essai G3 et tous les calculs nécessaires pour les différentes méthodes d'interprétation. Les valeurs $H(t)$ ont été enregistrées par un appareil à flotteur. On doit noter que les valeurs de H dans le Tableau A1 sont en fait des rapports H/H_i . La valeur de H_i n'est pas fournie dans l'article, mais elle n'est pas nécessaire pour faire les interprétations. D'après les dimensions du cylindre d'aluminium utilisé pour déplacer l'eau, H_i serait voisin de 30 cm, et donc une valeur $H = 91,4$ dans le Tableau A1 signifie 91,4% de H_i soit 27 cm environ.

Le Tableau A1 des données et les Figures A1 à A6 sont fournis à la fin de l'Annexe A.

L'interprétation de Vonhof (1975) selon la méthode de Cooper *et al.* (1967)

La meilleure superposition (Figure A1) selon Vonhof (1975) est pour $\alpha = 10^{-3}$. Les courbes types de Cooper *et al.* (1967) pour différentes valeurs de α sont données par la Figure A2. On trouve le coefficient d'emmagasinement, S, par l'équation 2.19 en sachant que $\alpha = 10^{-3}$:

$$[2.19] \quad \alpha = S (D/d)^2$$

On rappelle que D est le diamètre de la lanterne ou zone d'injection, et d est le diamètre intérieur du tuyau dans lequel on mesure la variation du niveau d'eau. Les valeurs de D et d ne sont pas fournies par Vonhof (1975). On suppose que la zone d'injection a le même diamètre que le forage, soit $D = 21,91$ cm (8,625 po.), et que le tube de diamètre extérieur 16,83 cm (6,625 po.) a un diamètre intérieur $d = 15,56$ cm (6,125 po.). Il en résulte que $S = 5,0 \times 10^{-4}$. Ceci est en accord avec l'information selon laquelle l'aquifère est à nappe captive.

Note : Compte tenu du développement, il est possible que D soit supérieur au diamètre du trou foré (effets pariétaux, zones adjacentes à la crépine délavées de leurs fines). Plus le développement est efficace, plus la valeur de c dans l'éq.2.1 augmente, plus l'essai est rapide. En conservant la même valeur de D pour calculer les essais successifs pendant un développement, on conserve la même valeur de c (ce qui est erroné) et on tire de l'essai une valeur apparente de K qui augmente avec le succès du développement, mais qui n'est pas la vraie valeur de l'aquifère.

On trouve la transmissivité de l'aquifère, T , par l'éq.2.20, en prenant des points superposés dans les Figures A1 et A2 :

$$[2.20] \quad \beta = 4Tt/d^2 = 4Kbt/d^2$$

On rappelle que b est l'épaisseur de l'aquifère, et t le temps écoulé depuis le début de l'essai. Vonhof (1975) a choisi son point de superposition à un rapport $H/H_i = 70\%$: on lit sur la courbe expérimentale $t = 10$ s, alors que sur la courbe théorique ($\alpha = 10^{-3}$), on lit $\beta = 0,57$. Il en résulte que :

$$T = \beta d^2 / 4t = (0,57 \times 15,56^2) / (4 \times 10) = 3,45 \text{ cm}^2/\text{s}$$

Cette valeur ne coïncide pas avec celle de Vonhof (1975) qui donne sans explications ni calculs une valeur $T = 6,82 \text{ cm}^2/\text{s}$. Pour retrouver cette dernière valeur, il faut considérer que le tuyau d'injection a un diamètre intérieur $d = 21,91$ cm (8,625 po.), ce qui donne :

$$T = \beta d^2 / 4t = 0,57 \times 21,91^2 / 4 \times 10 = 6,84 \text{ cm}^2/\text{s}$$

Il apparaît donc que Vonhof a confondu les diamètres d et D .

Note : La méthode de Cooper *et al.* (1967) n'est pas applicable au sens strict à cet essai, parce que le puits pénètre partiellement l'aquifère : la zone d'injection a une longueur $L = 2,44$ m environ alors que l'aquifère a une épaisseur $b \geq 9,15$ m, estimée selon la distance entre la fin du forage d'exploration et le toit de l'aquifère.

Interprétation par les méthodes de Bouwer et Rice (1976) ou Hvorslev (1951)

Comme on l'a vu au chapitre 2, la méthode de Hvorslev et celle de Bouwer et Rice sont équivalentes, leur seule différence étant la valeur du coefficient de forme de la zone d'injection. On a vu que la méthode de Hvorslev, dans le cas d'une pénétration totale d'aquifère, se ramenait à l'équation de Dupuit ou de Thiem pour les puits en régime permanent (effets de S considérés négligeables) : on l'utilise avec un coefficient $\ln(R_0/r_w)$ égal à 5 en moyenne.

La méthode de Bouwer et Rice (1976) permet de tenir compte d'une pénétration partielle pour un aquifère à nappe libre ou à nappe captive. Dans ce dernier cas, qui est celui du puits G, on doit

considérer que d' est la distance verticale entre la base de la lanterne et le toit de l'aquifère, ici égale à L (crépine installée sous le toit de l'aquifère) :

$$[2.18] \quad \ln (R_0/r_w) = \{ [1,1/ \ln (d'/r_w)] + (r_w/L) [A + B \ln [(b-d')/r_w]] \}^{-1}$$

En prenant $b=9,15$ m, $L=d'=2,44$ m, $D=2r_w=21,91$ cm, on trouve $L/r_w=244/6,99=22,28$, ce qui d'après sur la Fig. 2.3 donne $A = 2,3$ et $B = 0,4$. Il en résulte :

$$\ln (R_0/r_w) = \{ [1,1/ \ln (244/10,95)] + (10,95/244) [2,3 + 0,4 \ln [671/10,95]] \}^{-1} = 1,881$$

On a vu que Bouwer et Rice (1976) utilisent l'éq.2.5, mais avec un coefficient c défini par :

$$[2.16] \quad c = 2\pi L / \ln (R_0/r_w)$$

$$\text{qui donne :} \quad c = 2\pi \times 244 / 1,881 = 815 \text{ cm}$$

Comparons cette valeur à celle fournie par l'éq.2.11 de l'essai Lefranc (cas $L/D \geq 4$, $L=244$ cm et $D=21,91$ cm), valable pour un aquifère d'épaisseur et de dimensions infinies :

$$[2.11] \quad c = 2\pi L / \ln (2L/D)$$

$$\text{qui donne :} \quad c = 2\pi \times 244 / \ln (2 \times 244 / 21,91) = 494 \text{ cm}$$

Comparons aussi avec la valeur moyenne du coefficient $\ln (R_0/r_w) = 5$ pour la pénétration totale d'un aquifère, avec l'éq.2.14 :

$$[2.14] \quad c = 2\pi b / \ln (R_0/r_w)$$

$$\text{qui donne :} \quad c = 2\pi \times 915 / 5 = 1150 \text{ cm}$$

Les trois valeurs (815, 494 et 1150) sont du même ordre de grandeur, mais celle tirée de la méthode de Bouwer et Rice (1976) est la seule qui tienne compte de l'épaisseur de l'aquifère et de sa pénétration partielle. On retiendra donc la valeur $c = 815$ cm pour calculer K selon la méthode graphique de Hvorslev (1951) ou de Bouwer et Rice (1976).

Le graphique (Fig. A.3) donne une belle droite comme dans la théorie : ceci laisse supposer que l'emmagasinement joue un rôle négligeable comme le suppose cette théorie. La pente p (égale à Kc/S_{inj} selon l'éq.2.5.) vaut selon les chiffres du Tableau A1 :

$$\text{pente} = (4,52 - 0,92) / (120 - 2,5) \text{ s} = 3,06 \times 10^{-2} \text{ s}^{-1}$$

Connaissant $c=815$ cm et $d=15,56$ cm, soit $S_{inj} = \pi d^2/4 = \pi 15,56^2/4 = 190,16 \text{ cm}^2$, on trouve :

$$K = p S_{inj} / c = 3,06 \times 10^{-2} \text{ s}^{-1} \times 190,16 \text{ cm}^2 / 815 \text{ cm} = 7,15 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$$

Considérant, comme dans la méthode de Cooper *et al.* (1967) que l'aquifère a une épaisseur $b=9,15$ m, on trouve :

$$T = K b = 7,15 \times 10^{-3} \text{ cm/s} \times 915 \text{ cm} = 6,54 \text{ cm}^2/\text{s}$$

Interprétation par la méthode de Nguyen et Pinder (1984)

Selon ces auteurs, les deux graphiques de $\log H$ versus $\log t$ (Fig. A4) et de $\log (\Delta H/\Delta t)$ versus $1/t$ (Fig. A5) devraient donner des lignes droites à partir d'un certain temps. On constate que les Figures A4 et A5 donnent des courbes régulières, sans parties droites, et donc que la méthode d'interprétation de Nguyen et Pinder (1984) est inutilisable.

Ceci confirme les résultats de Butler et Hyder (1994) qui ont établi que les valeurs de T et S tirées de cette méthode sont de très mauvaise qualité à cause d'erreurs dans les développements mathématiques conduisant à la solution de Nguyen et Pinder (1984).

Interprétation par le graphique des vitesses

La Fig. A6 donne la vitesse de descente, dH/dt , versus la différence de charge H pendant l'intervalle dt . On obtient une ligne droite qui coupe l'axe des H en $H_0 = 0$, ce qui signifie que le niveau d'eau statique utilisé dans les calculs était bien le niveau piézométrique pour l'essai. On rappelle que la droite correspond à l'équation 2.3* :

$$[2.3]^* \quad H = - (S_{inj}/Kc) (dH/dt)$$

Comme H est en ordonnée et dH/dt en abscisse, la pente est $p = S_{inj}/Kc$. Selon les chiffres du Tableau A1, elle est estimée à :

$$\text{pente} = (74,5 - 0) \text{ cm} / (2,32 - 0) \text{ cm/s} = 32,1 \text{ s}$$

Connaissant $c=815$ cm et $d=15,56$ cm, soit $S_{inj} = \pi d^2/4 = \pi 15,56^2/4 = 190,16 \text{ cm}^2$, on trouve :

$$K = S_{inj} / pc = 190,16 \text{ cm}^2 / (32,1 \text{ s} \times 815 \text{ cm}) = 7,27 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$$

Considérant, comme dans la méthode de Cooper *et al.* (1967) que l'aquifère a une épaisseur $b=9,15$ m, on trouve :

$$T = K b = 7,27 \times 10^{-3} \text{ cm/s} \times 915 \text{ cm} = 6,65 \text{ cm}^2/\text{s}$$

Conclusion

L'analyse de l'essai G3 confirme que la méthode d'interprétation de Nguyen et Pinder (1984) n'est pas recommandable comme on le dit au chapitre 2.

La méthode de Cooper *et al.* (1967) donne $T = 3,45 \text{ cm}^2/\text{s}$ et laisse croire qu'il y aurait une influence de l'emmagasinement ($S = 5,0 \times 10^{-4}$) dans l'essai G3. La méthode du graphique des vitesses et celle de Hvorslev (ou de Bouwer et Rice) démontrent que l'écoulement respecte l'équation 2.1 qui suppose négligeable l'influence de l'emmagasinement.

À la précision près des calculs, on trouve la même valeur T par le graphique des vitesses ou par la méthode de Hvorslev (1951) ou de Bouwer et Rice (1976) soit $T = 6,6 \text{ cm}^2/\text{s}$. Le graphique des vitesses contient cependant une information supplémentaire : celle que le puits d'observation G de Vonhof a été bien installé, i.e. qu'il donne un niveau piézométrique qui n'est pas erroné.

Tableau A1 : Données de l'essai G3 de Vonhof (1975) et calculs requis pour les interprétations.

t s	Δt s	H cm	ΔH cm	Hmoyen pendant Δt	$\Delta H/\Delta t$ cm/s	H _r H-H ₀	$\ln H_r$ ----	$\log H$ ----	$\log t$ ----	t _{moy} s	1/t _{moy} s ⁻¹	$\log \Delta H/\Delta t$ ----
2,5		91,4				91,4	4,52	1,96	0,40			
	2,5		7,2	87,8	2,88					3,75	0,267	0,459
5		84,2				84,2	4,43	1,93	0,70			
	2,5		6,8	80,8	2,72					6,25	0,160	0,435
7,5		77,4				77,4	4,35	1,89	0,88			
	2,5		5,8	74,5	2,32					8,75	0,114	0,365
10		71,6				71,6	4,27	1,85	1,00			
	10		19,1	62,05	1,91					15	0,067	0,281
20		52,5				52,5	3,96	1,72	1,30			
	10		13,3	45,85	1,33					25	0,040	0,124
30		39,2				39,2	3,67	1,59	1,48			
	30		22,2	28,1	0,74					45	0,0222	-0,131
60		17,0				17,0	2,83	1,23	1,78			
	30		9,8	12,1	0,33					75	0,0133	-0,486
90		7,2				7,2	1,97	0,86	1,95			
	30		4,7	4,85	0,16					105	0,0095	-0,805
120		2,5				2,5	0,92	0,40	2,08			

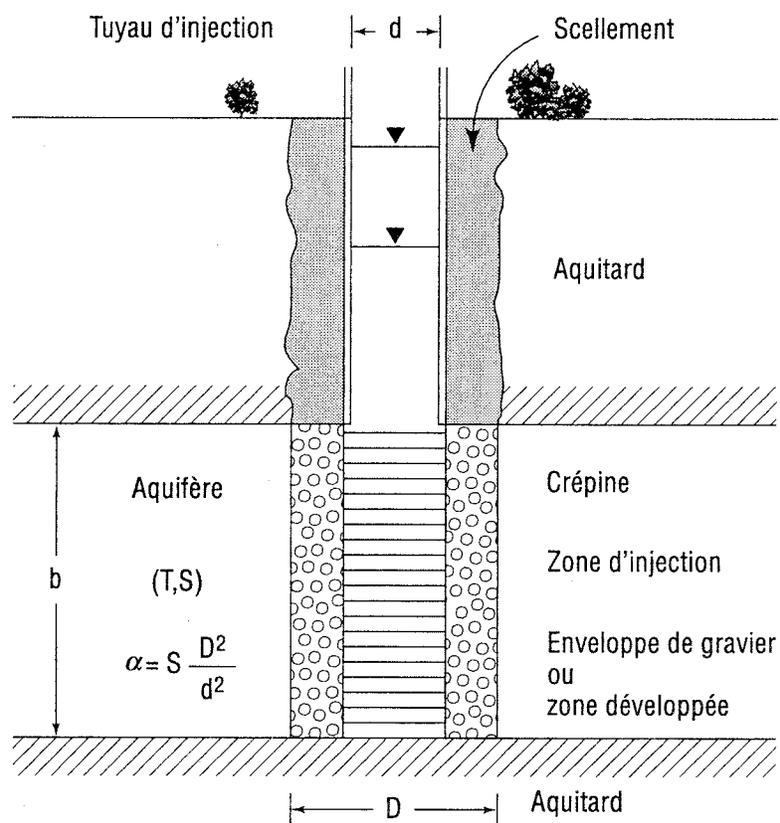


Figure A1 : Paramètres géométriques pour la méthode de Cooper *et al.* (1967).

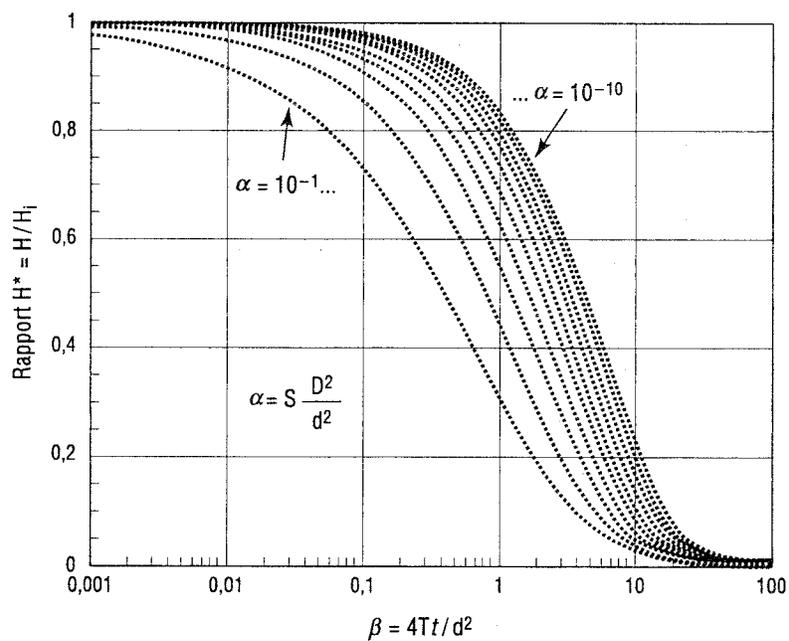


Figure A2 : Courbes types de Cooper *et al.* (1967) pour les différentes valeurs de α .

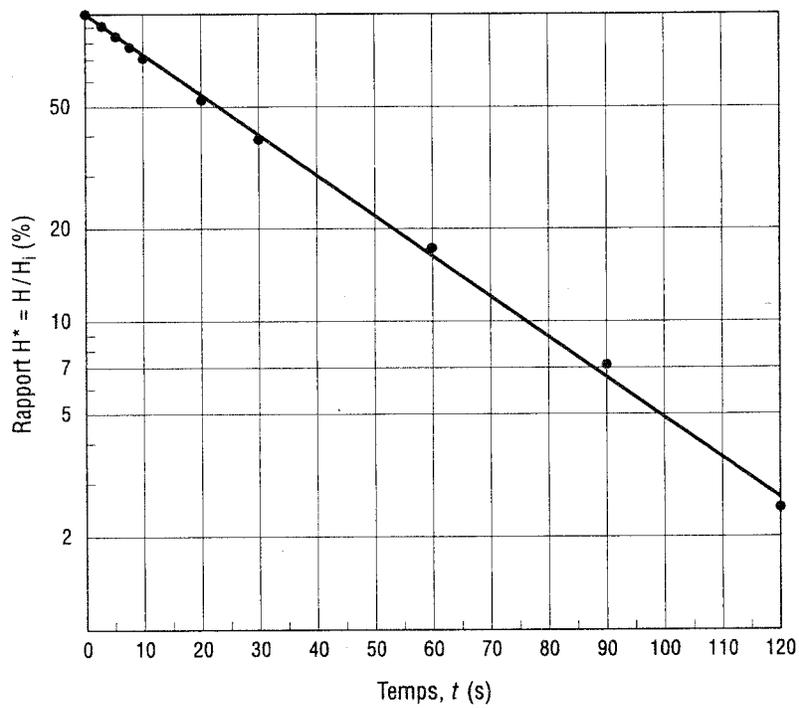


Figure A3 : Graphique semi-log pour le calcul de K selon la méthode de Hvorslev (1951) ou de Bouwer et Rice (1976).

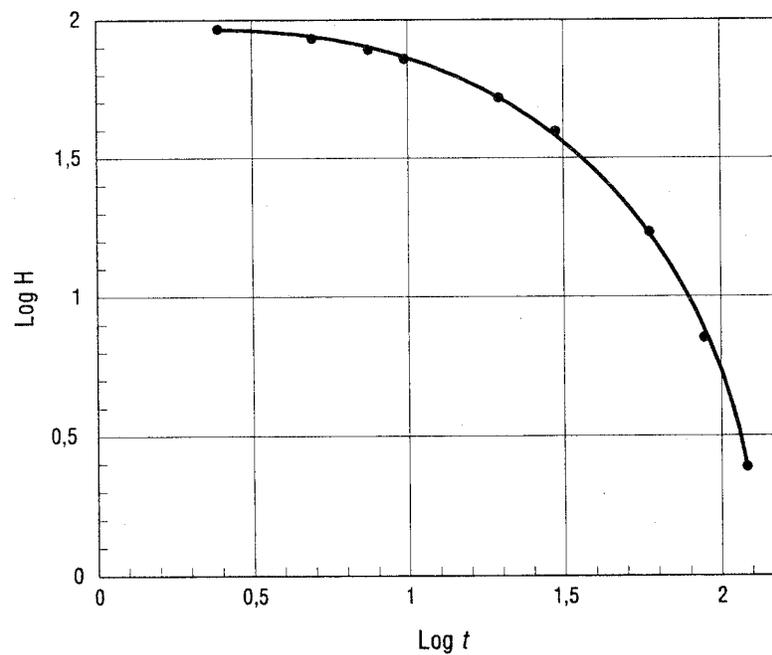


Figure A4 : Graphique de $\log H$ versus $\log t$ pour la méthode de Nguyen et Pinder (1984).

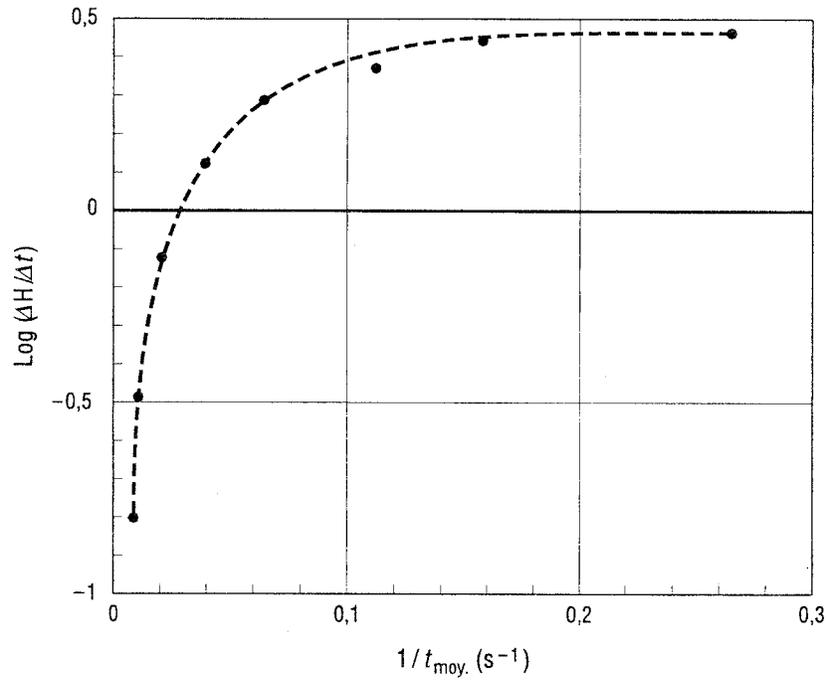


Figure A5 : Graphique de $\log (\Delta H / \Delta t)$ versus $1 / t$ pour la méthode de Nguyen et Pinder (1984).

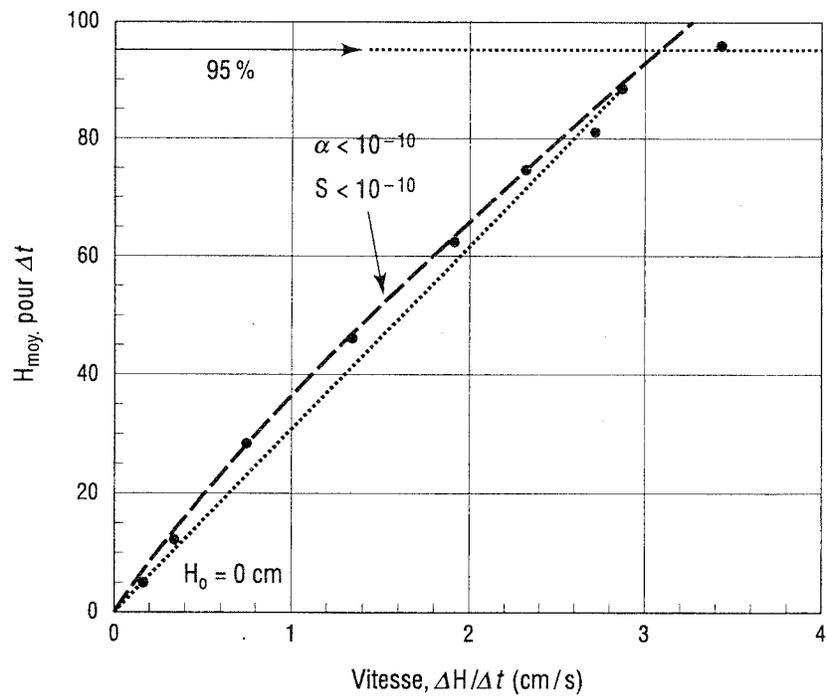


Figure A6 : Graphique de la vitesse de descente, dH / dt , versus la différence de charge H pendant l'intervalle dt .

ANNEXE B

Second exemple d'essai de perméabilité dans un piézomètre
et ses diverses interprétations

Essai de Chateauguay

Présentation

Les caractéristiques de ce piézomètre, installé dans un dépôt de sable silteux (aquitard), sont montrées par la Figure B1. D'après d'autres forages pour le même projet, cet aquitard repose sur un roc fracturé (aquifère) et il existe un écoulement vertical descendant dans le sable silteux. Le tuyau du piézomètre a un diamètre intérieur $d = 3,81$ cm. La zone d'injection a un diamètre $D = 2r_w = 15,24$ cm et une longueur $L = 152$ cm. Toutes les données de l'essai sont fournies par le Tableau B1 pour les différentes méthodes d'interprétation.

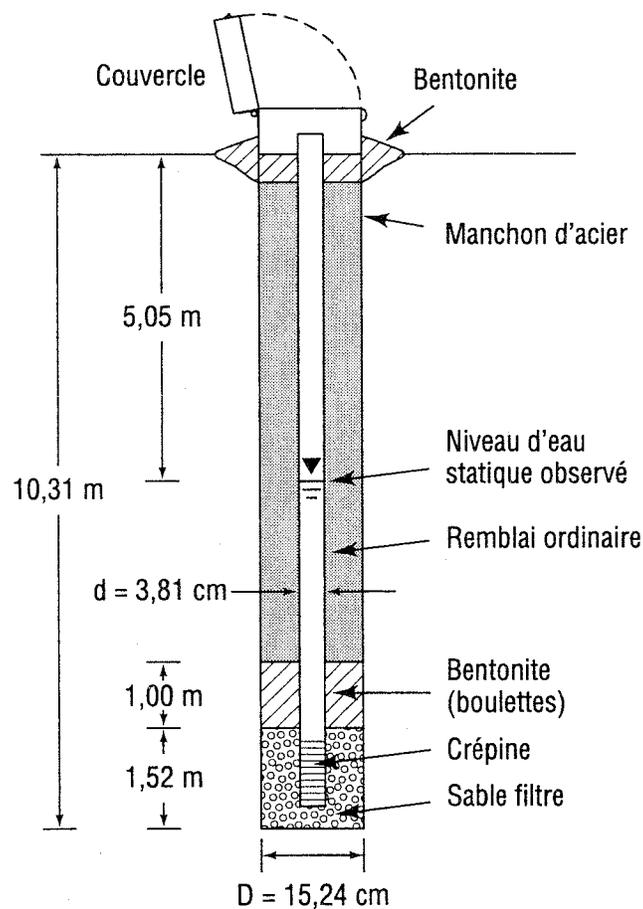


Figure B1 : Vue en coupe de l'installation du piézomètre.

Interprétation par la méthode de Cooper *et al.* (1967)

C'est la première méthode d'interprétation utilisée par le Consultant. Il a considéré que tous les points sauf les deux derniers (Fig. B2) tombaient entre les courbes théoriques relatives à $\alpha = 10^{-3}$ et $\alpha = 10^{-4}$: il a retenu 3×10^{-3} pour α . Par conséquent, le coefficient d'emmagasinement (éq.2.19) est : $S = \alpha D^2/d^2 = 1,88 \times 10^{-4}$.

Le point de superposition a été choisi au temps $t = 100$ s, alors que $\beta = 4Tt/d^2 = 0,53$. On obtient $T = 1,92 \times 10^{-2}$ cm²/s d'après l'équation 2.20. En supposant que $b = L$ comme dans la théorie, alors $K = 1,27 \times 10^{-4}$ cm/s.

Note : Il s'agit d'un cas de pénétration partielle et d'un essai dans un aquitard. Pour ces deux raisons, la méthode de Cooper *et al.* (1967) n'est pas applicable en principe à cet essai.

Interprétation par les méthodes de Bouwer et Rice (1976) ou Hvorslev (1951)

C'est la deuxième méthode d'interprétation utilisée par le Consultant (Fig. B3). Pour calculer le coefficient de forme, on a considéré que le sable silteux avait une épaisseur saturée $b = 10$ m = 1000 cm : la pénétration partielle sous le niveau de la nappe est $d' = 526$ cm et donc $(b-d') = 474$ cm (Fig. 2.2). Comme $L/r_w = 152 / 7,62 = 19,95$, la Figure 2.3 de Bouwer et Rice (1976) donne $A = 2,25$ et $B = 0,30$, d'où :

$$\ln (R_0/r_w) = \{ [1,1 / \ln (526/7,62)] + (7,62/152) [2,25 + 0,3 \ln [474/7,62]] \}^{-1} = 2,30$$

ce qui donne : $c = 2\pi \times 152 / 2,30 = 415$ cm.

La Figure B3 montre un effet de double ligne droite. Ce problème est fréquent selon Rat *et al.* (1970) et Bouwer (1989). Le Consultant a retenu la valeur K calculée entre les points 1 et 5 (début de la courbe), $K = 7,3 \times 10^{-5}$ cm/s. Il a considéré que la valeur K calculée entre les points 7 et 9, soit $K = 7,5 \times 10^{-6}$ cm/s n'était pas représentative du sol testé.

- Notes :
1. La méthode de Bouwer et Rice (1976) n'est pas applicable en principe à cet essai, parce qu'il est réalisé dans un aquitard reposant sur un aquifère. Pour obtenir leurs coefficients, Bouwer et Rice (1976) ont considéré le cas inverse d'un aquifère compris entre deux frontières considérées imperméables (Fig. 2.2).
 2. On a vu au chapitre 2 que la méthode de Bouwer et Rice (1976) ne diffère de la méthode de Lefranc ou de Hvorslev que par la valeur du coefficient de forme. La formule de Lefranc (éq.2.11) donne : $c = 2\pi L / \ln (2L/D) = 2\pi \times 152 / \ln (2 \times 152 / 15,24) = 319$ cm. Cette valeur aussi est incorrecte parce que l'éq.2.11 correspond à une situation où les frontières sont très éloignées de la zone d'injection. La valeur réelle de c est supérieure à 319 et 415 cm parce qu'il y a une frontière inférieure de recharge (Chapuis 1989) : on peut la calculer par une méthode numérique (e.g. éléments finis) si l'on connaît la distance à cette frontière inférieure. Dans cette Annexe B, on supposera pour la suite des calculs que $c = 415$ cm.

Interprétation par la méthode de Nguyen et Pinder (1984)

Les données expérimentales requises par cette méthode d'interprétation figurent au Tableau B1. Le premier graphique de $\log H$ versus $\log t$ (Fig. B4) donne une portion droite de pente C_1 , servant à

calculer S , pour des temps inférieurs à $t_e = 9,5$ min. Entre 1,5 et 9,5 min (Tableau B1), la pente est calculée par $C_1 = \log(332/139) / \log(9,5/1,5) = 0,472$. Selon Nguyen et Pinder (1984), alors $S = C_1 d^2 / LD^2 = 0,472 \times 3,81^2 / 152 \times 15,24^2 = 1,94 \times 10^{-4}$.

Le second graphique de $\log(\Delta H/\Delta t)$ versus $1/t$ (Fig. B5) fournit aussi une portion à peu près droite de pente C_2 . Entre les deux points où t_{moyen} vaut 4 et $0,222 \text{ min}^{-1}$ (Tableau B1), la pente est calculée par $C_2 = \log(72/28) \times 60 \text{ s/min} / (4 - 0,222) = 6,51 \text{ s}$. Selon Nguyen et Pinder (1984), alors $K = C_1 d^2 / 4C_2 L = 0,472 \times 3,81^2 / 6,51 \times 152 = 6,92 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$.

Interprétation par le graphique des vitesses

Le graphique des vitesses (Fig. B6) donne une ligne droite parfaite, ce qui montre que les données suivent bien la théorie des essais de type A (chapitre 2). On constate ensuite que le graphique des vitesses signale une erreur piézométrique $H_0 = 116 \text{ cm}$. La pente $p = S_{\text{inj}}/Kc$ de la ligne droite est calculée d'après la Fig. B6 comme $p = (420-116) \text{ cm} / (80-0) \text{ cm/min} = 3,80 \text{ min}$. Comme $c = 415 \text{ cm}$ et $d = 3,81 \text{ cm}$, $S_{\text{inj}} = \pi d^2/4 = \pi 3,81^2/4 = 11,40 \text{ cm}^2$, et donc (éq.2.3) :

$$K = S_{\text{inj}} / pc = 11,40 \text{ cm}^2 / (3,80 \text{ min} \times 60 \text{ s/min} \times 415 \text{ cm}) = 1,20 \times 10^{-4} \text{ cm/s}.$$

Note : On rappelle qu'on a choisi de conserver $c = 415 \text{ cm}$.

Après correction des différences de charge supposées, H , par l'erreur piézométrique, H_0 , les données sont ré-interprétées par la méthode semi-log (Bouwer et Rice, Lefranc ou Hvorslev). La pente de la droite, p' (Fig. B7) est calculée à partir des chiffres du Tableau B1 :

$$p' = \ln(312/2) / (19,5 - 0) \text{ min} = 0,259 \text{ min}^{-1}.$$

D'après l'éq.2.5, on trouve :

$$K = S_{\text{inj}} p' / c = (11,40 \text{ cm}^2 \times 0,259 \text{ min}^{-1}) / (60 \text{ s/min} \times 415 \text{ cm}) = 1,19 \times 10^{-4} \text{ cm/s}.$$

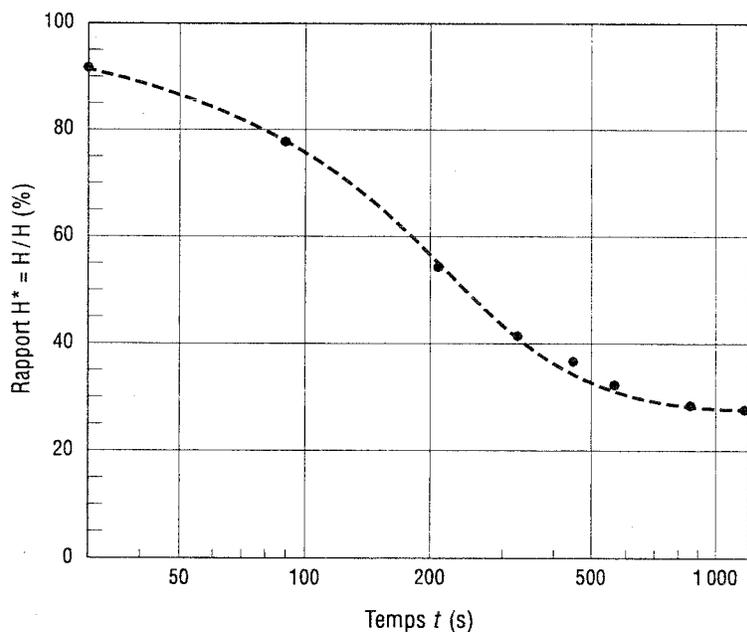
Les deux valeurs de K sont égales, le 2e graphique et le 2e calcul ne servant qu'à s'assurer que les calculs sont corrects (comme indiqué au chapitre 2).

Conclusion pour l'essai de Chateauguay

Le Consultant avait interprété l'essai de Chateauguay par deux méthodes : celle de Cooper *et al.* (1967) avait donné $S = 1,88 \times 10^{-4}$ et $K = 1,27 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$; celle de Hvorslev (1951) avec le coefficient de forme de Bouwer et Rice (1976) avait donné une courbe dont une partie avait été interprétée comme donnant $K = 7,3 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$. La méthode de Nguyen and Pinder (1984) pour cet essai donne $S = 1,94 \times 10^{-4}$ et $K = 6,92 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$. Les trois méthodes donnent donc $K_{\text{max}}/K_{\text{min}} = 95$. Selon la méthode recommandée du graphique des vitesses, il s'agit bien d'un essai de perméabilité de type A (l'influence de S est négligeable) mais l'installation du piézomètre est défectueuse. À cause d'un court-circuit hydraulique (Chapuis and Sabourin, 1991) dans le voisinage du tuyau (on rappelle que le sable silteux est soumis à un écoulement naturel vertical descendant), le niveau d'eau statique dans le tuyau est 116 cm plus bas que le niveau piézométrique réel dans le sol environnant. En retenant le coefficient de forme de Bouwer et Rice, $K = 1,2 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$.

Tableau B1 : Données de l'essai de Chateauguay et calculs requis pour les interprétations.

t	Δt	H	ΔH	H_{moyen}	$\Delta H/\Delta t$	H_r	$\ln H_r$	$\log H$	$\log t$	t_{moy}	$1/t_{\text{moy}}$	$\log \Delta H/\Delta t$
s	s	cm	cm	pendant Δt	cm/s	H-H ₀	----	----	----	s	s ⁻¹	----
0		428				312	5,74	2,63	-----			
	0,5		36	410	72					0,25	4,000	1,857
0,5		392				272	5,62	2,59	-0,301			
	1		60	362	60					1,00	1,000	1,778
1,5		332				216	5,38	2,52	0,176			
	2		98	283	49					2,50	0,400	1,690
3,5		234				118	4,77	2,37	0,544			
	2		56	206	28					4,50	0,222	1,447
5,5		178				62	4,13	2,25	0,740			
	2		21	167,5	10,5					6,50	0,154	1,021
7,5		157				41	3,71	2,20	0,875			
	2		18	148	9,0					8,50	0,118	0,957
9,5		139				23	3,14	2,14	0,978			
	5		17	130,5	3,4					12,0	0,083	0,531
14,5		122				6	1,79	2,09	1,161			
	5		4	120	0,8					17,0	0,059	-0,097
19,5		118				2	0,69	2,07	1,290			

**Figure B2 : Graphique pour l'interprétation selon la méthode de Cooper *et al.* (1967).**

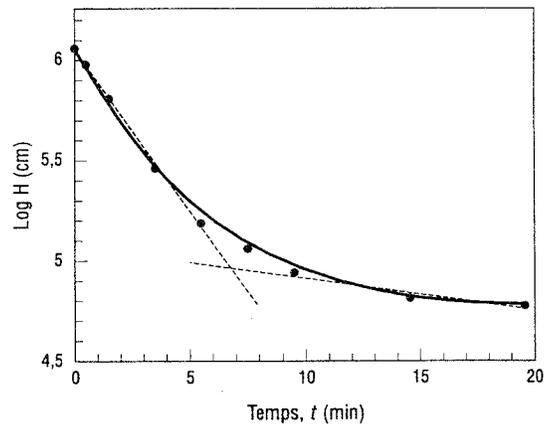


Figure B3 : Graphique de $\log H$ versus t pour le calcul de K selon la méthode de Hvorslev (1951) ou de Bouwer et Rice (1976).

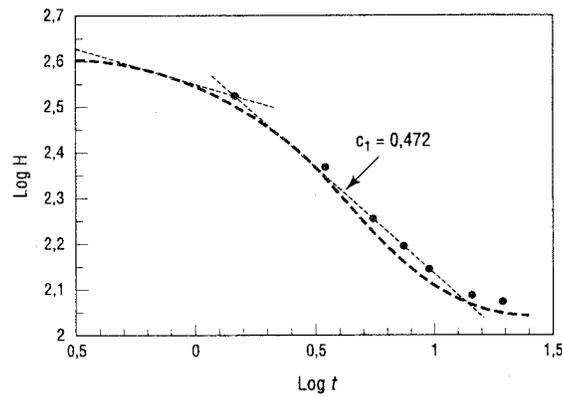


Figure B4 : Graphique de $\log H$ versus $\log t$ pour la méthode de Nguyen et Pinder (1984).

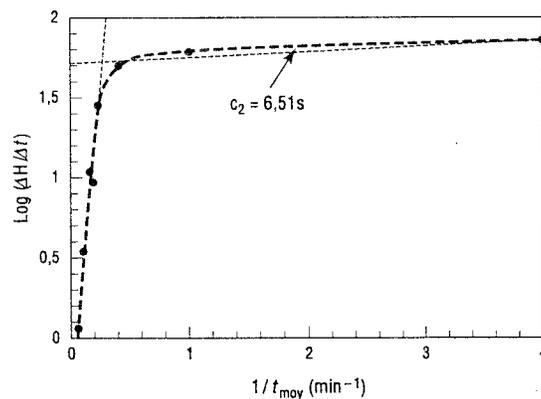


Figure B5 : Graphique de $\log (\Delta H/\Delta t)$ versus $1/t$ pour la méthode de Nguyen et Pinder (1984).

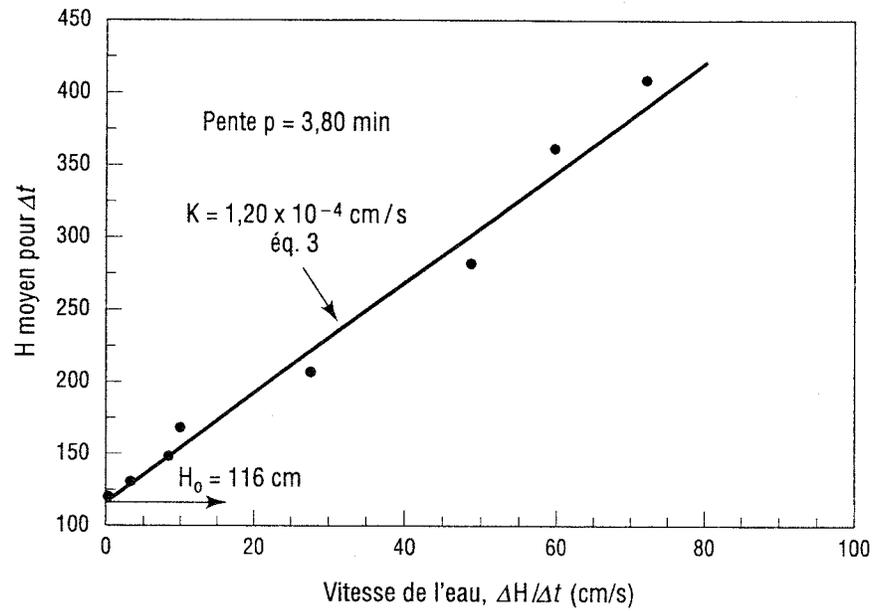


Figure B6 : Graphique de la différence de charge H pendant l'intervalle dt , versus la vitesse de descente, dH/dt .

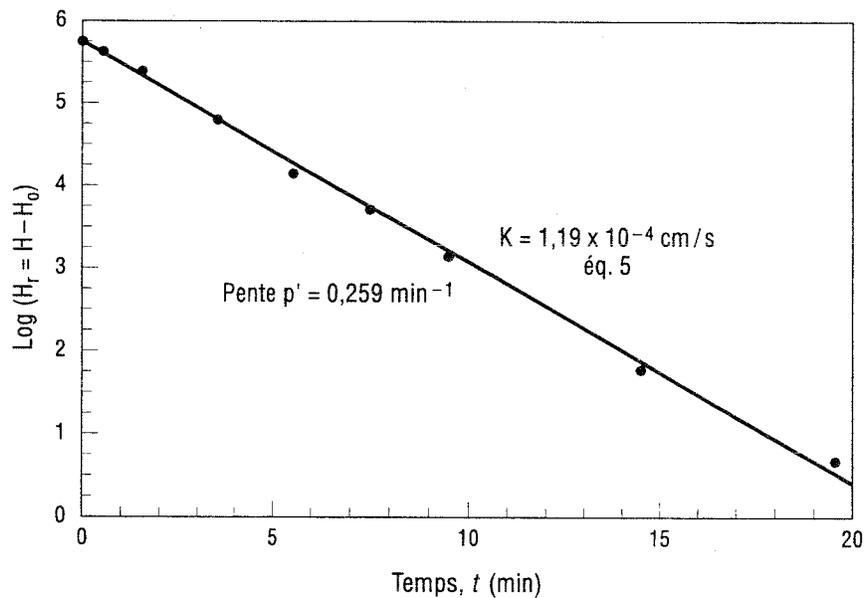


Figure B7 : Graphique de $\log H_r$ versus t pour le calcul de K selon la méthode de Hvorslev (1951) ou de Bouwer et Rice (1976).

ANNEXE C

Exemple de pompage et de remontée après pompage, nappe captive

Présentation

Dans un puits vertical, pénétrant totalement un aquifère horizontal à nappe captive, on a réalisé un essai de pompage à débit constant $Q = 1400 \text{ L/min} = 1,4 \text{ m}^3/\text{min}$. Le rabattement et la remontée étaient observés dans un piézomètre situé à 8,2 m de l'axe du puits (Tableau C1).

Analyse des données de pompage par la méthode de Cooper-Jacob

La Figure C1 présente le graphique de s vs $\log t$ pour l'interprétation de la phase pompage en régime transitoire selon la méthode de Cooper et Jacob. La droite de pente $\Delta s = 1,00 \text{ m/cycle}$ de temps, coupe l'axe des temps à $t_0 = 0,18 \text{ min}$. Ces deux valeurs donnent : $T = 0,257 \text{ m}^2/\text{min}$ (éq.5.13) et $S = 1,54 \times 10^{-3}$ (éq.5.14).

On constate (Fig. C1) que le rabattement dans le piézomètre se stabilise à 3,50 m environ. On a donc atteint un régime permanent pendant le pompage. Le point d'intersection entre la droite de Cooper-Jacob et la droite du rabattement stabilisé, noté I, est situé à un temps $t_I = 570 \text{ min}$.

Analyse usuelle des données de remontée sans considérer le régime permanent

La Figure C2 est celle de s' versus $\log (t/t')$, obtenue en appliquant la méthode usuelle. Or celle-ci n'est valable que pour une phase de pompage qui reste entièrement en régime transitoire, ce qui n'est pas le cas ici. Il en résulte que la Figure C2 ne fournit pas une ligne droite, et que la courbe ne passe pas par l'origine $s'=0$ et $t/t'=1$.

Analyse usuelle des données de remontée en considérant le régime permanent

La Figure C3 est celle de s' versus $\log (t_c/t')$, obtenue en utilisant le temps t corrigé pour la phase de régime permanent observée pendant le pompage. La droite donne $T = 0,257 \text{ m}^2/\text{min}$ (éq.6.6) et elle passe par le point $s'=0$ quand $t_c/t'=1$. La valeur de S reste inconnue avec cette méthode graphique.

Analyse plus complète des données de remontée en considérant le régime permanent

La Figure C4 présente le graphique de $(s_p - s')$ versus t' . Le rabattement s_p (Tableau C1) est obtenu par l'équation 6.8 :

$$[6.8] \quad s_p = (Q/4\pi T) \ln (t/t_0) = \Delta s \log (t/t_0)$$

où Δs et t_0 sont les valeurs tirées de la phase pompage en régime transitoire (Fig. C1). De la Figure C3 on tire T et S par les équations 6.11 et 6.12, identiques aux équations 5.13 et 5.14 (Cooper-Jacob) : $T = 0,257 \text{ m}^2/\text{min}$ et $S = 1,54 \times 10^{-3}$.

On obtient donc pour la phase de remontée (Fig. C4) des valeurs de T et S qui sont identiques à celle obtenues pour la phase pompage.

Conclusion pour cet essai

On a constaté qu'il existait une phase de régime permanent pendant le pompage : on ne doit donc pas utiliser la méthode usuelle telle quelle. Comme indiqué au chapitre 6, il faut ignorer la durée du régime permanent dans la méthode usuelle qui résulte d'une superposition mathématique de solutions en régime transitoire. La Figure C3 démontre qu'en procédant ainsi on retrouve une ligne droite passant par le point $s'=0$ quand $t_c/t'=1$ comme le prévoit la théorie, et dont la pente fournit la même valeur de T que la phase transitoire de pompage. Par contre la méthode usuelle ne fournit pas S. La méthode plus complète proposée dans ce Guide permet de trouver à la fois T et S pendant la remontée. On constate que les valeurs de T et S pendant la remontée (toujours totalement transitoire) sont identiques aux valeurs de T et S obtenues pendant la phase transitoire du pompage, comme le prévoit la théorie.

Tableau C1 : Rabattement s et rabattement résiduel s' dans le piézomètre.

Phase de pompage	 Phase de remontée.....							
t(min)	s(m)	t et t'(min)	s'(m)	t/t'	t _c	t _c /t'	s _p (m)	(s _p -s') (m)	
0	0,00	2880	0	3,50	infini	---	---	3,50	0,00
1	1,00	2881	1	2,35	2881	571	571	3,50	1,15
2	1,17	2882	2	2,22	1441	572	286	3,50	1,28
3	1,28	2883	3	2,13	961	573	191	3,50	1,37
5	1,45	2885	5	1,98	577	575	115	3,50	1,52
7	1,58	2890	10	1,74	289	580	58	3,51	1,77
10	1,75	2900	20	1,43	145	590	29,5	3,52	2,09
20	2,04	2910	30	1,28	97	600	20,0	3,52	2,24
30	2,23	2930	50	1,03	58,6	620	12,4	3,54	2,51
50	2,43	2950	70	0,94	42,1	640	9,14	3,55	2,61
70	2,59	2980	100	0,82	29,8	670	6,70	3,57	2,75
100	2,75	3080	200	0,58	15,4	770	3,85	3,63	3,05
200	3,07	3180	300	0,46	10,6	870	2,90	3,68	3,22
300	3,23	3380	500	0,33	6,76	1070	2,14	3,77	3,44
500	3,44								
720	3,50								
1440	3,51								
2160	3,49								
2880	3,50								

- Notes : 1. Arrêt du pompage à 2880 minutes
 2. $t_i = 570$ min à l'intersection des deux lignes droites (Fig. C1).

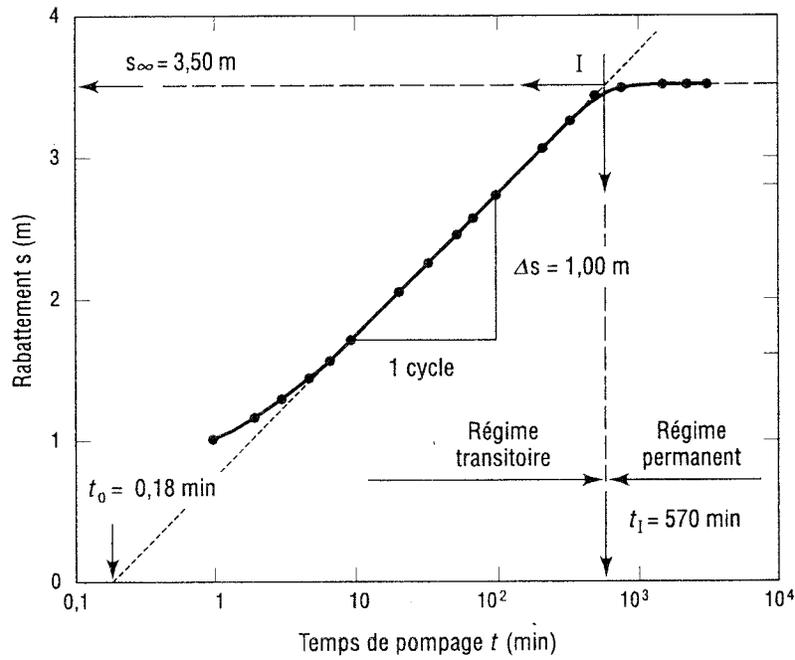


Figure C1 : Graphique de s versus $\log t$ selon la méthode de Cooper-Jacob pour tirer T et S. Ce graphique indique qu'un régime permanent a été atteint.

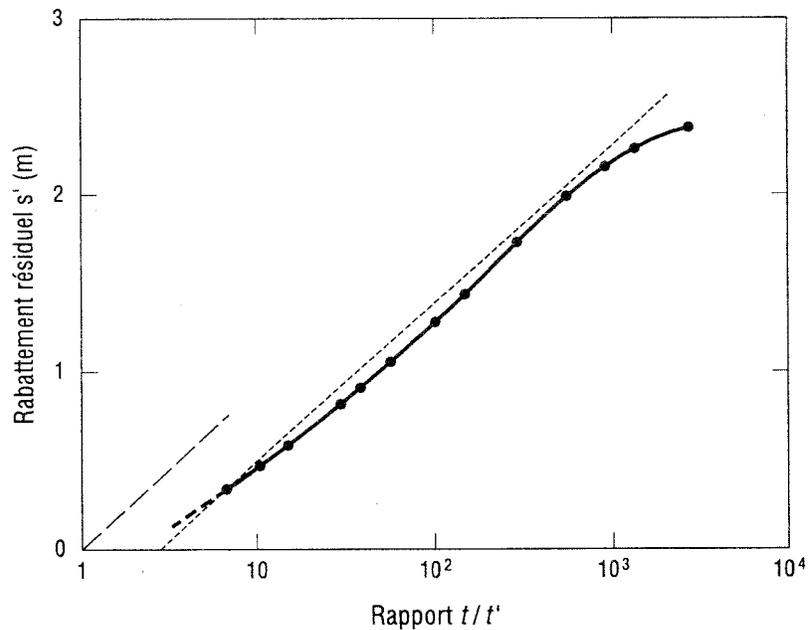


Figure C2 : Graphique de s' versus $\log (t/t')$ obtenu en appliquant la méthode usuelle qui n'est valable que pour une phase de pompage entièrement en régime transitoire - ce qui n'est pas le cas ici.

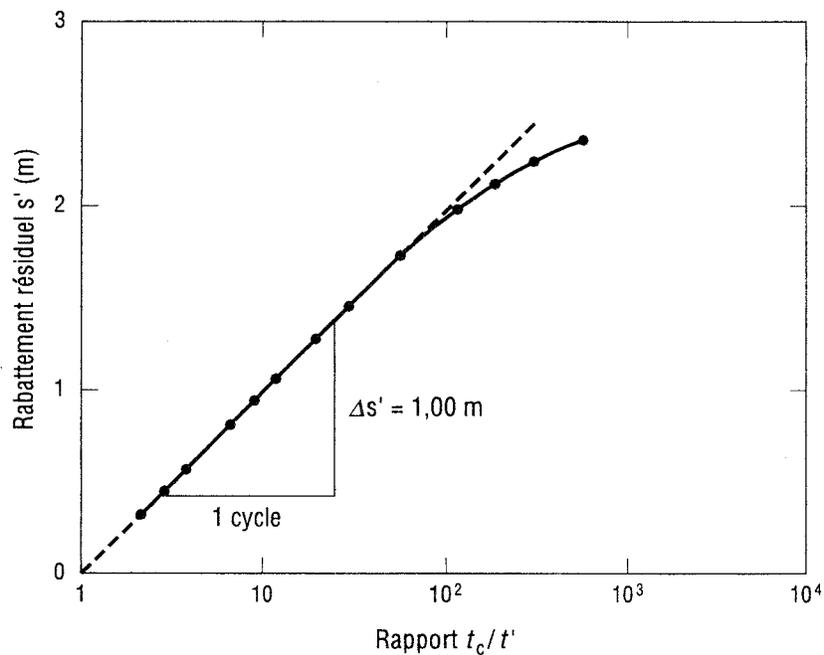


Figure C3 : Graphique de s' versus $\log(t_c/t')$ obtenu en utilisant le temps t corrigé pour la phase de régime permanent observée pendant le pompage. Ce graphique fournit T seulement.

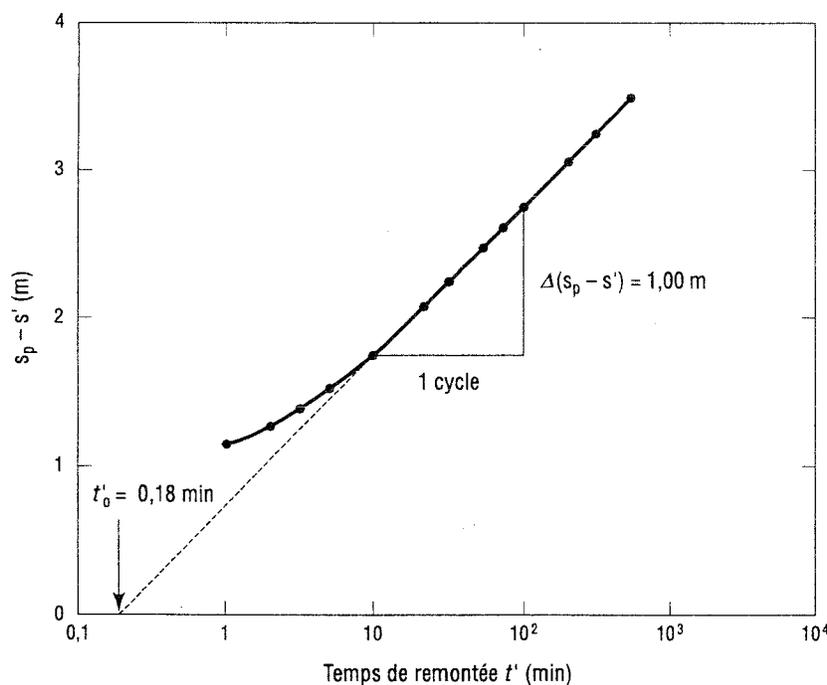


Figure C4 : Graphique de $(s_p - s')$ versus t' . Ce graphique fournit à la fois T et S.

ANNEXE D

Exemple de frontière imperméable, aquifère à nappe captive

Présentation

Un essai de pompage dans l'aquifère à nappe captive de Manga (sud-ouest de Madagascar) est présenté par Castany (1982). Sa figure 86 montre le rabattement d'un piézomètre situé à une distance $r_r = 5,90$ m du puits pompé à un débit constant $Q = 5 \times 10^{-3}$ m³/s. Castany (1982) donne les valeurs suivantes pour les paramètres de la Figure D1 : $\Delta s_1 = 0,046$ m par cycle, $\Delta s_2 = 0,086$ m par cycle, $t_0 = 9,3$ s and $t_1 = 2,5 \times 10^4$ s. L'axe des rabattements (Fig. D1) est orienté vers le bas.

Comme la pente n'a pas exactement doublé dans le graphique semi-log, on peut se demander (Chapuis 1994a) si c'est bien une frontière imperméable qui est détectée. Les deux équations anciennes (7.6 et 7.15) et l'équation plus récente (7.16) peuvent être utilisées pour obtenir trois valeurs de r_i (r_{i1} à r_{i3}).

Calcul de r_i par les trois méthodes disponibles

D'après la méthode la plus connue (loi des temps, éq.7.6), quand $t_r = 10^2$ s, $s_r = 4,9$ cm, et quand $s_i = s_r = 4,9$ cm, $t_i = 2 \times 10^5$ s. Il en résulte que :

$$r_{i1} = r_r (t_i/t_r)^{1/2} = 5,9 (2 \times 10^5/10^2)^{1/2} = 264 \text{ m.}$$

D'après la deuxième méthode (éq.7.15), qui est celle retenue par Castany (1982), $t_0 = 9,3$ s et $t_1 = 2,5 \times 10^4$ s. Il en résulte :

$$r_{i2} = r_r (t_1/t_0)^{1/2} = 5,9 (2,5 \times 10^4/9,3)^{1/2} = 306 \text{ m.}$$

Enfin, d'après la troisième méthode (éq.7.16), l'extrapolation de la droite de pente Δs_2 donne $t^*_0 = 570$ s alors que $t_0 = 9,3$ s. Il en résulte que :

$$r_{i3} = r_r (t^*_0/t_0) = 5,9 (570/9,3) = 362 \text{ m.}$$

On trouve donc $r_{i1} = 264$ m < $r_{i2} = 306$ m < $r_{i3} = 362$ m, soit des différences importantes. Cependant, un examen de la Fig. D1 montre que la période de temps pour détecter la frontière est courte et donc que la mesure de Δs_2 est imprécise. La propriété géométrique graphique mentionnée au chapitre 7 après l'équation 7.16 ($AB = BC$, Fig. 7.2) peut servir à vérifier si l'hypothèse d'une frontière imperméable est acceptable, et si oui quelle est la distance la plus probable, r_i , au puits image.

Construction graphique pour trouver la valeur r_i la plus probable

Comme Δs_1 est bien défini (Fig. D1), une ligne de pente $2\Delta s_1$ est dessinée sur le graphique. On déplace ensuite une parallèle à cette ligne jusqu'à obtenir visuellement un bon ajustement des données. Ce bon ajustement (Fig. D1) donne $t^*_0 = 480$ s, $t_1 = 2,5 \times 10^4$ s, quand $\Delta s_2 = 2\Delta s_1$. Dans ces conditions, les trois équations (7.6, 7.15 et 7.16) donnent la même valeur de 306 m à la distance r_i .

Conclusion

En conclusion, dans le cas de l'essai de Manga, il y a une forte probabilité d'avoir une frontière imperméable, avec un puits image à 306 m du piézomètre. Un essai de pompage plus long aurait été préférable pour cette détection. Une preuve de l'existence de cette frontière nécessiterait des piézomètres additionnels bien situés, et préférablement des résultats de levés géophysiques ou de forages d'exploration.

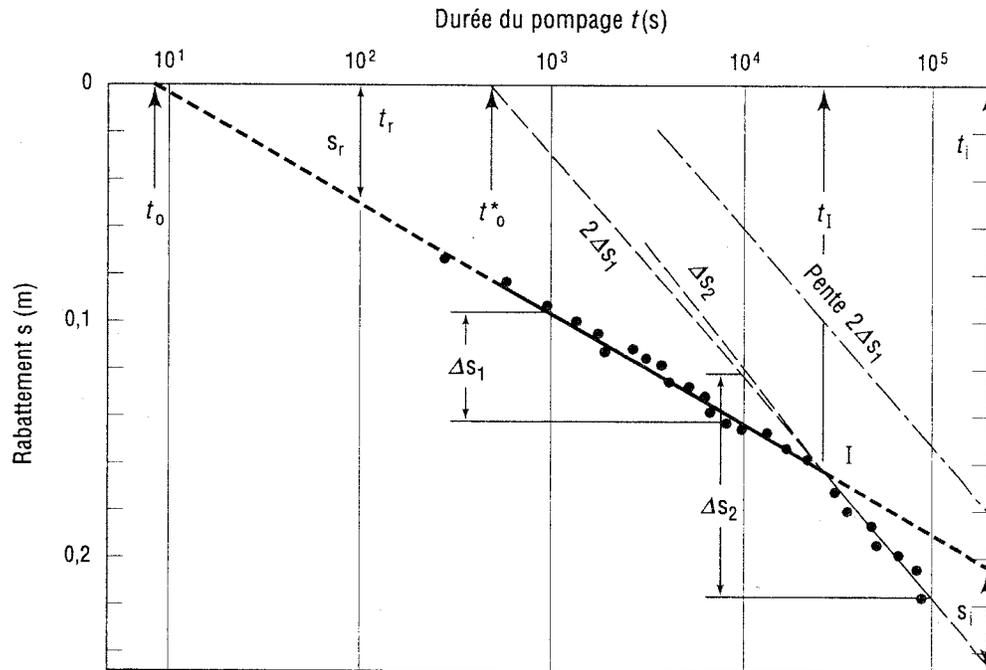


Figure D1 : Détection et localisation d'une frontière imperméable rectiligne sur la courbe de s vs $\log t$. Cas de l'essai de Manga (Castany, 1982).

ANNEXE E

Exemple de frontière de recharge détectée par plusieurs piézomètres

Présentation

Cet exemple traité par Chapuis (1994b) est celui de l'aquifère de Tongue Valley (Bureau of Reclamation, 1977). Les rabattements des quatre puits d'observation (OW1 à OW4) sont donnés par la Fig. E1 sous la forme de s versus $\log t$. Les unités de la publication d'origine (pied et minute) sont conservées ici. L'application des quatre méthodes de localisation de la frontière de recharge, présentées dans ce Guide à la section 7.3, a donné les résultats du Tableau E1.

Méthode de la loi des temps avec le graphique de Theis (section 7.3.2)

Note : On rappelle que dans ce Guide on ne recommande pas d'utiliser cette méthode de superposition (Theis) pour localiser une frontière, parce qu'elle dépend trop de l'interprétation personnelle de l'utilisateur. On recommande d'utiliser le graphique semi-log de Cooper-Jacob (s versus $\log t$), dont les résultats sont indépendants de l'utilisateur.

L'analyse des rabattements par la méthode de superposition (Theis) a donné pour β des valeurs de 3,69, 2,27, 1,54 et 2,40 selon le Bureau of Reclamation (1977, p.144). Pour illustrer à quel point cette méthode est sujette aux visions personnelles, les points de superposition choisis par sept personnes (Chapuis 1994b) ont donné les gammes suivantes de valeurs pour β : 2,73 à 4,51 pour OW1, 2,14 à 2,59 pour OW2, 1,81 à 2,43 pour OW3, et 2,57 à 3,36 pour OW4. Il en est résulté (Tableau E1) les gammes suivantes pour r_i : 273 à 451 pi. pour OW1, 428 à 518 pi. pour OW2, 724 à 972 pi. pour OW3, et 514 à 672 pi. pour OW4.

Cette première méthode est donc très imprécise. De plus, dans le cas de cet essai, elle donne des valeurs $\beta < 20$, qui sont donc incorrectes (Chapuis 1994b). On a vu (section 7.3) que l'erreur sur β , quand $\beta < 20$, est due au fait que la méthode suppose que la portion initiale de la courbe de rabattement correspond à la courbe théorique du puits seul dans un aquifère infini, alors qu'en fait, elle en diffère beaucoup.

Méthode de la loi des temps avec le graphique de Cooper-Jacob (section 7.3.2)

La deuxième méthode (loi des temps avec le graphique de s vs $\log t$, équations 7.22 et 7.25) a donné un autre groupe de valeurs pour β (Tableau E1), elles aussi inférieures à 20 et donc incorrectes. Ce deuxième groupe de valeurs ne permet pas d'obtenir la position du puits image parce que les quatre cercles de rayons r_{i1} à r_{i4} n'ont pas d'intersection commune (Fig. E2).

Méthode du point d'inflexion de Hantush (section 7.3.3)

La méthode du point d'inflexion de Hantush a fourni un autre groupe de valeurs de β toujours inférieures à 20 et donc incorrectes. Ce troisième groupe de valeurs ne permet pas non plus

d'obtenir la position du puits image parce que les quatre cercles de rayons r_{i1} à r_{i4} n'ont pas d'intersection commune (Fig. E3).

Méthode de correction du β apparent (section 7.3.4)

Comme les valeurs de β obtenues par l'équation 7.35 sont inférieures à 20, ce sont des valeurs apparentes. On doit donc les corriger en utilisant la Figure 7.7 afin d'obtenir les valeurs réelles de β . Le quatrième groupe de valeurs permet d'obtenir la position du puits image parce que les quatre cercles de rayons r_{i1} à r_{i4} ont une intersection commune (Fig. E4).

Tableau E1 : Données de l'essai, valeurs de β et de r_i obtenues par les méthodes de la section 7.3 pour une frontière de recharge.

Puits d'observation numéro r_r (pi.)	OW1 100	OW2 200	OW3 400	OW4 200
1. Loi des temps (Theis)				
β (eq.7.22)	2,73 à 4,51	2,14 à 2,59	1,81 à 2,43	2,57 à 3,36
r_i (pi.)	273 à 451	428 à 518	724 à 972	514 à 672
2. Loi des temps (Cooper-Jacob)				
β (eq.7.22)	5,98	4,64	3,95	5,56
β (eq.7.25) ¹	5,87	4,62	3,98	5,58
r_i (pi.)	598	928	1580	1112
3. Méthode du point d'inflexion de Hantush				
Δs_p (pi. / cycle de temps)	0,65	0,45	0,26	0,47
s_∞ (pi.)	1,01	0,60	0,31	0,70
$f(\beta) = s_\infty / \Delta s_p$	1,554	1,333	1,192	1,489
β (table ou éq.7.31)	4,07	2,43	1,27	3,57
r_i (pi.)	407	486	508	714
4. Méthode de correction du β apparent				
β apparent (éq.7.35)	5,98	4,64	3,95	5,56
$\beta < 20$	oui	oui	oui	oui
β corrigé (Fig. 7.7)	3,1	1,75	1,1-1,2	2,5
r_i (pi.)	310	350	440-480	500

Note 1 : Les équations 7.22 et 7.25 sont deux expressions différentes de la même équation : elles donnent en principe la même valeur de β . Les petites différences sont dues aux imprécisions de lecture des valeurs prises sur les graphiques.

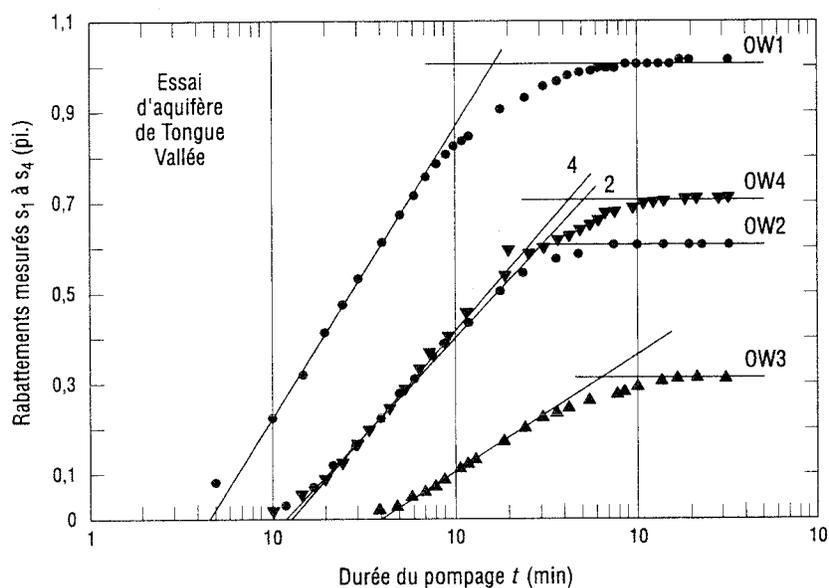


Figure E1 : Courbes de rabattement des quatre puits d'observation de l'essai d'aquifère de Tongue Valley (Bureau of Reclamation, 1977).

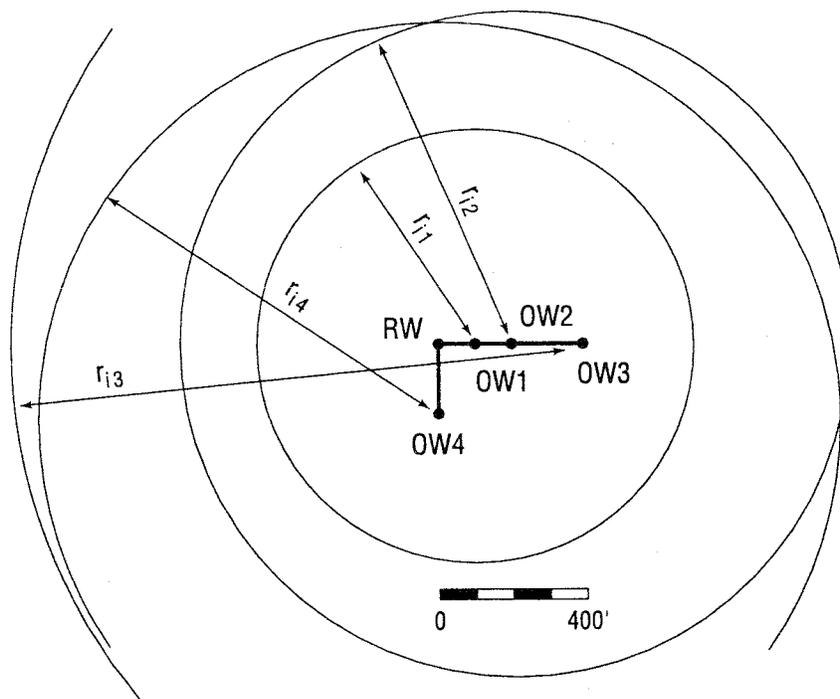


Figure E2 : Tentative infructueuse de localiser le puits image avec les valeurs de β selon la loi des temps (courbes semi-log des rabattements).

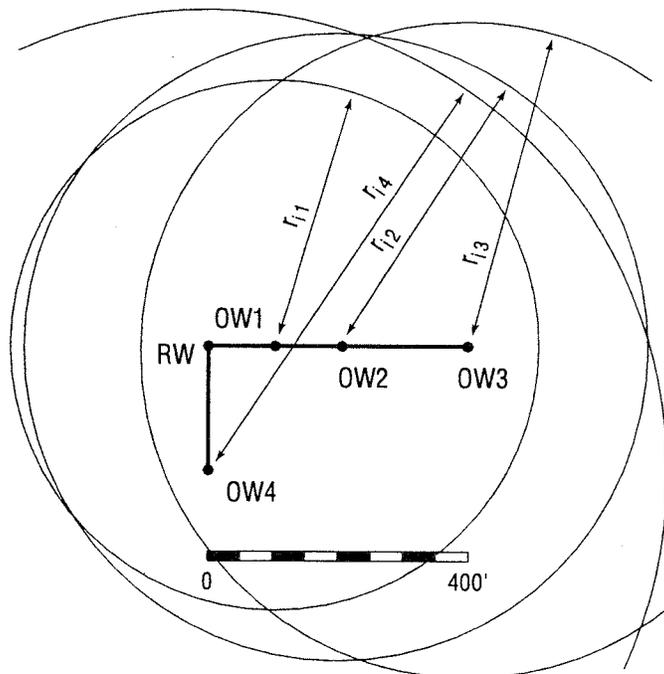


Figure E3 : Tentative infructueuse de localiser le puits image avec les valeurs de β données par la méthode du point d'inflexion de Hantush.

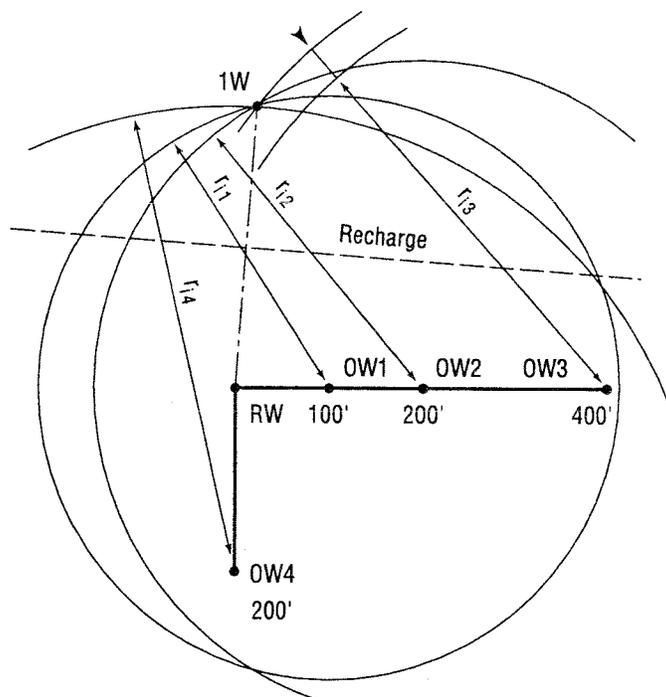


Figure E4 : Localisation du puits image avec les valeurs de β données par la méthode de correction du β apparent.

ANNEXE F

Détection de court-circuit hydraulique par la phase remontée après pompage

Présentation

Dans un rapport de l'U.S. Geological Survey, Miller (1981) fournit les données et résultats d'un essai d'aquifère à nappe captive, dans la plaine de Pelican River où existe un aquifère supérieur à nappe libre. En particulier, les rabattements du puits d'observation E1 ne fournissent pas des valeurs uniques de T et S. Ce problème, analysé par Chapuis et Chenaf (1995), a été attribué à un problème de scellement inadéquat du puits d'observation dans l'aquitard entre les deux aquifères. La solution complète de ce type de problème a été fournie par Chapuis et Chenaf (1998).

L'annexe F donne d'abord les résultats des interprétations usuelles des courbes de rabattement et de remontée. Elle montre ensuite comment détecter un court-circuit hydraulique sur une courbe de remontée. Le niveau d'eau statique dans le puits d'observation E1 n'était pas le niveau piézométrique à cause d'un défaut de scellement hydraulique dans l'aquitard entre les deux aquifères. L'erreur sur le niveau piézométrique de référence cause une erreur systématique sur le rabattement s et le rabattement résiduel s' . Les valeurs corrigées de s et s' donnent de nouveaux graphiques qui sont réinterprétés.

Interprétations usuelles donnant T et S

L'aquifère à nappe captive a été pompé au débit constant $Q = 1342 \text{ USgpm} = 8,47 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$. Le puits d'observation, E1, est situé à une distance $r = 40 \text{ ft} = 12,19 \text{ m}$ du puits pompé. Le Tableau F1 fournit toutes les données.

Quatre méthodes d'interprétation usuelles, toutes en régime transitoire, servent ici à interpréter les données :

1. la méthode de Theis (1935) pour le rabattement (Fig. F1) fournit T et S ;
2. la méthode de Cooper-Jacob (1946) pour le rabattement (Fig. F2) fournit T et S ;
3. le graphique usuel de la remontée (Fig. F3), s' versus $\log (t/t')$, donne T et l'équation du Ground Water Manual (Bureau of Reclamation, 1977, p.115) ou la méthode de Jacob (1963) donne S ;
4. la méthode de Chapuis (1992b, Fig. 5) pour la remontée, $(s_p - s')$ versus $\log t'$, donne à la fois T et S (Fig. F4).

Ces quatre méthodes fournissent quatre groupes de valeurs (T, S), qui diffèrent de 9% pour T et de 186% pour S (Tableau F2). Plusieurs phénomènes ou erreurs d'interprétation peuvent produire de telles divergences. Dans l'annexe F, le puits d'observation E1 de l'essai de Pelican River illustre le cas (qui semble fréquent) où la divergence sur les valeurs de T et S est due à un court-circuit hydraulique (Chapuis 1988) lié au défaut de scellement de E1.

Détection de l'erreur sur le niveau piézométrique

On a vu au chapitre 2 que la mauvaise évaluation du niveau piézométrique est fréquente dans le cas des essais de perméabilité réalisés dans un tubage battu (Chapuis *et al.* 1981 ; CAN/BNQ 2501-135 and -130, 1988 ; Chapuis *et al.* 1990), mais aussi dans le cas des piézomètres qui peuvent être affectés par un ou des courts-circuits hydrauliques entre aquifères si le scellement est inadéquat (Chapuis 1988 ; Chapuis et Sabourin 1991 ; Chapuis et Wendling 1991). Dans les trous de forage qui restent ouverts dans un roc stable, des écoulements parasites similaires se produisent dans le trou (Silliman et Higgins 1990) : ils peuvent être détectés par des mesures de vitesses verticales (Cambefort 1965), des diagraphies géophysiques (Keys 1988 ; Williams et Conger 1990). De tels écoulements parasites peuvent aussi se produire dans le matériau de scellement d'un trou plus ou moins bien scellé (Brikowski 1993).

Les puits d'observation et de pompage peuvent être affectés par des courts-circuits hydrauliques, qui sont détectables par des essais de perméabilité à niveau variable (chapitre 2). Ce sont ces essais qui ont été utilisés dans deux cas publiés. Dans le premier cas (Chapuis *et al.* 1987), les interprétations usuelles avaient donné trois valeurs de T dans un rapport de 1 à 4,4. Un essai à niveau variable descendant a détecté un court-circuit hydraulique. Après correction du niveau piézométrique, les méthodes d'interprétation ont donné une nouvelle valeur unique de T . Dans le second cas (Chapuis et Sabourin 1991), les interprétations usuelles avaient fourni trois valeurs de T dans un rapport de 1 à 6. Un essai à niveau variable ascendant a détecté une erreur piézométrique $H_0 = 28$ cm, due à un court-circuit hydraulique. Après correction du niveau piézométrique, les trois méthodes d'interprétation ont donné trois nouvelles valeurs de T semblables à 12% près.

Il est aussi possible de détecter un court-circuit hydraulique sur la courbe (Fig. F3) de s' versus $\log(t/t')$, au lieu d'un essai de perméabilité à niveau variable. Sur la Figure F3, on voit une relation linéaire entre s' et $\log(t/t')$. Cependant, la ligne droite extrapolée ne passe pas par l'origine [$s'=0$; $t/t'=1$ ou $\log(t/t') = 0$] comme le prévoit la théorie. Lorsque t/t' devient inférieur à 2,0, le graphique expérimental dévie de la ligne droite pour finalement aboutir à l'origine des axes. Ce comportement (ligne droite puis déviation pour passer par l'origine) signale que le puits d'observation E1 peut être affecté («peut» car cela reste à vérifier, ce qui sera fait plus loin) par un court-circuit hydraulique. On a défini (Chapitre 2) l'erreur piézométrique H_0 comme étant la différence entre le niveau d'eau statique et le vrai niveau piézométrique près de la crépine. Elle est obtenue ici en extrapolant la portion droite (Fig. F3) jusqu'à l'axe des s' . On obtient $H_0 = -40$ cm. Cela signifie que toutes les valeurs de s et s' , sont fausses systématiquement de H_0 .

Réinterprétations et nouvelles valeurs de T et S

Les nouvelles valeurs de s et s' après correction de l'erreur piézométrique H_0 ont été utilisées pour réinterpréter les phases de pompage et de remontée. Le nouveau graphique log-log pour la méthode de Theis est celui de la Fig. F5. Il n'est pas nécessaire de redessiner les graphiques semi-log (Figs. F2 et F4) sur lesquels la valeur H_0 est indiquée. On notera que les nouvelles valeurs de S sont calculées avec t_0^* (Fig. F2) et $t_0'^*$ (Fig. F4) au lieu de t_0 et t_0' dans les premières interprétations où l'existence du court-circuit hydraulique était ignorée.

Les nouvelles valeurs de T et S après correction de H_0 sont maintenant identiques comme le montre le Tableau F3. Cette identité des nouvelles valeurs de T et S confirme l'hypothèse du court-circuit hydraulique et de l'erreur piézométrique $H_0 = -40$ cm.

Note: On utilise le graphique (Fig. F3) de s' vs $\log(t/t')$ uniquement pour obtenir la valeur de H_0 . Il n'est pas utilisé ici pour calculer de nouvelles valeurs de T et S, parce qu'il donne trop d'importance à la phase finale de la remontée, qui est la plus influencée par le phénomène identifié à la fin de la phase de pompage dans le graphique (Fig. F2) semi-log (recharge partielle ou variation de T avec la distance). À cause de ce phénomène, la Fig. F3 donne une mauvaise estimation de l'intercept et donc de S, alors que l'estimation de T, qui ne dépend que de la pente, demeure inchangée.

La courbe de remontée de la Fig. F4 donne plus d'emphase à la portion initiale de la remontée quand la frontière éventuelle ou les variations de propriétés avec la distance n'affectent pas encore les résultats (t' n'est pas encore assez grand). C'est pourquoi la Fig. F4 donne de bonnes évaluations de T et S.

Conclusion

Les phases de pompage et de remontée d'un essai d'aquifère doivent donner théoriquement des valeurs uniques pour T et S, quelle que soit la méthode d'interprétation et la phase considérée. Ce n'était pas le cas du puits d'observation E1 de l'essai de Pelican River. La phase de pompage a été interprétée par deux méthodes : Theis et Cooper-Jacob. La phase de remontée a aussi été interprétée par deux méthodes : (1) le graphique usuel de s' vs $\log(t/t')$ a donné T et S a été obtenu soit par la méthode de Jacob (1963) soit par celle du Ground Water Manual (Bureau of Reclamation 1977); (2) la méthode de $(s_p - s')$ vs $\log t'$ (Chapuis, 1992b) a donné à la fois T et S. Les quatre groupes de valeurs (T, S) différaient de 9% pour T et de 186% pour S. Ces différences ont été attribuées à un court-circuit hydraulique qui donnait un niveau statique non piézométrique. La différence entre ces deux niveaux peut être attribuée à un défaut de scellement dans l'aquitard entre les deux aquifères, l'aquifère supérieur à nappe libre et l'aquifère à nappe captive qui était testé et dans lequel le puits d'observation E1 avait sa crépine. Les données ont indiqué une erreur piézométrique de -40 cm. Les valeurs de s et s' ont donc été corrigées de cette erreur pour être réinterprétées dans les graphiques log-log et semi-log. Les nouvelles valeurs de T et S sont identiques à 1%, ce qui valide le diagnostic du court-circuit hydraulique.

Tableau F1 : Rabattement $s(m)$ et rabattement résiduel $s'(m)$ au puits d'observation E1 pendant l'essai de Pelican River. Débit constant $Q = 8,47 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$ (1342 US gpm) et distance $r = 12,19 \text{ m}$ (40 ft) (d'après Miller, 1981).

Phase de pompage			Phase de remontée				
t min	r^2/t m^2/min	s m	t' min	s' m	t/t' ---	S_p m	($S_p - s'$) m
0	----	0,00	0	3,71	----	3,71	0,00
1	148,6	0,64	1	2,92	2851	3,71	0,79
2	74,3	1,14	2	2,55	1426	3,71	1,16
3	49,5	1,34	3	2,38	951	3,71	1,33
4	37,2	1,45	5	2,20	571	3,71	1,51
5	29,7	1,52	10	1,97	286	3,71	1,74
10	14,86	1,76	15	1,82	191	3,71	1,89
12	12,38	1,82	20	1,70	143,5	3,71	2,01
15	9,91	1,90	30	1,53	96,	3,71	2,18
20	7,43	2,01	50	1,29	58,	3,71	2,42
30	4,95	2,17	90	1,05	32,7	3,72	2,67
60	2,48	2,47	120	0,93	24,8	3,72	2,79
90	1,65	2,65	150	0,84	20,0	3,72	2,88
120	1,24	2,77	180	0,77	16,8	3,72	2,95
180	0,826	2,92	300	0,61	10,5	3,72	3,11
240	0,619	3,02	556	0,49	6,13	3,75	3,26
360	0,413	3,15	992	0,38	3,87	3,78	3,40
540	$2,75 \times 10^{-1}$	3,26	1210	0,35	3,36	3,80	3,45
720	$2,06 \times 10^{-1}$	3,32	1646	0,31	2,73	3,82	3,51
960	$1,55 \times 10^{-1}$	3,41	2082	0,27	2,37	3,84	3,57
1200	$1,24 \times 10^{-1}$	3,47	2736	0,21	2,04	3,87	3,66
1800	$8,26 \times 10^{-2}$	3,57					
2160	$6,88 \times 10^{-2}$	3,62					
2850	$5,21 \times 10^{-2}$	3,71					

Tableau F2 : Résultats des interprétations usuelles des phases pompage et remontée pour le puits d'observation E1.

Méthode Référence	Phase de pompage		Phase de remontée		variation max/min
	$\log s$ vs $\log t$ Theis	s vs $\log t$ Cooper-Jacob	s' vs $\log (t/t')$ S Jacob ou GWM	(s_p-s') vs $\log t'$ Chapuis (1992b)	
T (m²/s)	$1,77 \times 10^{-2}$	$1,71 \times 10^{-2}$	$1,63 \times 10^{-2}$	$1,71 \times 10^{-2}$	1,09
S (-)	$1,25 \times 10^{-3}$	$1,63 \times 10^{-3}$	$0,627 \times 10^{-3}$ ou $1,79 \times 10^{-3}$	$1,63 \times 10^{-3}$	2,86

Tableau F3 : Réinterprétations des phases de pompage et remontée pour le puits d'observation E1, après correction de l'erreur piézométrique $H_0 = -40$ cm.

Méthode Référence	Phase de pompage		Phase de remontée		variation max/ min
	$\log s$ vs $\log t$ Theis	s vs $\log t$ Cooper-Jacob	(s_p-s') vs $\log t'$ Chapuis (1992b)		
T (m²/s)	$1,71 \times 10^{-2}$	$1,71 \times 10^{-2}$	$1,71 \times 10^{-2}$		1,00
S (-)	$5,85 \times 10^{-4}$	$5,89 \times 10^{-4}$	$5,89 \times 10^{-4}$		1,01

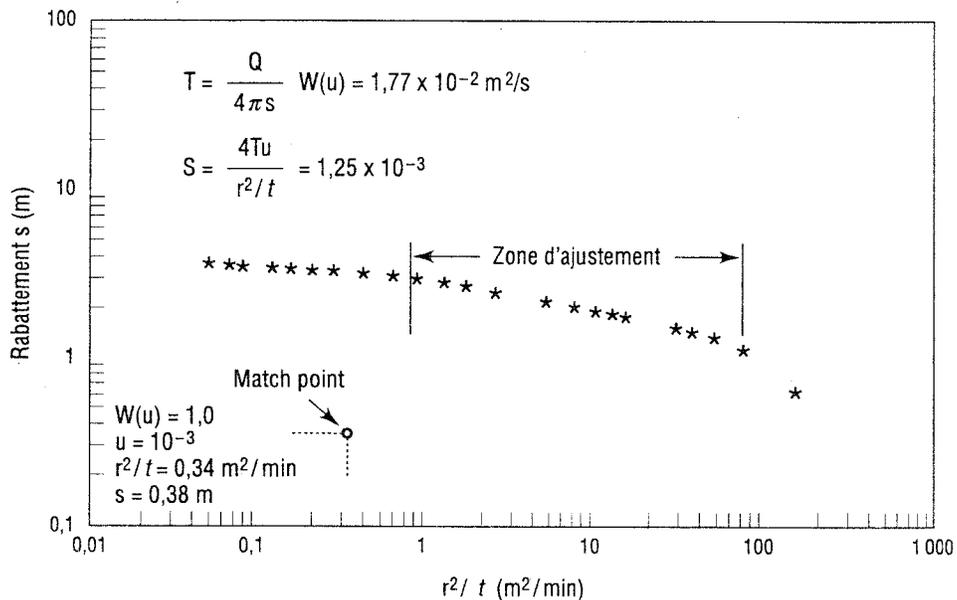


Figure F1 : Méthode de Theis pour la phase pompage, graphique de $\log s$ versus $\log t$.

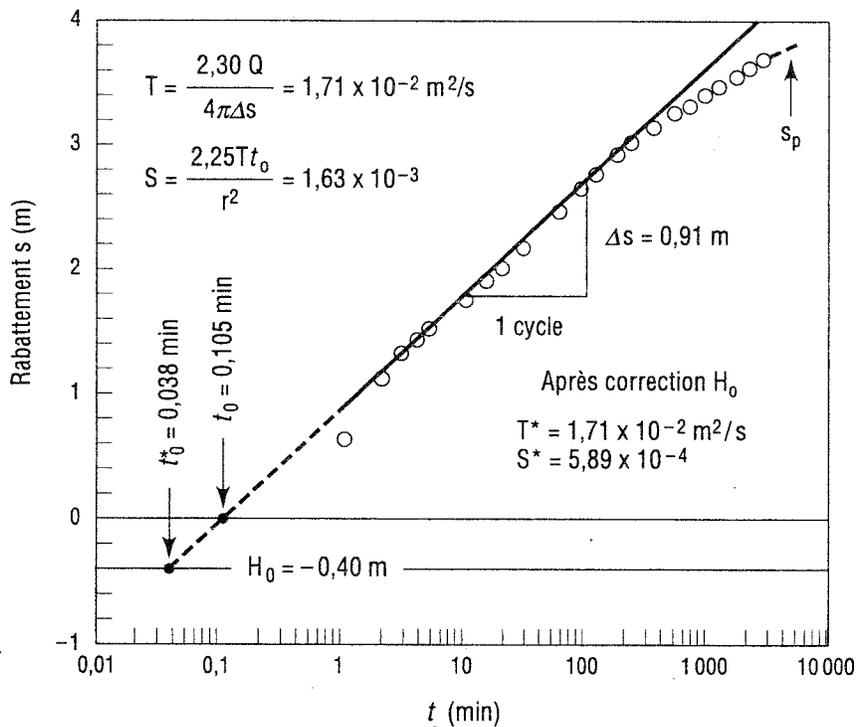


Figure F2 : Méthode de Cooper-Jacob pour la phase pompage, graphique de s versus $\log t$.

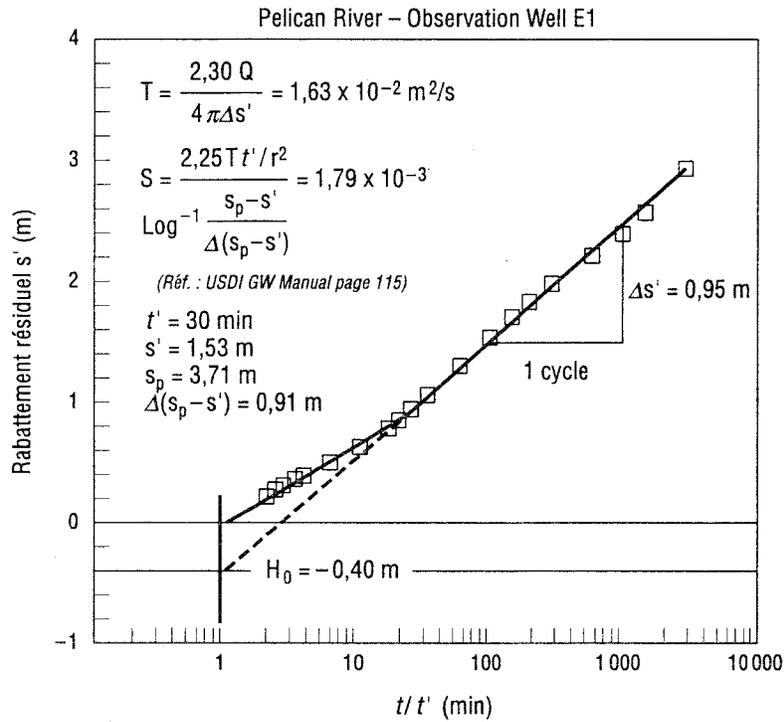


Figure F3 : Graphique usuel de la remontée, s' versus $\log (t/t')$.

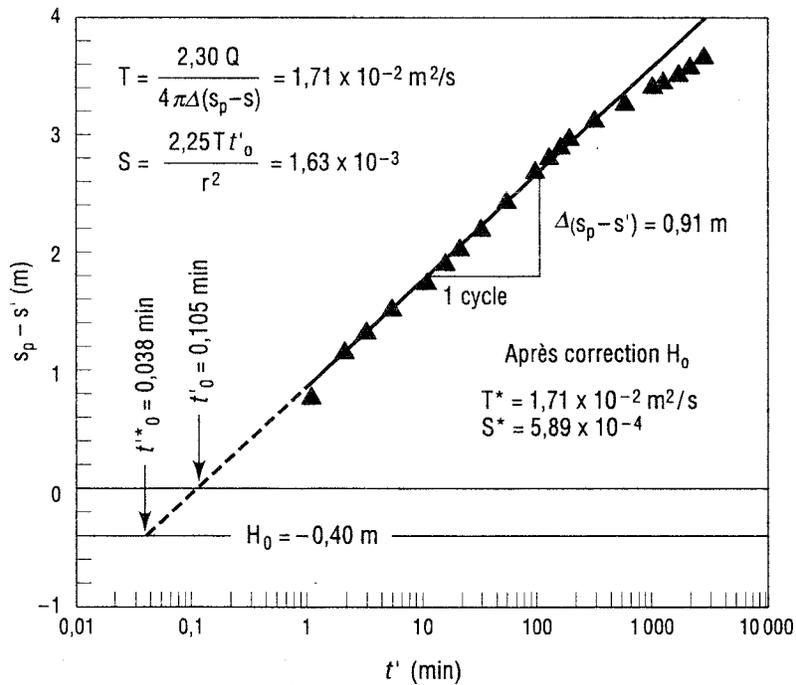


Figure F4 : Phase de remontée, graphique de $(s_p - s')$ versus $\log t'$ (Chapuis, 1992b).

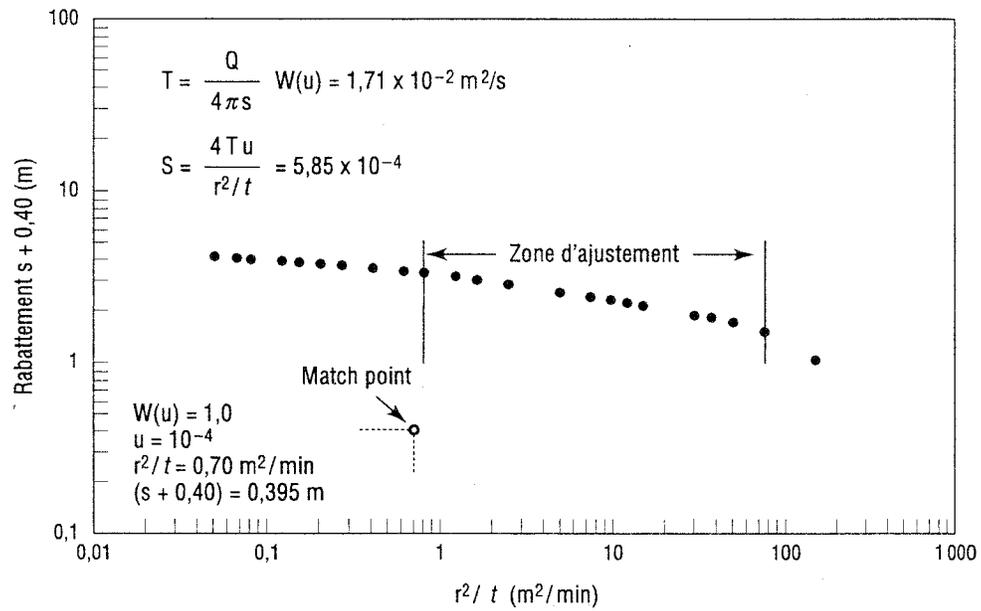


Figure F5 : Nouveau graphique log-log pour la méthode de Theis après correction de l'erreur piézométrique détectée sur la Fig. F3.

MOTS-CLÉS

<i>A</i>		densité	4
aquiclude	2	développement	30, 33, 91, 123, 124
aquifère, définition	2	diffusivité	15
nappe captive	2	Dupuit	23, 24, 42 à 44, 56
nappe libre	2	<i>E</i>	
nappe semi-captive	2	eau adsorbée	5
nappe semi-libre	3	eau capillaire	5
aquitard	2	eau de rétention	5
<i>B</i>		eau gravitaire	4
Boulton	41, 59, 88	eau pelliculaire	5
bout de tubage	21, 22	effets pariétaux	30, 34, 44, 56, 65, 91
Bouwer et Rice	20, 24, 124, 132	emmagasinement spécifique	14
<i>C</i>		équipotentielle	9
capacité au champ	5	erreur piézométrique	27, 29, 72, 133, 148
capacité de rétention	5	essai de perméabilité in situ	17
capacité de (tuyau) de puits	87	<i>F</i>	
Chapuis	20, 26, 61, 69, 71, 72, 80, 85, 89	facteur de drainance	15
Chenaf	71, 74	facteur d'égouttement	15
charge hydraulique	8, 10	frontière de recharge	81 à 86
coefficient de drainance	15	frontière imperméable	75 à 80
coefficient d'emmagasinement	14	<i>G</i>	
compressibilité de l'eau	8	gradient hydraulique	12
conductivité hydraulique	12, 13	graphique des vitesses	26
Cooper et al	19, 28, 123, 132	Gringarten	41
Cooper-Jacob	53 à 57, 60, 67 à 71, 77, 84	<i>H</i>	
court-circuit hydraulique	27, 29, 72, 133, 147	Hantush	46, 47, 63 à 66, 83, 143
crépine	9 à 11, 17 à 20, 32, 34, 61, 91 à 97, 106	Hvorslev	19 à 24, 124, 132
<i>D</i>		<i>I</i>	
Darcy	11 à 14	impression	11
débit pompé	34, 35	indice des vides	3
débit spécifique	14		
déformation des solides	19, 20		
degré de saturation	4, 14		

	<i>J</i>		
Jacob		44, 68, 91, 96	
	<i>L</i>		
Lefranc		20 à 24, 125, 132	
loi de conservation		16	
	<i>M</i>		
masse volumique		4	
masse volumique de l'eau		8	
	<i>N</i>		
nappe perchée		2	
Neuman		41, 59 à 65	
Nguyen et Pinder		20, 29, 126, 132	
	<i>P</i>		
pénétration (puits ou crépine)			
partielle		24, 29, 32, 38, 58, 124, 132	
totale		20, 23, 24, 51, 56, 58, 124, 125	
perméabilité		11, 13	
piézomètre		10, 17 à 29, 33 à 44, 54, 61, 72 à 97, 122, 131	
à capteur de pression		10, 11	
hydraulique		10, 11	
nombre requis		34, 43, 45, 54, 57, 78	
position, aquifère à nappe libre		61	
pompage permanent		39 à 50	
nappe captive		44, 49	
nappe libre		42, 47, 49	
nappe semi-captive		45	
pompage transitoire		51 à 66	
nappe captive		51 à 58, 66	
nappe libre		58 à 62, 66	
nappe semi-captive		62 à 66	
porosité totale		3, 4	
porosité primaire		5	
porosité secondaire		5	
porosité effective		5	
			porosité efficace
			4, 5
			pression interstitielle
			8
			puits
			de surveillance (voir piézomètre)
			10
			image
			75 à 86
			pompe
			31 à 38, 43, 44, 57, 88, 91 à 97
	<i>R</i>		
			rabattement
			11, 33 à 38
			rabattement corrigé
			38, 44, 59, 96, 97
			rabattement résiduel
			67 à 70, 138, 147, 150
			rayon
			du puits
			23, 42, 57, 58, 88, 95, 97
			d'action ou d'influence du
			puits
			23, 43 à 48, 57, 95, 97
			efficace
			43, 95, 97
			régime permanent
			16
			régime transitoire
			16
			remontée après pompage
			67 à 72, 137
			nappe captive
			67, 137
			nappe libre
			67
	<i>S</i>		
			scellement
			17, 28
	<i>T</i>		
			teneur en eau massique
			4
			teneur en eau volumique
			4
			Theis
			51 à 60, 67, 74 à 78, 88, 89, 143, 144, 147
			Thiem
			23, 44, 54, 56, 62
			transmissivité
			14
	<i>V</i>		
			viscosité de l'eau
			6, 7
			vitesse de Darcy
			13, 49
			moyenne de l'eau
			13
	<i>W</i>		
			Walton
			63, 64

Une grande partie de l'eau potable de la planète se trouve dans les eaux souterraines. Ces réserves invisibles sont même environ 150 fois plus abondantes que les eaux de surface. Pour évaluer les propriétés physiques des formations aquifères qui contiennent ces réserves, on a recours aux essais de pompage, fondamentaux en hydrogéologie.

Voici un véritable guide pratique de la planification, de la réalisation et de l'interprétation des essais de pompage. Il présente des méthodes reconnues et fiables pour divers types d'essais, comme des essais de perméabilité *in situ* et des essais de pompage destinés à évaluer la formation aquifère ou la performance de l'installation de pompage. Il décrit les particularités de chaque méthode et fait des mises en garde contre certaines solutions incomplètes ou inexactes encore parfois utilisées. Divers exemples détaillés de cas réels aident à la compréhension.

Robert P. Chapuis, ing., D.Sc.A.

Après l'obtention d'un doctorat en science appliquée en ingénierie, Robert P. Chapuis a pratiqué neuf ans en génie conseil, période au cours de laquelle il a dirigé de nombreuses études en géotechnique et hydrogéologie. Par la suite, il a rejoint l'École Polytechnique de Montréal où il y enseigne l'hydrogéologie et dirige des recherches sur les problèmes d'ingénierie liés aux eaux souterraines.

M. Chapuis est l'auteur et le coauteur de 180 articles techniques et membre actif de plusieurs sociétés scientifiques. De nombreux organismes requièrent son expertise en matière d'eau souterraine.