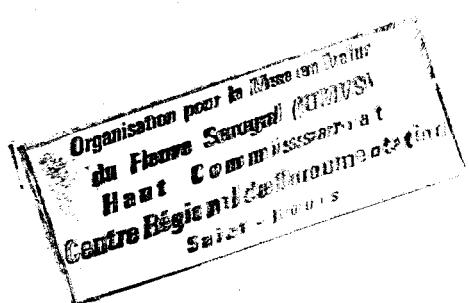


10354





10354

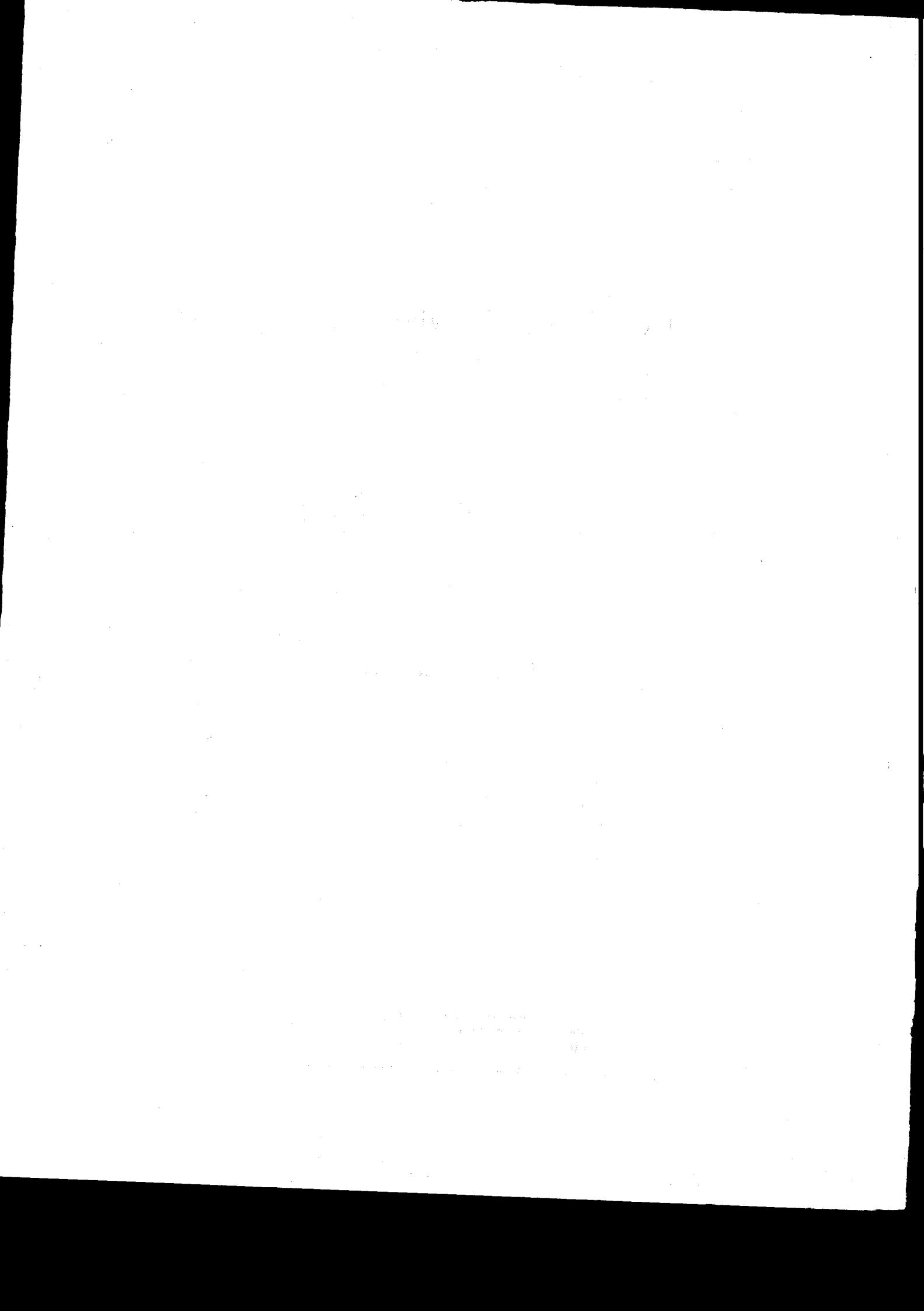
MESURES PIÉZOMÉTRIQUES
ET ESSAIS DE POMPAGE
DANS LES
NAPPES SOUTERRAINES

Application à l'estimation de la puissance d'une nappe

R. BRÉMOND, I. CHERET, C. PARSY

Rédigé par I. CHERET

L'initiative du présent ouvrage,
dont l'idée remonte à quelques années, revient à l'ancien
« SERVICE DE L'HYDRAULIQUE DE L'A. O. F. »
Sa réalisation a été rendue possible par une subvention du FIDES



AVANT-PROPOS

L'hydrogéologie, comme beaucoup de branches modernes de la Connaissance, est au contact de deux mondes. Celui des sciences naturelles, détendu, descriptif et friand de vastes synthèses historiques; celui des besoins concrets, exigeant, pressé, avide de chiffres. Leur coexistence est obligatoire dans toute réalisation et doit se traduire par la collaboration intime des deux spécialistes. Ceux-ci se comprennent d'autant plus aisément que chacun est mieux à même d'apprécier le savoir et les difficultés de l'autre.

C'est à ce but d'information mutuelle que répondent les deux ouvrages dont l'ancien service de l'Hydraulique de l'A. O. F. a eu l'initiative et qui sont destinés à tous ceux : géologues, ingénieurs, administrateurs, dont la tâche est d'extraire l'eau du sous-sol pour la mettre à la disposition des hommes.

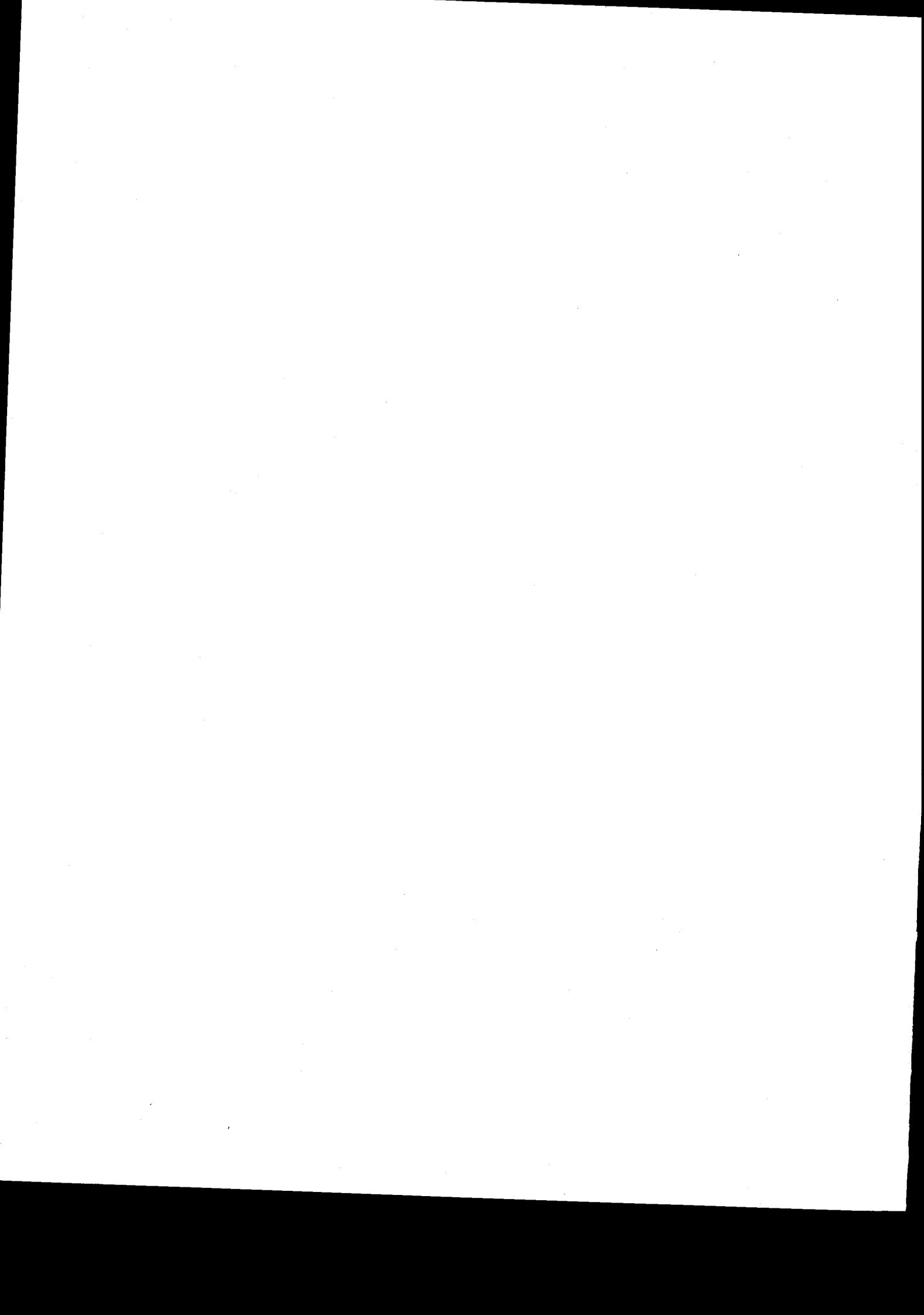
Le premier, par J. Archambault, donne l'état courant 1959 de nos connaissances sur les Eaux souterraines de l'Afrique Occidentale, leur genèse, leur situation, les caractères géologiques et hydrologiques des formations qui les contiennent. Il est essentiellement descriptif.

Le second, celui-ci, se propose de rappeler les principales méthodes que l'on peut utiliser pour apprécier les qualités hydrodynamiques des nappes et pour en déduire les débits qu'elles sont susceptibles de donner. Il est beaucoup plus mathématique.

Ce point peut rebuter, surtout dans ce domaine récemment encore quasi réservé aux seuls naturalistes et ce d'autant plus que l'outil mathématique si souvent merveilleusement efficace se révèle ici, nous devons bien l'avouer, inférieur à sa réputation. Mais malgré ses imperfections, que le progrès corrige d'ailleurs chaque jour, il est le seul à pouvoir nous donner des indications chiffrées et il serait criminel de ne pas l'utiliser. Il serait à l'inverse tout aussi criminel de le considérer comme un oracle infaillible et c'est pourquoi nous avons cru bon de rappeler dans les premiers chapitres l'essentiel de notre savoir sur les caractéristiques physiques des nappes ainsi que sur les moyens dont nous disposons pour les connaître. Les limites de l'outil sont ainsi précisées au départ.

Signalons enfin que cet ouvrage a été rédigé à l'origine dans l'optique d'une simple diffusion interne. Sa seule originalité réside dans la relation des essais effectués par les auteurs. Il n'a, quant au fond, d'autre prétention que de regrouper un certain nombre de données éparses à travers différentes publications françaises et surtout étrangères.

Novembre 1960.



MESURES PIÉZOMÉTRIQUES ET ESSAIS DE POMPAGE DANS LES NAPPES SOUTERRAINES

APPLICATION A L'ESTIMATION DE LA PUISSANCE D'UNE NAPPE

Au fur et à mesure que progresse le développement d'un pays et que s'élève le niveau de vie de sa population, les besoins en eau croissent dans de très fortes proportions. L'utilisation rationnelle de toutes les ressources disponibles, superficielles et souterraines, s'impose chaque jour davantage et de nombreux efforts doivent être consacrés à la recherche de possibilités nouvelles et à l'estimation des débits utilisables dans chaque cas.

Comme de nombreuses régions du monde ne disposent pas de sources naturelles ou de cours d'eau pérennes, la prospection et l'étude des nappes souterraines y sont d'une très grande importance. Les progrès accomplis dans ce domaine depuis quelques dix à vingt ans sont d'ailleurs significatifs.

En Afrique Occidentale, la plupart des points d'eau réalisés jusqu'à ces dernières années étaient destinés à l'alimentation de petits villages de brousse ou de zones de pâturage du bétail; les débits nécessaires étaient faibles. Le problème résidait surtout dans la recherche et la délimitation de la nappe; l'évaluation de sa puissance n'était qu'accessoire. Le développement récent des centres urbains, la création d'industries, notamment minières, ont modifié la face des choses dans ce domaine comme en tant d'autres. Il s'agit maintenant bien souvent, de trouver dans des zones fort peu arrosées, des ressources importantes dont le prix de revient conditionne la rentabilité de l'opération toute entière. Une estimation aussi précise que possible des débits réellement disponibles s'impose et l'hydrogéologue et l'ingénieur sont obligés de faire appel à tout l'arsenal des essais de pompage dont l'interprétation est si délicate.

* * *

Dans de tels essais, il s'agit de déduire de mesures de débits et de niveaux piézométriques, en différents endroits et en des temps variables, les caractéristiques physiques du sol, les débits de réalimentation de la nappe et ses réserves. Ces calculs sont basés sur la théorie de l'écoulement de l'eau en milieu poreux. Bien que simple en son énoncé, cette théorie est d'une application pratique délicate, à cause de la complexité des conditions aux limites rencontrées dans la nature. De nombreux auteurs ont été ainsi conduits à proposer des méthodes approximatives pour la résolution de certains problèmes. Ces méthodes ne sont souvent valables que dans des cas bien définis. Il importe donc chaque fois d'apprécier avant tout le mieux possible le « milieu » environnant la nappe étudiée et de garder toujours présente à l'esprit la signification physique des phénomènes mesurés. Les calculs ne viendront qu'après.

* * *

Ces calculs, dans les cas où l'on veut interpréter des essais de pompage de durée limitée, doivent être conduits par la méthode de l'écoulement transitoire, dite encore de Theis ou de Thiém. Cette méthode présente bien des avantages sur d'autres malheureuse-

ment encore trop souvent appliquées. Ses fondements théoriques, d'abord, sont plus valables. Les résultats ensuite sont plus précis. Les conséquences pratiques que l'on peut en tirer enfin, sur le plan constructif (qualité du développement du forage, prévision de la baisse du niveau avec le temps, etc...) sont infiniment plus riches d'enseignements. L'application de cette méthode n'exige pas des frais considérables, seulement un changement d'habitudes et des soins plus attentifs dans l'exécution des mesures. Le coût de ces améliorations est faible par rapport à celui du forage. Les renseignements obtenus par contre sont infiniment plus valables. Cette méthode n'est d'ailleurs que l'exploitation d'un cas très particulier de la théorie générale appliquée par tous et partout dans les recherches pétrolières. Nous ne saurions trop insister pour que son utilisation soit rendue obligatoire sur tous les forages d'eau.

* *

Comme l'aspect géologique de l'étude des nappes (J. Archambault) sort du cadre de notre exposé, celui-ci débutera par un rappel des propriétés physiques de l'écoulement de l'eau dans le sol, dont certaines conceptions se sont modifiées de fond en comble à la suite des récentes découvertes des chercheurs.

Les noms () renvoient à la bibliographie reportée *in fine*.

Chapitre 1

PROPRIÉTÉS PHYSIQUES DE L'ÉCOULEMENT DE L'EAU DANS LE SOL

1,1 — PROFIL HYDRIQUE D'UN SOL — CAPILLARITÉ ET SUCCION

Selon les conceptions classiques, on rencontre dans un terrain contenant une nappe à surface libre, deux zones principales, différentes du point de vue de la teneur en eau du sol :

— une zone de saturation qui constitue la nappe elle-même. Dans cette zone l'eau remplit tous les vides de l'ossature solide et se meut sous l'effet de la seule pesanteur.

— une zone d'aération, qui surmonte la nappe et dans laquelle intervient la phase gazeuse. Les mouvements de l'eau y sont fonction, en sus de la pesanteur, du jeu des attractions capillaires et des tensions de vapeur. La zone d'aération se subdivise à son tour en :

. une zone capillaire, de quelques décimètres d'épaisseur, très humide mais non saturée, où l'eau remonte à partir de la nappe dans les interstices des grains de terre, un peu comme elle remonterait dans un tube de très faible diamètre;

. une zone intermédiaire, qui peut atteindre plusieurs, voire des dizaines de mètres, et au sol presque sec;

. une zone de surface, qui correspond au sol, au sens agronomique du terme, et dont la teneur en eau est sous la dépendance principale de l'atmosphère extérieure.

Cette décomposition de la zone d'aération, justifiée du point de vue descriptif est cependant peu satisfaisante car les différentes limites ne correspondent pas à un changement net des phénomènes physiques en jeu et leur définition est délicate, sinon inutile.

L'application même de la notion de capillarité à l'étude des sols humides non saturés d'eau se heurte à de très graves difficultés pratiques, du fait de la complexité et de l'hétérogénéité extrêmes des canalicules jouant le rôle de tubes capillaires. Les formules classiques expliquent bien le comportement de l'eau dans un tube géométriquement défini, mais leur extension à l'ensemble d'un sol se révèle, en fait, impraticable.

Des recherches, menées notamment aux États-Unis par L. A. Richards et d'autres, permirent, depuis 1930, de définir et mesurer une nouvelle grandeur, la succion d'un sol, grandeur macroscopique qui s'attache cette fois, non plus à un canalicule, mais à un certain volume de sol (Terzaghi-Caquot). Cette grandeur peut être mise en évidence par l'expérience suivante :

Une coupe en matière poreuse perméable à l'eau et imperméable à l'air est placée dans un sol, remplie d'eau. Cette coupe est reliée à un manomètre à dépression. Si le sol n'est pas saturé initialement, on constate une migration de l'eau de la coupe vers le sol et corrélativement, bien sûr, on enregistre sur le manomètre une dépression. On constate

également que cette dépression est d'autant plus grande que le sol à l'état initial était plus sec.

Ce phénomène d'appel de l'eau par un sol non saturé a reçu le nom de succion (ou pression négative). Il recouvre et regroupe les notions de capillarité, hygroscopicité, etc...

Le manomètre à dépression ne peut, cependant, être utilisé que pour des valeurs de la succion inférieures en valeur absolue à 1 atmosphère (en pratique 0,8 atmosphère). Or, les sols semblent posséder des pouvoirs de succion bien plus importants. L. A. Richards eut l'idée, pour étendre la gamme de ses mesures, de placer cette fois le sol au lieu de l'eau à l'intérieur de l'éprouvette poreuse, l'eau libre étant à l'extérieur, à la pression atmosphérique.

Teneur en eau

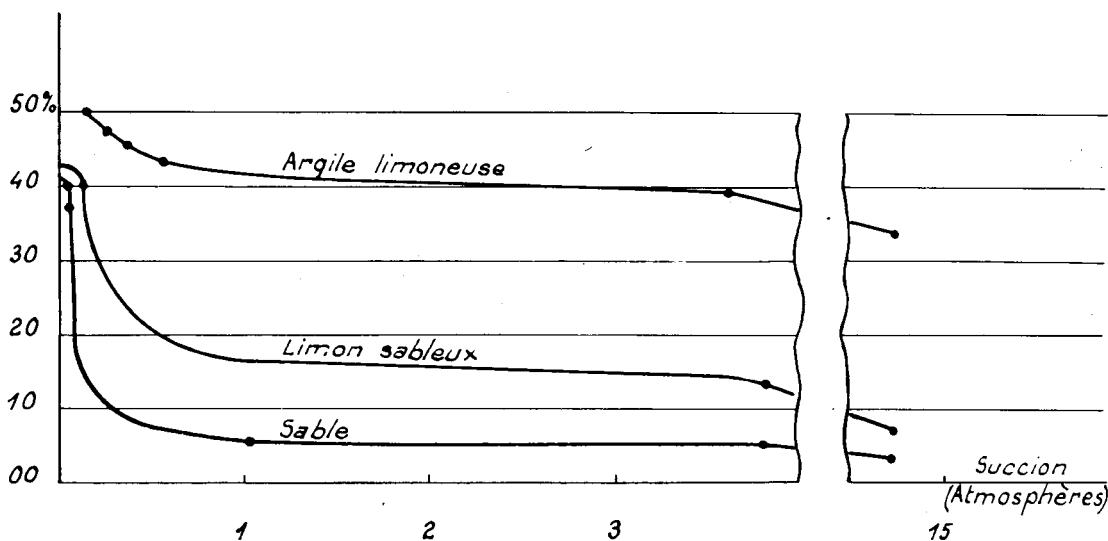


Fig. 1 — Relation entre teneur en eau et succion dans quelques sols
(d'après L. A. Richards)

phérique. Également, il conçut de mesurer, au lieu de la dépression introduite dans l'eau libre par le phénomène de succion, la pression qu'il faut appliquer au sol à l'intérieur de l'éprouvette pour empêcher la pénétration de l'eau, c'est-à-dire équilibrer la succion. Il est arrivé ainsi à mesurer des succions de l'ordre de 15 atmosphères, valeur qui semble, soit dit en passant, avoisiner le pouvoir de succion des racines de la plupart des plantes. D'autres méthodes furent également employées. Elles donnèrent toutes, dans les zones de recouvrement de leur limite de validité, des résultats concordants.

Ces résultats firent ressortir l'existence, pour un échantillon de sol donné, de véritables relations entre la teneur en eau et la succion (cf. les courbes de la figure 1). Cette dernière apparaît ainsi comme une force chargée par la nature de s'opposer à la dessication d'un sol. L'eau contenue dans la zone d'aération se trouve donc sollicitée par deux forces opposées : la pesanteur qui tend à la faire descendre vers la surface libre de la nappe et la succion qui cherche à la maintenir dans le sol. L'équilibre entre ces deux forces est atteint lorsque entre deux points A et B d'une même verticale le gradient de la pesanteur est égal à celui des succions (cf. figure 2). Ce fait explique, entre autres, la décroissance de la teneur en eau à partir de la surface libre de la nappe puisqu'à des hauteurs croissantes,

correspondent des succions également croissantes (en valeur absolue) et en fin de compte des teneurs en eau décroissantes. Cette notion nouvelle de succion applicable à un échantillon fini de sol et mesurable directement est donc l'analogue pour la zone d'aération, de la pression bien connue dans la zone saturée et permet de rétablir la continuité avec elle. Elle s'exprime avec les mêmes unités, précédées simplement du signe moins.

La continuité est rétablie également avec l'atmosphère, puisqu'une variation de l'humidité extérieure provoque un changement de la teneur en eau du sol superficiel, c'est-à-dire en fin de compte une modification de la succion. Ainsi un accroissement d'humidité

Air libre

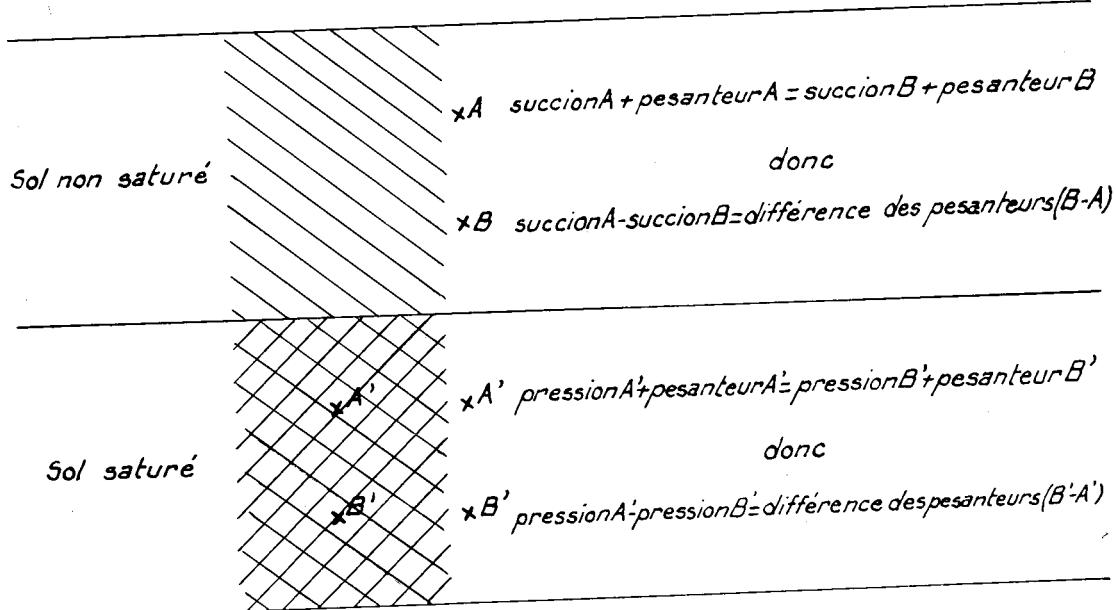


Fig. 2 — Succion et pesanteur — Cas d'une nappe en équilibre

ité atmosphérique entraîne une diminution de la succion dans les couches supérieures du terrain et par suite une descente de l'eau vers la nappe; une tendance à la sécheresse suscite le mouvement inverse.

La succion est donc l'intermédiaire qui met la nappe souterraine en communication avec l'air extérieur, parfois à travers des dizaines de mètres considérés *a priori* comme secs.

Ceci est rendu possible par le fait que les succions qui règnent dans les terrains non saturés peuvent atteindre des valeurs très élevées qui confèrent à ce système de pompage une puissance extraordinaire, dont témoignent notamment les nappes en creux d'Afrique occidentale (Archambault). Corrélativement d'ailleurs les pourcentages d'humidité qui subsistent dans certains sols sous une forte succion sont également importants.

Par exemple, si un sable perd assez rapidement la majeure partie de son humidité (il en reste tout de même plus de 5 % sous quelques atmosphères) les sols moins grossiers, tels les limons, les argiles, conservent encore plus de 30 % d'humidité sous une succion de 15 atmosphères, ainsi que le montrent les courbes de la figure 1.

Il faut noter, cependant, que des phénomènes d'hystéresis empêchent en fait ces

relations d'être bi-univoques ⁽¹⁾ (Soeiro) et compliquent les calculs d'application. Ils ne modifient pourtant en rien leur principe.

Signalons enfin qu'avec cette notion nouvelle, la surface libre d'une nappe peut être définie simplement par la condition que la pression fluide en chacun de ses points soit égale à la pression atmosphérique. Au-dessus de la surface libre il y a pression négative, c'est-à-dire succion et le sol ne lâche pas son eau sous l'effet de la gravité seule, au-dessous il y a pression positive et l'on est déjà dans la nappe.

1,2 — NOTION DE CHARGE HYDRAULIQUE — PRESSION ET SUCCION

On démontre en hydraulique théorique, que dans un fluide continu, placé dans le champ de pesanteur d'accélération « g » les caractéristiques de l'écoulement dépendent des variations dans le temps et d'un point à l'autre de l'expression :

$$H = Z + \frac{P}{\tau} + \frac{V^2}{2g}$$

où : Z est l'altitude de la particule considérée par rapport à un niveau de référence;

P est la pression régnant à l'intérieur de cette particule, mesurée également par rapport à une pression de référence, par exemple la pression atmosphérique;

τ est le poids spécifique du liquide;

V la vitesse de la particule;

Les différents termes de l'expression H sont homogènes à une longueur. Ils sont représentatifs, à un coefficient près, d'une forme de l'énergie de la particule considérée :

Z représente l'énergie de position (ou de gravité) que la particule peut céder ou acquérir en changeant d'altitude;

$\frac{P}{\tau}$ l'énergie de pression que la particule peut produire ou absorber en changeant de pression;

$\frac{V^2}{2g}$ l'énergie cinétique.

L'ensemble H représente à une constante près l'énergie totale de la particule. On l'appelle la charge hydraulique au point considéré.

Dans l'écoulement des nappes souterraines, la vitesse V est toujours très faible et la charge hydraulique se réduit pratiquement à :

$$h = Z + \frac{P}{\tau}$$

Notons que la détermination théorique de cette grandeur h est basée uniquement sur l'hypothèse de continuité du milieu fluide. Sa définition est donc valable aussi bien dans la nappe où le sol est saturé, qu'au-dessus, dans la tranche de sol non saturé, tant que les films liquides entourant les grains de terre restent continus. Dans ce dernier cas, comme la surface libre de la nappe est à la pression atmosphérique, si l'on prend celle-ci comme pression de référence, P est négatif et représente la succion définie plus haut. Ainsi que nous l'avons déjà vu, cette succion en un point de la tranche non saturée du sol, est liée, comme la pression dans la nappe, à la cote du point considéré par rapport à la

⁽¹⁾ Sur un échantillon donné de sol, la courbe obtenue en procédant aux expériences avec des succions décroissantes ne coïncide pas avec la courbe obtenue sous succions croissantes.

surface libre. Elle ne peut être mesurée directement par un piézomètre, puisque l'eau, retenue précisément par elle dans le sol, ne s'écoulera pas vers le tube. Elle peut l'être, par contre, à l'aide d'une cellule poreuse et d'un manomètre à dépression (tant qu'elle ne dépasse pas une atmosphère; au delà, il faut opérer en laboratoire).

1,3 — POROSITÉ — PERMÉABILITÉ — LOI DE DARCY EN MILIEU SATURÉ

Un milieu poreux, tel un sol sableux, est constitué par une ossature de grains solides qui délimite un certain nombre de vides. Dans une masse de sol occupant un volume total ou brut W_B , il y a un volume solide W_s et un volume de vide W_v . On appelle porosité « m », le rapport du volume des vides au volume total $\frac{W_v}{W_B}$.

Dans un sol saturé, le volume des vides W_v est entièrement rempli d'eau et la porosité mesure le volume relatif d'eau contenue dans le sol. Cette eau n'est cependant pas entièrement mobilisable puisque le sol, par le phénomène de la succion, en retient un certain volume dit « volume de rétention ». Ce volume est de plus en plus faible à mesure

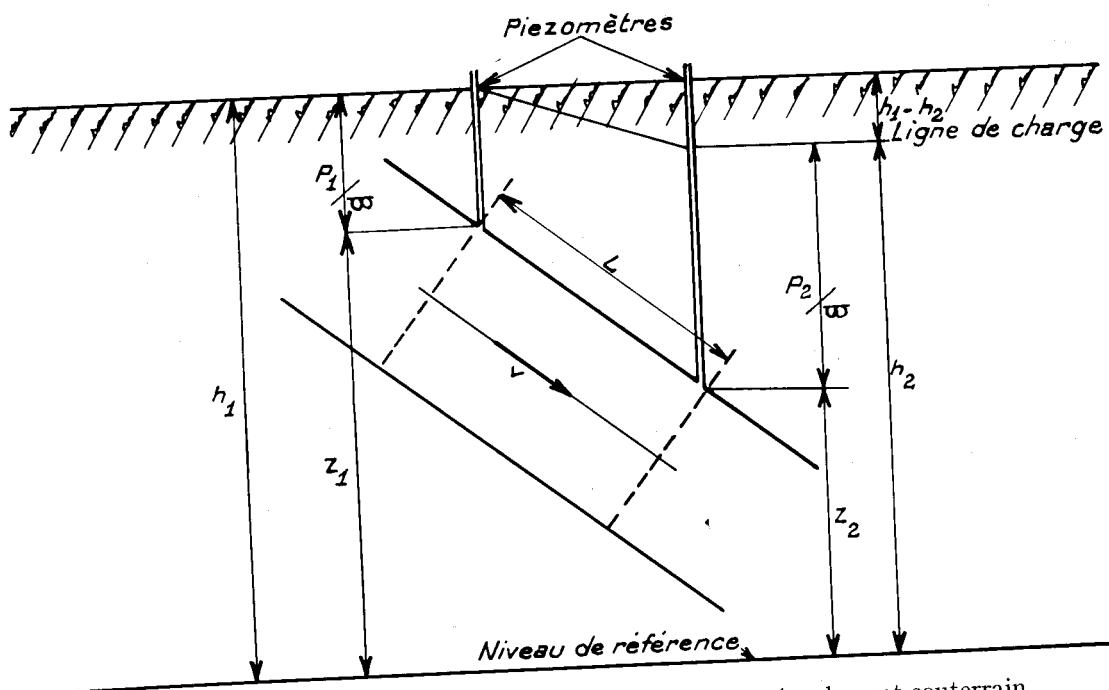


Fig. 3 — Distribution des charges et pressions dans un écoulement souterrain

que l'on s'éloigne de la surface libre de la nappe (et que la succion grandit en valeur absolue) et l'on ne peut donc valablement parler d'un volume de rétention unique pour un sol donné. Cependant, en pratique, on est bien souvent obligé de se contenter d'une estimation d'une valeur moyenne de ce volume. La connaissance de cette donnée et de la porosité suffit pour résoudre les problèmes statiques, par exemple celui de la détermination des réserves d'une nappe.

Du point de vue dynamique, il faut distinguer deux cas selon que l'écoulement est turbulent ou laminaire.

L'écoulement turbulent ne se rencontre que rarement en milieu poreux, si ce n'est au voisinage immédiat des puits où son apparition, due à l'augmentation des vitesses, est la cause des pertes de charge que nous appellerons plus loin localisées. Il est normalement de règle dans les terrains à fissures assez grandes (beaucoup de calcaires). Cependant, ses lois ne se prêtent pas facilement aux applications. Aussi, essaie-t-on chaque fois de vérifier si les résultats des expériences faites ne pourraient s'interpréter en admettant un écoulement laminaire. Mais il faut alors rester très prudent dans les extrapolations.

Quoiqu'il en soit, la grande majorité des cas rencontrés en pratique sont justifiables de la théorie des écoulements laminaires en milieu poreux saturé et nous nous limiterons à l'exposé des points importants de celle-ci.

La propriété fondamentale de ces écoulements a été découverte par Darcy.

Elle peut s'énoncer comme suit :

« Le débit d'un écoulement souterrain est proportionnel à la perte de charge hydraulique. »

Avec les notations de la figure 3, on a :

$$Q = K A \frac{h_1 - h_2}{l}$$

où A représente l'aire de la section droite.

Cette équation peut se transformer en :

$$\frac{Q}{A} = K \frac{h_1 - h_2}{l}$$

Or $\frac{Q}{A}$ est homogène à une vitesse. On peut donc écrire :

$$V = K \frac{h_1 - h_2}{l}$$

Quelle est la signification exacte de cette vitesse?

Dans un milieu poreux saturé, le fluide circule dans les vides de l'ossature solide. Ces vides ont des formes extrêmement changeantes; la vitesse vraie d'écoulement est donc très variable d'un canalicule à l'autre, même tout le long d'un seul trajet et ce, d'une manière erratique. Par contre, si l'on compare les vitesses d'ensemble de masses fluides franchissant des sections assez importantes contenant un grand nombre de pores, on constate la constance de leurs caractéristiques (en régime permanent bien entendu). Les lois qui régissent un écoulement général ne peuvent donc s'appliquer qu'à cette vitesse d'ensemble qui est d'ailleurs celle mesurée *in situ*, par la méthode des colorants par exemple.

Il semblerait donc normal que la vitesse V de la loi de Darcy fut bien cette vitesse d'ensemble.

Il faudrait pour cela que dans le rapport $\frac{Q}{A}$ on prenne pour A la valeur de la section utile des vides. Mais la détermination de celle-ci exige, outre la connaissance de la section brute, celle de la porosité « m » qu'il est souvent malaisé d'apprécier avec précision. De plus, le but ultime d'une étude de nappes est l'estimation d'un débit et non d'une vitesse, de même dans les essais mesure-t-on les débits et non les vitesses. La notion de vitesse n'intervient donc pas directement dans les calculs d'application et apparaît seulement

dans la théorie comme un intermédiaire commode. Enfin, les raisonnements physiques sont aussi bien valables pour une grandeur V_e que pour une grandeur proportionnelle V .

On peut donc, par raison de simplification, prendre pour la section A de la loi de Darcy — et c'est ce que l'on fait — la valeur de la section totale ou brute. La vitesse V est alors une vitesse fictive, reliée à la vitesse d'ensemble V_e telle que définie plus haut par la relation :

$$V = V_e \times m$$

Une vitesse mesurée directement *in situ* par une méthode analogue à celle des colorants, doit donc être multipliée par la porosité « m » avant d'être introduite dans des calculs basés sur la loi de Darcy. Pour être plus précis, il faut noter qu'une certaine partie de l'eau, absorbée par les grains solides, ne participe pas à l'écoulement. La section utile des vides ne correspond donc pas strictement à la porosité dans son sens habituel mais à une porosité réduite, que certains proposent d'appeler utilisable.

Cette loi fait apparaître un coefficient K appelé coefficient de Darcy ou conductivité hydraulique ⁽¹⁾ qui représente la plus ou moins grande facilité de passage d'un fluide à travers un milieu poreux. Ce coefficient dépend des caractéristiques et du fluide et du milieu. Il est constant dans un milieu saturé, pour un fluide et un milieu donnés. Il peut être mesuré soit au laboratoire, soit *in situ* par des essais de pompage (cf. plus loin).

Conductivité K_0 10^{-6} cm/sec.

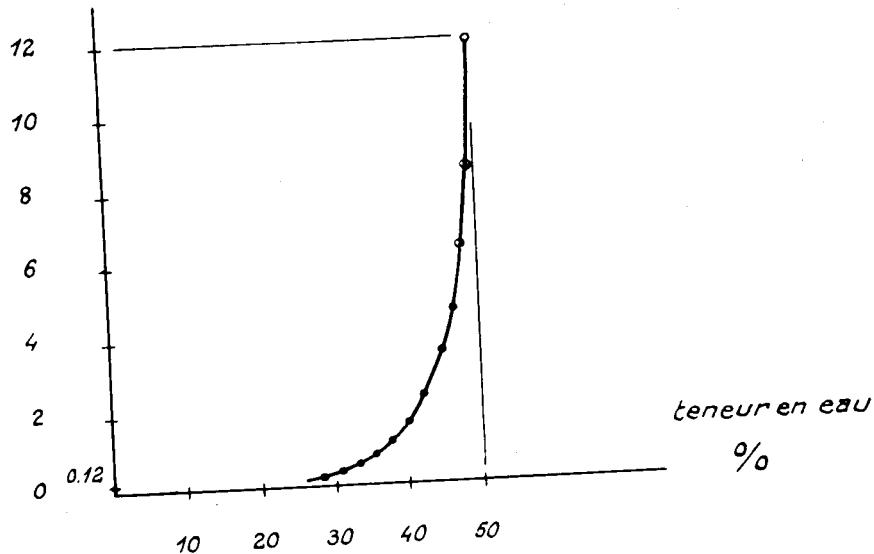


Fig. 4 — Variation de la conductivité en fonction de la teneur en eau pour sol argileux
(d'après J. R. Philip)

(1) Le terme coefficient de perméabilité k doit être réservé à une grandeur caractérisant le milieu poreux uniquement et indépendante du fluide. Entre les deux, on a la relation :

$$K = k \frac{\bar{v}}{\mu} \text{ où } \mu \text{ est la viscosité.}$$

1,4 — PERMÉABILITÉ ET LOI DE DARCY EN MILIEU NON SATURÉ

Des recherches récentes ont permis d'étendre la loi de Darcy aux milieux poreux non saturés. Dans ce cas, cependant, la conductivité (que l'on pourrait qualifier ici de capillaire) n'est plus constante, pour un sol donné mais est fonction de la teneur en eau au point considéré. Toutes les expériences faites jusqu'à présent ont montré qu'elle décroissait très rapidement lorsque la teneur en eau baissait. La figure 4 fait ressortir par exemple, que dans un sol relativement argileux, la conductivité capillaire peut tomber dans la proportion de 100 à 1 lorsque la teneur en eau passe de 48 % (saturation) à 30 %. Le phénomène est le même en terrain sableux.

Ainsi, un sol sec est très peu perméable.

Cette constatation est d'une grande importance pour la compréhension des phénomènes d'évaporation à partir d'une nappe et d'infiltration.

Elle explique notamment, les constatations suivantes :

— une nappe n'est véritablement alimentée que par une pluie importante ayant pu détrempé le sol. La vitesse d'infiltration peut alors atteindre des valeurs élevées : plusieurs centimètres par jour et même par heure.

— une nappe ne s'évapore que très lentement dès que sa surface libre est à plus d'un ou deux mètres de profondeur ; quelques dixièmes de millimètres par jour. La couche superficielle, sèche, a une très faible conductivité.

1,5 — TRANSMISSIVITÉ ET COEFFICIENT D'EMMAGASINEMENT

Si la connaissance de sa conductivité hydraulique K définit un sol du point de vue du mouvement du fluide donné en son milieu, cette grandeur ne suffit plus pour caractériser l'écoulement d'une nappe entière. D'autres données sont nécessaires.

En dehors des conditions aux limites : zones d'alimentation, de pertes, murs latéraux, etc... dont nous étudierons l'influence plus loin, c'est en premier lieu l'épaisseur de la nappe « e » qu'il importe de connaître. Si l'on considère des tranches de largeur unité de plusieurs nappes, l'on sait d'après la loi de Darcy que les débits écoulés pour une même perte de charge sont proportionnels au produit Ke de leurs conductivités et épaisseurs respectives. Ce sont donc les valeurs de ce produit et non plus de la conductivité toute seule qui permettent de comparer les facilités d'écoulement offertes par plusieurs nappes.

Et même, en régime permanent, où dans une section quelconque aucune des caractéristiques du mouvement ne change avec le temps, et le débit transité passe intégralement d'une section à la voisine, la connaissance de Ke suffit pour définir entièrement une nappe et la séparation des deux éléments K et « e » est totalement inutile.

Ce produit Ke a reçu le nom de transmissivité.

En régime non permanent, par contre, il y a en certaines sections, prélèvement d'eau sur les réserves de la nappe elle-même ou bien reconstitution de ces réserves. Une caractéristique nouvelle doit intervenir qui relie la variation de charge hydraulique au volume d'eau prélevé sur les réserves, ou y apporté. Cette caractéristique s'appelle le coefficient d'emmagasinement. Il peut être défini comme étant le volume d'eau qu'une diminution de charge de une unité, libère d'une colonne verticale de section unité de la nappe.

Dans une nappe à surface libre, le volume d'eau prélevé sur les réserves est pratiquement celui libéré du fait de la descente effective de la surface libre de la nappe. Il est égal au produit du volume de terrain libéré par la porosité mais diminué du volume de rétention. Or, comme nous l'avons vu, le volume d'eau retenu par le sol situé au-dessus de la nappe dépend de la distance du point considéré à cette nappe. Celle-ci s'abaissant, la teneur en

eau de toute la tranche supérieure va diminuer. Comme ce phénomène de descente de l'eau dure un temps assez long, l'équilibre est atteint plus ou moins rapidement suivant l'importance des rabattements. Le coefficient d'emmagasinement n'est donc pas dans une nappe donnée véritablement constant pour toutes les valeurs des variations de charge. Ce fait est l'une des sources des difficultés posées par les nappes phréatiques. Le coefficient d'emmagasinement pour ces nappes peut aller de 30 à 40 % (porosité) pour des alluvions grossières, à quelques % pour des limons.

Dans une nappe captive, enserrée entre deux zones imperméables, la pression totale exercée sur l'horizon aquifère par les couches supérieures et l'atmosphère est équilibrée par la somme de la pression interne de l'eau et de la résistance opposée par l'ossature formée par les grains du sol.

Toute modification de la pression fluide provoque, la charge extérieure étant supposée constante :

- une variation du volume propre de l'eau due à sa compressibilité;
- un report de la modification de pression sur l'ossature solide, qui se déforme en entraînant une variation de son volume total. Les grains du sol eux-mêmes étant incompressibles, c'est le volume des vides qui change, causant une nouvelle variation du volume de l'eau.

Ainsi, tout pompage d'eau en un point provoque une dépression qui entraîne, d'une part une libération d'eau dans la zone déprimée, d'autre part, un tassement de l'ossature solide et par suite une nouvelle expulsion d'eau.

On démontre (C. E. Jacob) que dans ce cas, le coefficient d'emmagasinement est donné par la formule :

$$S = m \pi_0 e \left(\beta + \frac{\alpha}{m} \right) \text{ où}$$

- m est la porosité du terrain
- π_0 le poids spécifique de l'eau
- e l'épaisseur de la nappe
- α la compressibilité verticale du terrain
- β la compressibilité volumétrique de l'eau.

Pour une nappe donnée, S est cette fois pratiquement constant. Sa valeur est inférieure à celle des nappes phréatiques. Elle est fréquemment de l'ordre de 10^{-4} à 10^{-6} .

1,6 — NOTION DE HAUTEUR CRITIQUE

La notion de caractéristique critique est bien connue en hydraulique des canaux découverts. On sait que l'écoulement dans un tel canal peut être torrentiel ou fluvial selon que sa pente, son débit, la hauteur de l'eau... sont supérieurs ou inférieurs à une certaine valeur qualifiée pour cette raison de critique. On sait également, qu'en régime torrentiel, le débit est commandé par l'amont, en régime fluvial par l'aval.

Considérons, par exemple, un réservoir à niveau N constant relié par un canal assez court à un autre réservoir de niveau variable n (Cf. fig. 5). Lorsque ce niveau n est assez proche (n_1 sur la figure) de N , l'écoulement est fluvial. Un abaissement du niveau n_1 entraîne une augmentation du débit transité. Lorsque n est très bas par contre (n_2 sur la figure) le canal déverse en fait dans le réservoir et son débit est indépendant des mouvements possibles de n_2 . La ligne d'eau ne descend pas en dessous du niveau limite n_c séparant les deux cas et qui correspond à la valeur critique de la hauteur de l'eau au point A. En amont de ce point, l'écoulement dans le canal est fluvial, à l'aval, il est torrentiel.

Ch. Jaeger a démontré que des phénomènes analogues existaient dans l'écoulement des nappes souterraines à surface libre lorsqu'il y avait courbure des filets liquides (Cf. figure 6).

Prenons l'exemple d'un puits prélevant l'eau dans une nappe phréatique. Pour

Coupe sur un canal entre deux réservoirs

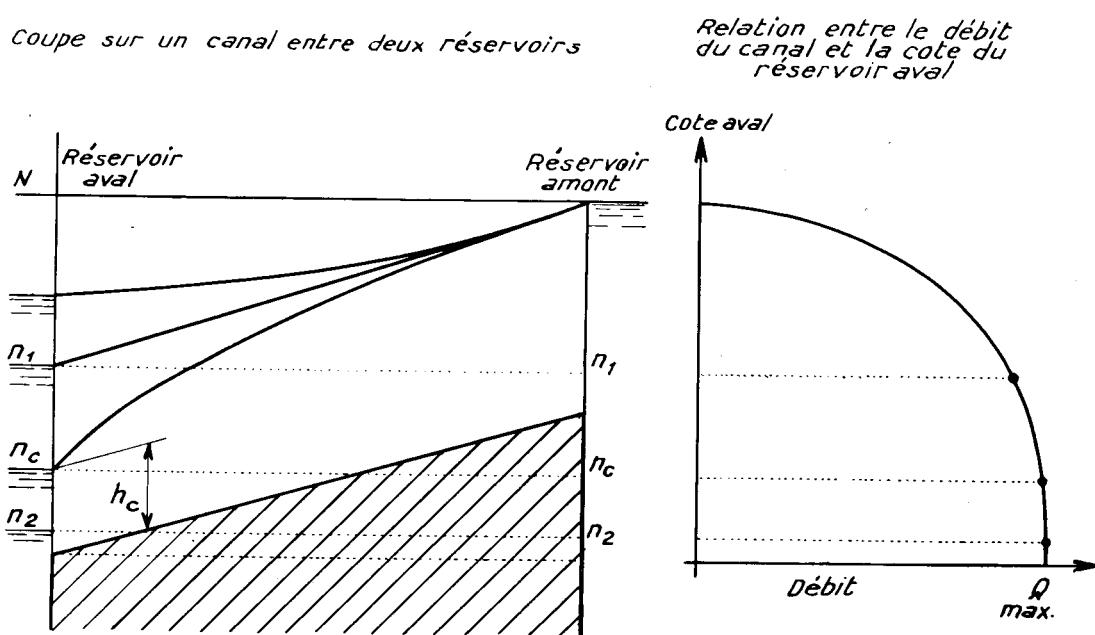


Fig. 5 — Hauteur critique dans les canaux découverts (d'après E. Crausse)

une valeur faible du débit Q^1 , la ligne d'eau a la position L_1 (la partie en pointillé n'a bien sûr qu'une signification théorique). Pour des débits successifs croissants, la pente de la ligne d'eau s'accentue et, si la zone d'alimentation de la nappe reste immobile, le point

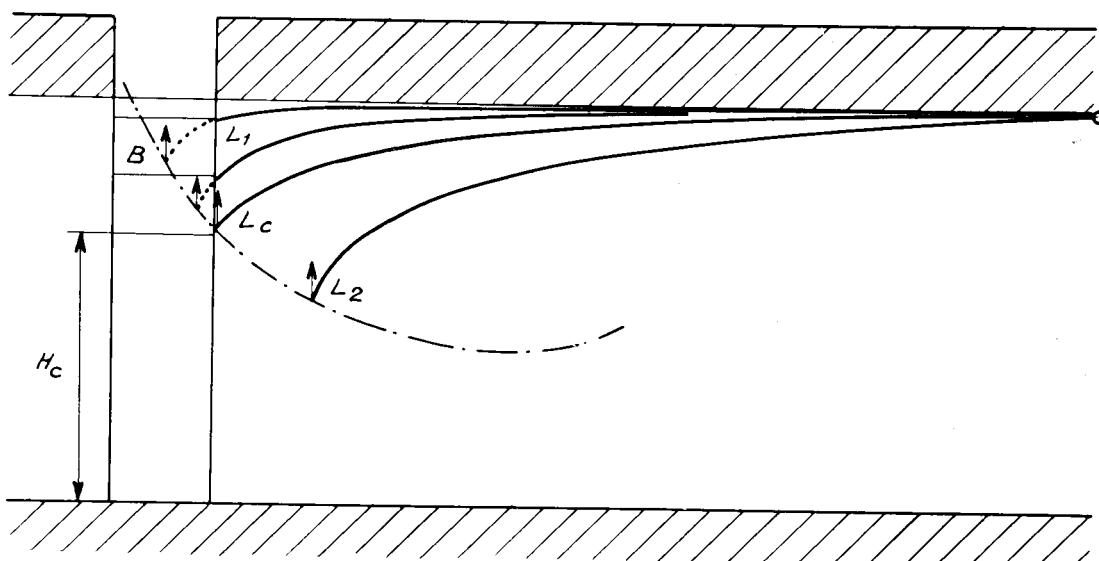


Fig. 6 — Hauteur critique dans les puits (d'après Jaeger)

à tangente verticale B se rapproche du puits. Il existe une valeur de Q au-delà de laquelle la ligne d'eau théorique (L_2 sur la figure) ne touche plus le puits. Celui-ci ne peut donc fournir le débit Q_2 , même si le réapprovisionnement de la nappe est suffisant. Le débit est limité à la valeur Q_c , dite critique, pour laquelle la ligne d'eau L_c est tangente à la paroi du puits. La profondeur correspondante de l'eau dans le puits est appelée hauteur critique. Si le débit pompé dépasse Q_c , le puits est asséché et il faut revenir au débit Q_c . L'existence de ce phénomène entraîne plusieurs conséquences importantes :

— le débit d'un puits foré dans une nappe à surface libre ne peut dépasser une valeur limite Q_c même si l'approvisionnement de la nappe est beaucoup plus important que Q_c .

— la profondeur de l'eau dans le puits, au débit Q_c , peut prendre toutes les valeurs comprises entre 0 et H_c puisqu'en dessous de H_c , le débit est indépendant de la hauteur. L'écoulement est alors commandé uniquement par l'amont; il est dit dénoyé.

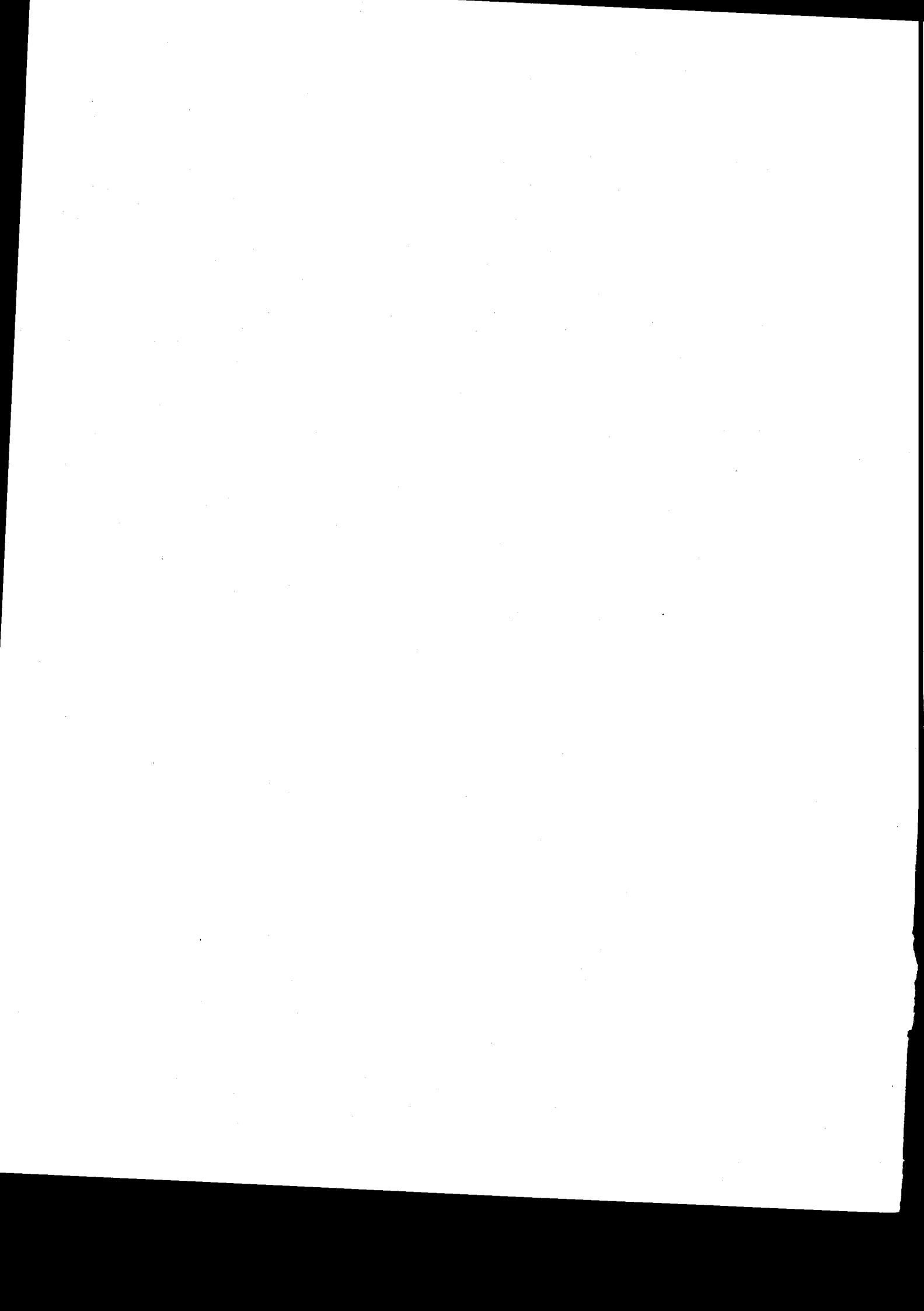
Une relation entre le débit et le rabattement dans le puits n'a donc de signification que dans la mesure où l'écoulement est commandé par l'aval (il est alors dit noyé) c'est-à-dire pour des valeurs du débit inférieures à Q_c (et de hauteur supérieure à H_c). Elle n'a aucune signification en écoulement dénoyé.

Notons encore que la notion de caractéristique critique n'a aucun rapport avec la limite à partir de laquelle un écoulement laminaire devient turbulent. Il s'agit de deux phénomènes entièrement indépendants. Dans les nappes souterraines, par exemple, le remplacement du régime laminaire de Darcy par un régime turbulent augmenterait les pertes de charge, mais ne pourrait, par lui-même, imposer une valeur limite au débit.

Rappelons enfin que la démonstration de Jaeger repose sur la considération de la courbure des filets liquides. Ses conclusions relatives à l'existence d'une hauteur critique, d'un débit critique, ne sont donc pratiquement applicables qu'aux nappes à surface libre. Elles ne sont en particulier pas valables pour les nappes captives crépinées sur toute leur hauteur.

* *

Les principales propriétés physiques de l'écoulement de l'eau dans le sol ainsi rappelées, nous pouvons aborder les questions relatives à l'interprétation des mesures piézométriques.



CHAPITRE II

INTERPRÉTATION DES RELEVÉS PIÉZOMÉTRIQUES

2,1 — PIÉZOMÈTRE

Un piézomètre est constitué schématiquement par un tube creux, de quelques cm de diamètre, vide de sol et percé uniquement aux deux bouts. Son extrémité inférieure ouvre dans la nappe; l'extrémité supérieure débouche en surface à la pression atmosphérique (Cf. fig. 7).

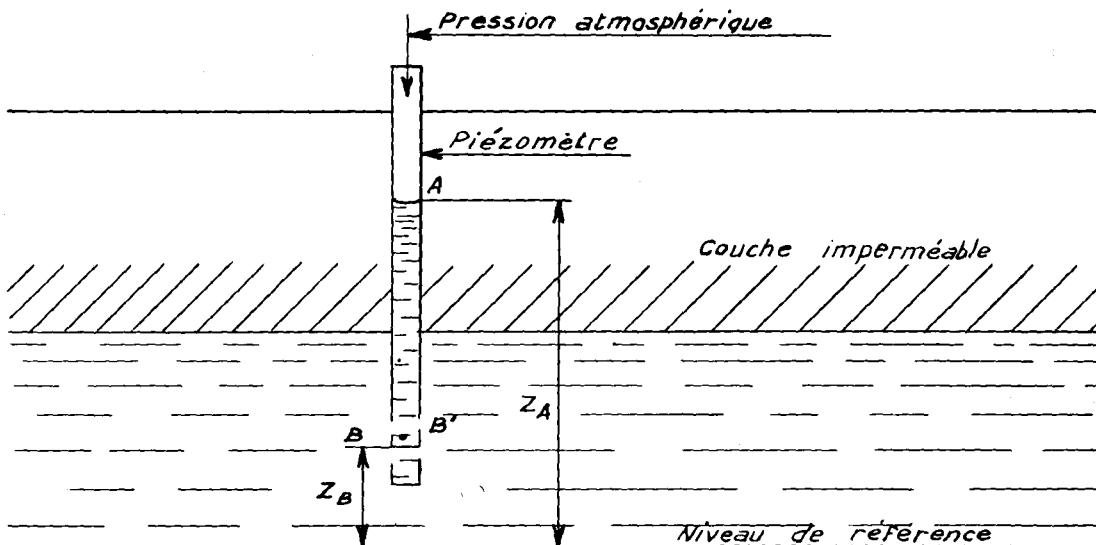


Fig. 7 — Schéma d'un piézomètre dans une nappe captive

Lorsque l'eau dans le piézomètre a atteint son niveau d'équilibre, il n'y a aucun écoulement entre un point situé dans la nappe juste à l'extérieur du piézomètre et un autre quelconque à l'intérieur. Les charges hydrauliques sont donc égales. En prenant les points B et B' par exemple et en calculant les pressions par rapport à la pression atmosphérique, on a :

$$\frac{P_{B'}}{\sigma} = Z_A - Z_B$$

ou comme

$$\begin{aligned} P_{B'} &= P_B \\ Z_A &= \frac{P_B}{\sigma} + Z_B \end{aligned}$$

La cote de l'eau dans un piézomètre ouvert en un point B de la nappe mesure donc la charge hydraulique en ce point.

2,2 — MANOMÈTRE A DÉPRESSION

Dans la tranche de sol non saturé qui surmonte une nappe à surface libre, un piézomètre ne se remplit pas d'eau et il faut chercher un autre instrument pour mesurer la charge hydraulique. En fait, l'on est obligé dans ce cas de la scinder en ses deux éléments : altitude et succion. La détermination du premier ne pose pas de problème. Celle du second ne peut se faire *in situ* que dans la mesure où la succion est inférieure en valeur absolue à une atmosphère. L'appareillage utilisé est constitué d'une cellule poreuse reliée à un manomètre à dépression, à mercure. Il donne directement la valeur de la succion.

Si, au lieu d'un manomètre à mercure, on installait un manomètre à eau conformément au schéma de la figure 8, la succion serait mesurée directement par la dénivellation A B et la cote de l'eau en B par rapport au niveau de référence donnerait la charge hydraulique en A, puisque si $P_{B'}$ est la succion

$$\frac{P_{B'}}{\gamma} = Z_A - Z_B$$

et comme $P_{B'} = P_B$

$$Z_A = Z_B + \frac{P_B}{\gamma}$$

Nous donnerons par la suite le qualificatif d'équivalent à un tel manomètre.

2,3 — NAPPE A SURFACE LIBRE SANS MOUVEMENT VERTICAL

Dans une nappe sans mouvement vertical, la charge hydraulique est, d'après la loi de Darcy, la même en tous les points d'une ligne verticale. La cote de l'eau dans plusieurs piézomètres placés à des profondeurs différentes au dessous les uns des autres sera la même. Dans une nappe à surface libre, elle indiquera la position de cette surface libre.

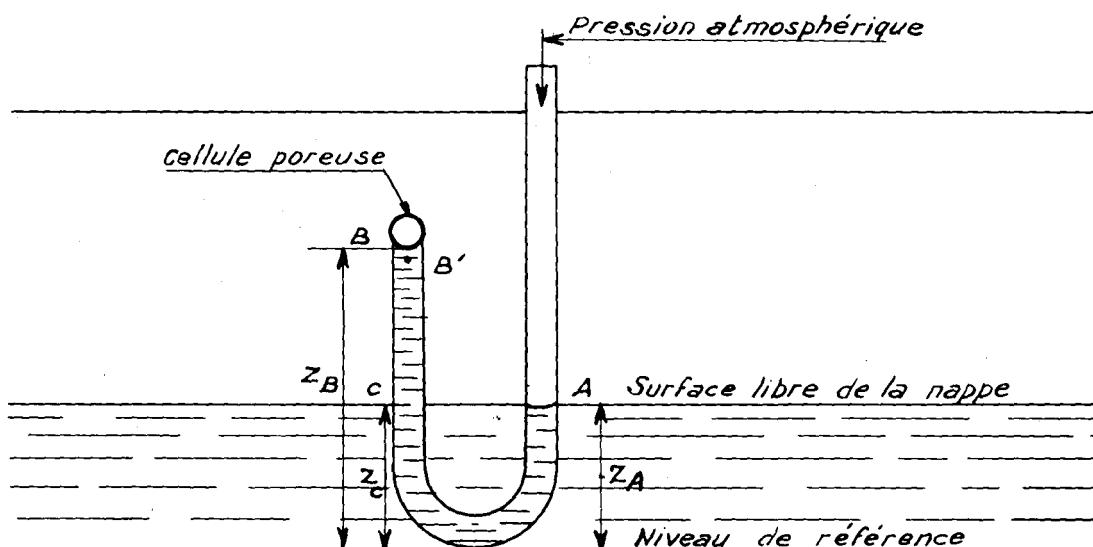


Fig. 8 — Schéma d'un manomètre équivalent

Dans la tranche de sol non saturé surmontant une telle nappe, la charge hydraulique est également la même en tous les points d'une même verticale. On peut donc écrire (Cf. fig. 8)

$$\frac{P_C}{\sigma} + Z_C = \frac{P_B}{\sigma} + Z_B$$

P_C et P_B étant les succions aux points C et B

On en déduit :

$$\frac{P_B}{\sigma} - \frac{P_C}{\sigma} = -(Z_B - Z_C)$$

Si l'on rapporte les succions à la pression atmosphérique et les cotes à la surface libre de la nappe, on a

$$\frac{P_B}{\sigma} = -Z_B$$

En conséquence, lorsqu'une nappe à surface libre est sans mouvement vertical, la succion en un point du terrain non saturé la surmontant est égale, exprimée en hauteur d'eau, à l'altitude de ce point au dessus de la surface libre. Le niveau d'eau dans le manomètre à eau équivalent donne donc la cote de la surface libre de la nappe.

En conclusion, dans une nappe en repos, les niveaux d'eau dans un piézomètre en un point quelconque de la nappe et dans un manomètre à eau équivalent en n'importe quel point de la zone non saturée, sont les mêmes et donnent la cote de la surface libre de la nappe.

Mais une nappe à surface libre est très rarement privée de mouvement vertical et il importe de voir ce qu'il advient dans le cas où il y a infiltration vers la nappe ou au contraire évaporation.

2,4 — INFILTRATION ET ÉVAPORATION DANS LE CAS D'UNE NAPPE A SURFACE LIBRE

Supposons d'abord qu'il existe à la base de la nappe étudiée une couche graveleuse de forte perméabilité qui assure la constance du niveau de la surface libre pendant toute la durée de l'infiltration (cf. fig. 9). Plaçons, sur une même verticale, plusieurs piézomètres et manomètres à dépression ouverts dans le sol à des cotes différentes.

Comme il y a un mouvement de l'eau du haut vers le bas, la charge hydraulique doit être maximum à la surface du sol et décroître avec la profondeur. Ceci entraîne les conséquences suivantes :

A l'intérieur de la nappe, le niveau d'eau dans un piézomètre est d'autant plus bas que l'ouverture inférieure du piézomètre est elle-même plus basse. Il ne représente pas la cote de la surface libre dans la nappe sauf dans le cas exceptionnel où l'ouverture se trouve exactement à cette cote.

La lecture d'un seul piézomètre ne permet donc pas de définir à coup sûr, la position de la surface libre d'une nappe; il en faut au moins un second, ouvert à une cote différente du premier sur la même verticale (on peut encore enfoncez simplement le premier). Si les deux niveaux d'eau sont identiques, il n'y a pas d'écoulement le long de la verticale et ces niveaux indiquent bien la surface libre de la nappe. S'il y a une différence entre eux, il y a mouvement vertical; la position de la surface libre peut alors être déterminée, soit par expérimentation en remontant le piézomètre jusqu'à ce que le niveau de l'eau coïncide avec l'ouverture, soit par le calcul en admettant un gradient de charge hydraulique constant le long de la verticale.

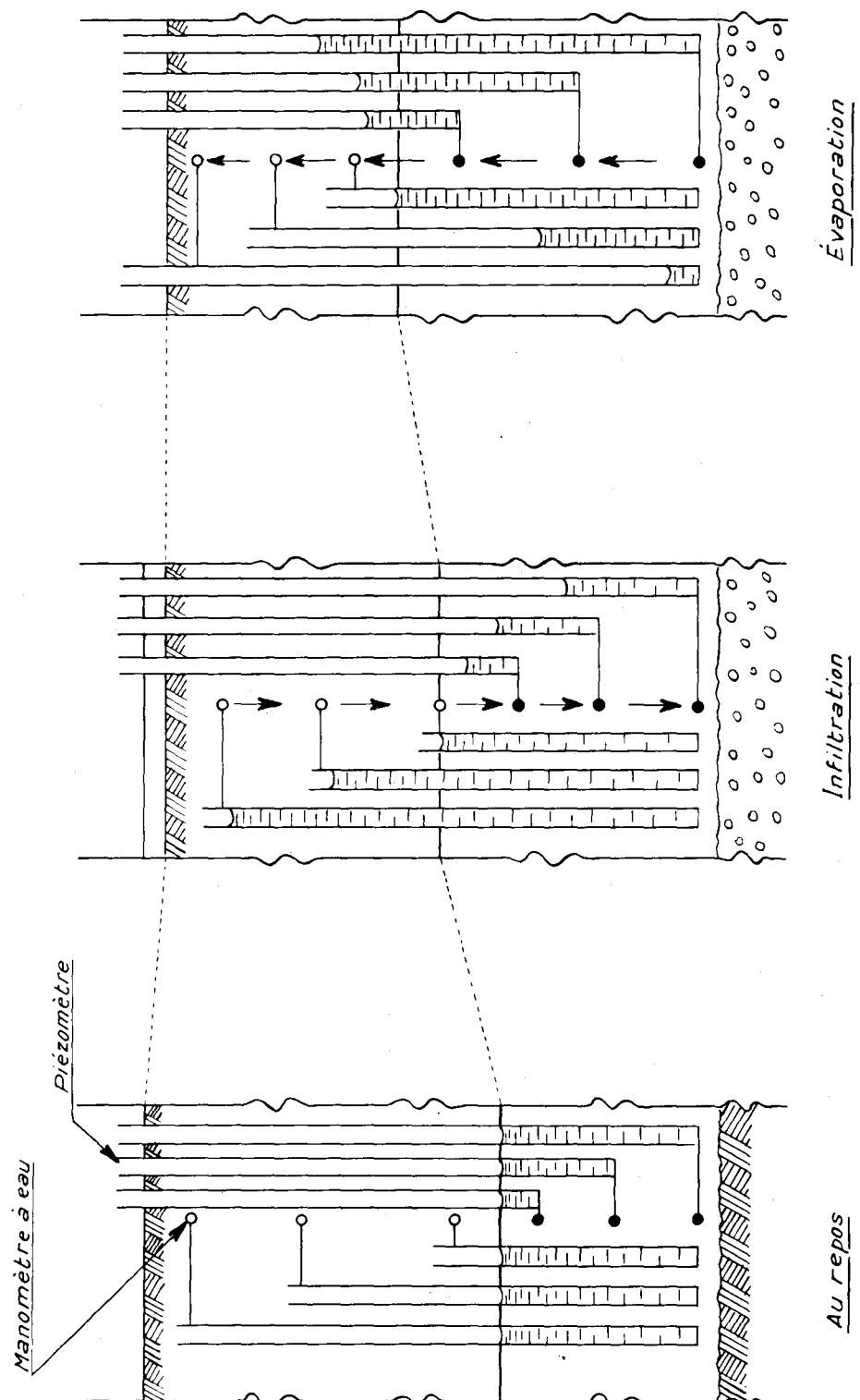


Fig. 9 — Mesures piézométriques dans une nappe phréatique

Ces phénomènes sont perturbés lorsqu'il y a déplacement horizontal de l'eau avec courbure des filets liquides dans le plan vertical ce qui a lieu au voisinage de tous les puits. Les équipotentielles dans ce cas, sont également incurvées. Un piézomètre ouvert en A par exemple (cf. fig. 10) indique alors, s'il n'y a pas mouvement vertical, le potentiel en A,

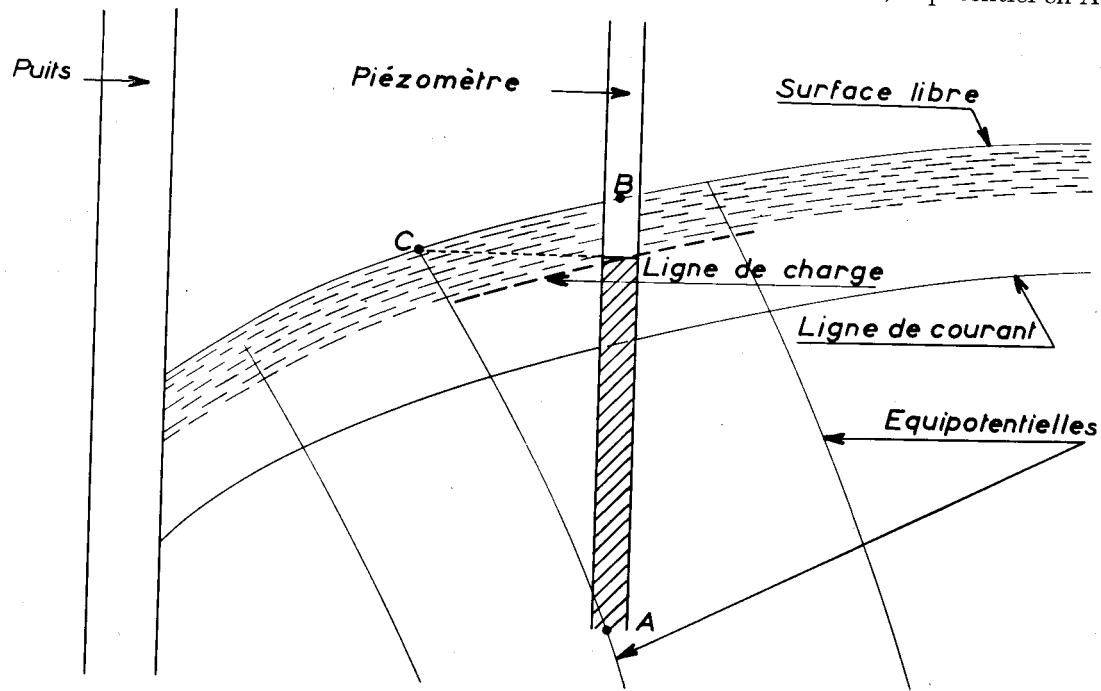


Fig. 10 — Piézomètre et courbure des lignes de courant

c'est-à-dire la cote de la surface libre en C, et non en B — Ces « décalages » peuvent avoir une très grande importance pour l'interprétation des essais de pompage et il faut prendre le maximum de précautions.

En particulier un piézomètre doit être crepiné sur la plus petite hauteur possible pour éviter qu'un écoulement vertical ne s'instaure en son sein et ne vienne troubler toutes les mesures.

Dans la tranche de terrain non saturé surmontant la nappe, la valeur absolue de la succion décroît encore avec la profondeur, mais elle est de beaucoup inférieure en chaque point à la cote Z de celui-ci par rapport à la surface libre. La figure 9 représente les niveaux d'eau dans les manomètres à eau équivalents. Ici encore ces niveaux ne donnent pas la cote de la surface libre de la nappe, sauf si la cellule poreuse est placée exactement à cette cote.

Le phénomène est le même, à cela près que le sens en est inversé lorsqu'il y a évaporation au lieu d'infiltration. Les niveaux d'eau dans les piézomètres et manomètres équivalents se trouvent alors placés comme indiqué également sur la figure 9.

2,5 — INFLUENCE DES FACTEURS MÉTÉOROLOGIQUES, TEMPÉRATURE, PRESSION SUR UNE NAPPE PHRÉATIQUE

Un changement de température dans la tranche non saturée provoque sous une succion constante, une modification de la teneur en eau du sol et par suite une libération ou un appel d'eau (R. Aris). La conséquence finale est un mouvement de la surface libre

de la nappe. Mais les variations de la température extérieure ne se propagent que très lentement à l'intérieur des terrains — Les oscillations diurnes ne se font pratiquement pas sentir en dessous de 1 m de profondeur et la nappe ne répond guère qu'aux changements de la température moyenne avec les saisons. Ce phénomène n'a donc d'importance que pour les études d'une très longue durée.

Les variations de pression par contre se répercutent très rapidement sur les lectures piézométriques dans les nappes captives — Une augmentation de la pression atmosphérique Δp par exemple :

— est sentie directement et entièrement par l'eau dans le piézomètre

— se transmet par l'intermédiaire de la couche imperméable la surmontant, à la fois à l'ossature solide et à l'eau extérieure au piézomètre. Elles en encaissent chacune une partie et l'eau ne sent donc qu'une augmentation de pression dp inférieure à Δp — Le niveau d'eau dans le piézomètre ne peut alors que baisser d'une hauteur équivalente à la différence de pression $\Delta p - dp$.

Dans les nappes à surface libre celle-ci est partout à la pression atmosphérique (par définition) et une variation de celle-ci ne produit aucun mouvement différentiel entre nappe et piézomètre — De plus, la nappe dans son ensemble ne réagit pratiquement pas car la compressibilité de l'eau est très faible — Une nappe à surface libre n'est donc pas sensible en principe aux variations de la pression atmosphérique.

Et pourtant nous avons pu observer à Morzouba (à 75 km de Port-Étienne en Mauritanie) des variations de niveau piézométriques bi-quotidiennes qui suivaient la marée barométrique dans le temps et avaient la même amplitude (cf. fig. 11). La seule explication que nous ayons pu trouver à ce fait est que la nappe, bien que non captive, devait être séparée de l'atmosphère par une couche imperméable située à quelques mètres au-dessus de la surface libre — Les variations rapides de pression n'avaient ainsi pas le temps de parvenir jusqu'à la nappe alors qu'elles agissaient instantanément dans le piézomètre. L'ensemble se comportait comme un véritable baromètre à eau.

Les déplacements verticaux de l'eau dans le sol sous l'influence de l'infiltration, de l'évaporation, des changements de température, etc... font l'objet d'études très poussées de la part des physiciens du sol qui s'intéressent à l'irrigation. Des méthodes plus ou moins complètes de calcul ont été mises au point récemment. On pourra se reporter aux publications signalées dans la bibliographie pour de plus amples renseignements.

Insistons, en conclusion sur la nécessité absolue de n'interpréter qu'avec une grande prudence les résultats des relevés piézométriques, notamment dans les zones à climat extrême où l'influence des conditions météorologiques sur le comportement d'une nappe peut être très importante.

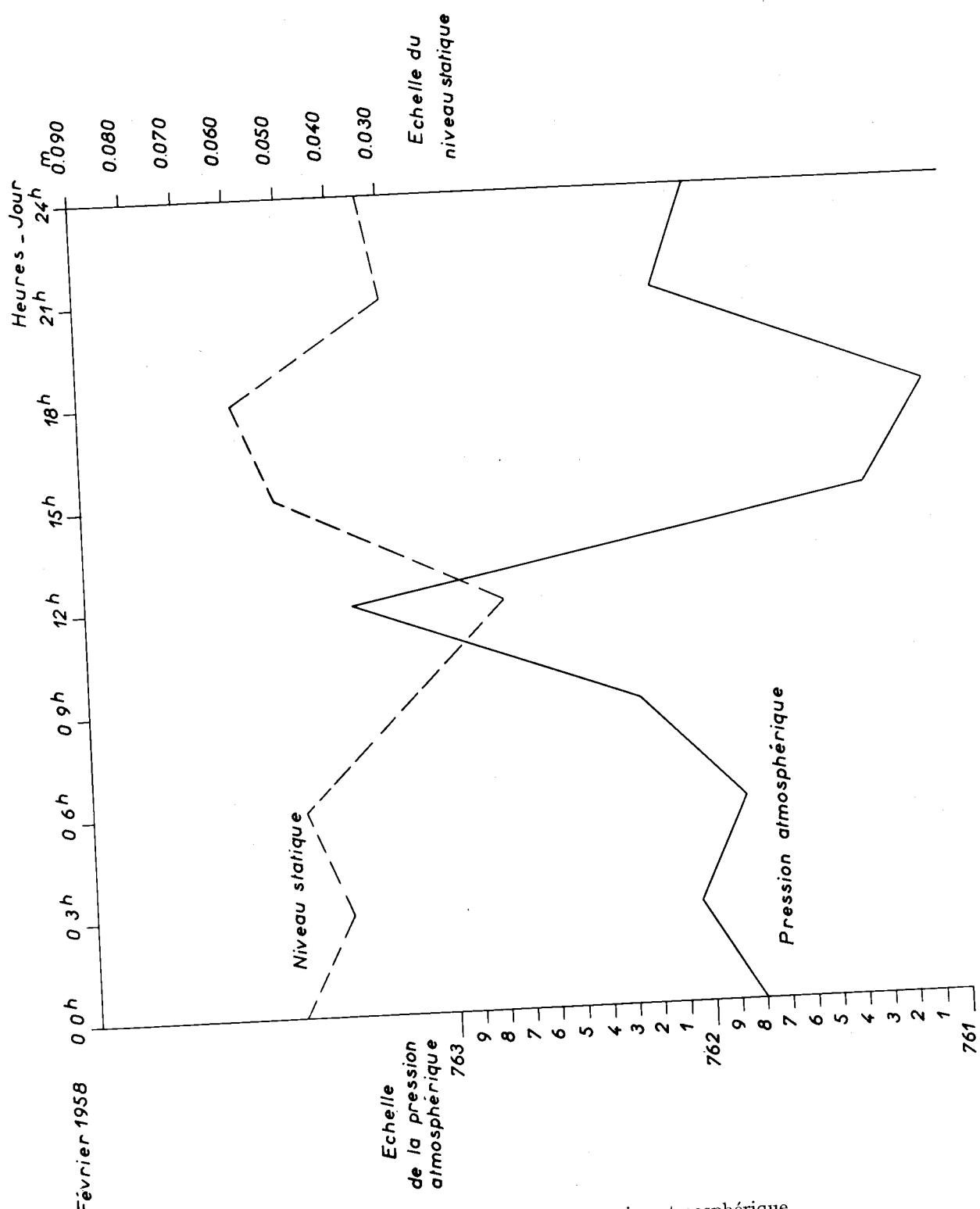
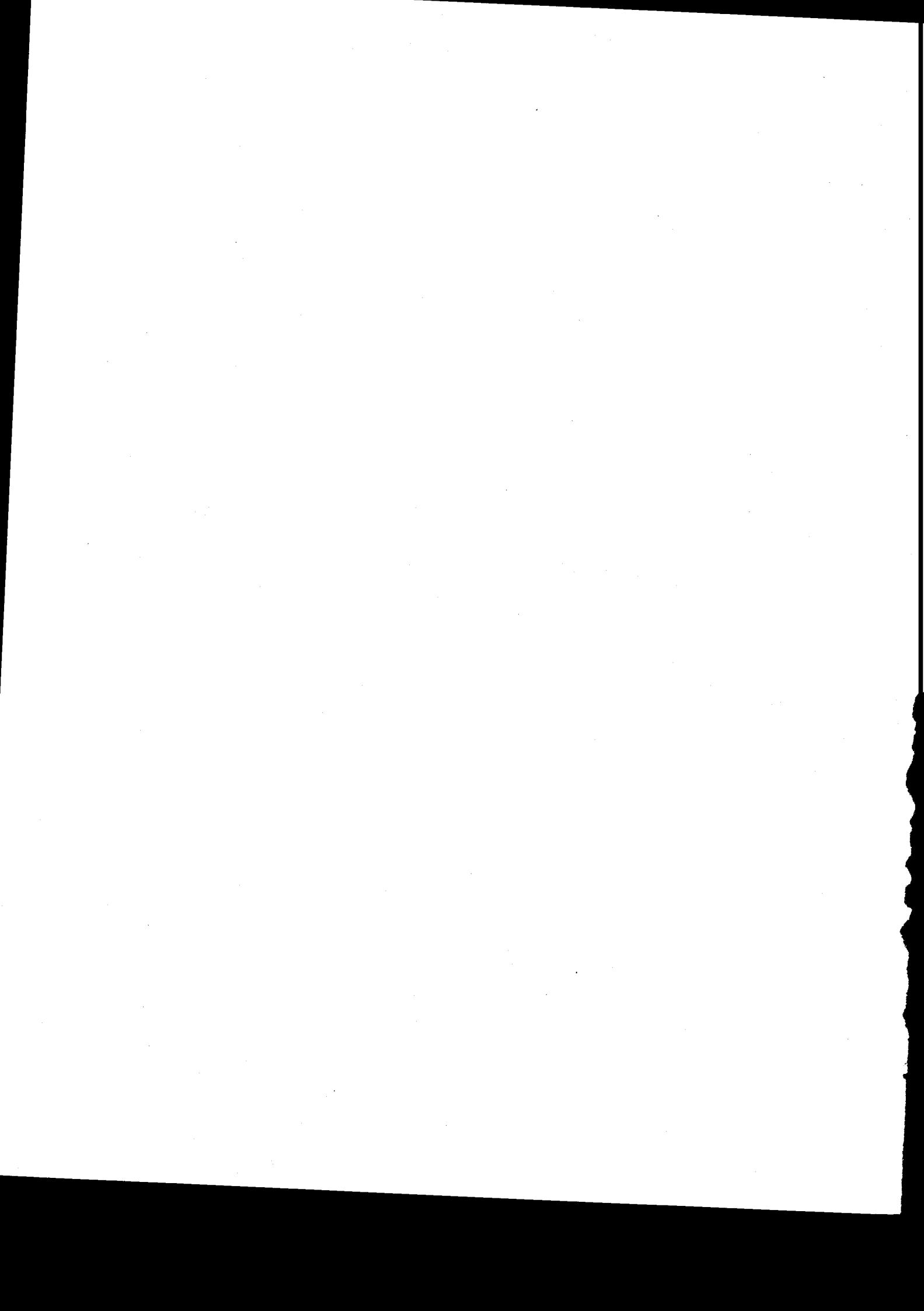


Fig. 11 — Influence des variations de pression atmosphérique



CHAPITRE III

THÉORIE DE L'ÉCOULEMENT EN MILIEU POREUX

HYPOTHÈSES DE BASE

ÉQUATIONS FONDAMENTALES

3,1 — GÉNÉRALISATION DE LA LOI DE DARCY

La loi de Darcy a été établie expérimentalement par des mesures faites en laboratoire sur des échantillons de sol de quelques dm^3 de volume. Elle est valable à grande échelle, pour des sections groupant de nombreux pores, une vitesse moyenne, des variations de charges finies, etc... Elle n'est plus valable pour les phénomènes qui se produisent dans chacun des vides. On ne peut donc l'appliquer pour les étudier et un passage des variations finies aux différentielles n'a aucune signification réelle. Ce passage permet cependant de remplacer le système physique par un espace mathématique continu plus facile à manier et dont les propriétés à grande échelle, les seules qui nous intéressent ici, sont identiques à celles du système physique.

L'équation de Darcy peut alors s'écrire :

$$V = -K \frac{\partial h}{\partial s}$$

V et h étant des fonctions continues de s , abscisse le long de la trajectoire.

3,2 — ANISOTROPIE ET HÉTÉROGÉNÉITÉ

Les terrains aquifères ne sont pratiquement jamais isotropes et homogènes, surtout dans le détail. La conductivité hydraulique K dépend de la direction du courant et de la position du point considéré.

En pratique, cependant, on fait toujours appel à des volumes importants de terrain et les caractéristiques qui interviennent ne sont que les moyennes des valeurs ponctuelles. Leur hétérogénéité est très fortement réduite et peut, dans la plupart des cas, être négligée.

De même, les terrains sédimentaires se sont déposés par couches horizontales et peuvent être considérés comme pratiquement isotropes dans le plan horizontal. Or, l'immense majorité des écoulements de nappes a lieu dans ce plan.

On peut donc admettre la constance complète du coefficient K de Darcy et écrire

$$V_x = -K \frac{\partial h}{\partial x}; v_y = -K \frac{\partial h}{\partial y}; V_z = -K \frac{\partial h}{\partial z} \quad (1)$$

3,3 — SUPERPOSITION DES ÉCOULEMENTS

La forme de la loi de Darcy généralisée telle qu'elle apparaît dans les équations (1) montre que la vitesse d'écoulement de l'eau dans un milieu poreux peut être considérée comme dérivant d'un potentiel

$$\varphi = Kh \text{ puisque l'on a :}$$

$$V_x = -\frac{\partial \varphi}{\partial x}; V_y = -\frac{\partial \varphi}{\partial y}; V_z = -\frac{\partial \varphi}{\partial z}$$

Il est inutile de revenir ici sur les propriétés mathématiques qui découlent de ce fait. Rappelons, cependant, la plus importante d'entre elles : les écoulements à potentiel de vitesse sont superposables (ou indépendants). Ceci signifie que les perturbations apportées à une nappe par un phénomène quelconque, par exemple un pompage d'essai, sont indépendantes de l'état de la nappe par ailleurs, repos ou écoulement quelconque, etc... Le calcul ne concernera que le phénomène étudié et non l'ensemble de la vie de la nappe. Pour faire l'étude, il faudra bien sûr mesurer l'influence du pompage en cause, ce qui sur le plan pratique conduit à suivre l'état de la nappe avant la mise en route du pompage, à extrapoler ses mouvements à la durée de l'expérience et à prendre en compte uniquement les différences qui donnent les éléments apportés par le pompage. Mais cette procédure est bien plus simple que ne le serait le calcul général de la vie de la nappe.

De même lorsque l'on désire connaître l'influence globale qu'auront deux ou plusieurs phénomènes sur une nappe, il suffit d'additionner leurs potentiels pour avoir le potentiel global et par suite tous les renseignements souhaités.

Dans les cas de la pratique courante le potentiel en un point est donné par l'altitude de ce point par rapport au niveau de référence et les courbes équipotentielles sont les courbes de niveau. Le principe de la superposition des écoulements est tout simplement celui qui permet d'ajouter, à la cote antérieure de la nappe supposée fixe, le rabattement causé par un pompage, pour avoir la nouvelle altitude du plan d'eau.

3,4 — CONTINUITÉ ET COMPRESSIBILITÉ

L'équation fondamentale de l'écoulement des fluides en milieu poreux s'obtient en écrivant que la matière se conserve pendant le mouvement : c'est la condition dite de continuité.

Soit :

- ρ la densité de masse de l'eau
- p la pression de l'eau
- β sa compressibilité volumétrique
- m la porosité du terrain
- σ_z la composante verticale de la contrainte agissant sur l'ossature solide
- α_z sa compressibilité verticale
- t le temps.

Si la charge exercée sur la couche aquifère par les forces extérieures, poids des couches supérieures, pression atmosphérique, pression de la mer, dans le cas d'une couche ouverte à l'océan, est supposée constante, la réaction $p + \sigma_z$ est également constante et l'on a :

$$dp = -d\sigma_z$$

L'équation de continuité s'écrit alors (C. E. Jacob et tout traité d'hydraulique générale)

$$-\frac{d(\rho v_x)}{dx} - \frac{d(\rho v_y)}{dy} - \frac{d(\rho v_z)}{dz} = m \rho \left(\beta + \frac{\alpha}{m} \right) \frac{dp}{dt} \quad (2)$$

Complétée par les conditions aux limites; elle définit entièrement le mouvement.

Si la charge exercée sur la couche aquifère par les forces extérieures n'est pas constante, le principe de l'indépendance des écoulements permet de traiter séparément les effets de cette variation et de les superposer ensuite à ceux de l'écoulement principal.

Malheureusement, l'intégration de l'équation (2) est fort complexe sinon pratiquement irréalisable dans le cas général et il faut étudier séparément chaque cas particulier. Nous décrirons plus loin quelques-uns de ceux qui se rencontrent le plus souvent dans la nature.

3,5 — NAPPE A SURFACE LIBRE ET NAPPE CAPTIVE

Alors que toutes les couches aquifères reposent sur un substratum imperméable, certaines sont coiffées par un terrain également imperméable alors que d'autres sont en contact avec l'air atmosphérique par l'intermédiaire de sols poreux.

Cette distinction entre nappes captives et nappes à surface libre est fondamentale du point de vue de l'écoulement, l'essence même des phénomènes étant différente dans les deux cas, ainsi qu'on a déjà pu l'apercevoir plus haut au moment de l'étude du coefficient d'emmagasinement. Ces différences portent essentiellement sur les points suivants :

Dans une nappe captive, la limite supérieure est constituée par une couche imperméable dont le poids est supporté à la fois par l'ossature solide et l'eau. Les perturbations apportées par un pompage, etc... se traduisent par une modification de la répartition de la charge entre l'ossature solide et l'eau, ce qui provoque un changement du volume liquide sans variation pratiquement sensible de l'épaisseur de la nappe. La vitesse de l'écoulement est proportionnelle au gradient des pressions; le débit au produit de l'épaisseur (indépendante du débit) par ce gradient (indépendant, lui, de l'épaisseur).

Dans une nappe à surface libre, la limite supérieure, constituée par cette surface libre est en permanence au contact de l'atmosphère et l'eau y est pratiquement à pression constante. Les perturbations apportées par un pompage, etc... se traduisent par un déplacement de la surface libre, c'est-à-dire une variation de l'épaisseur de la nappe. De plus, comme la charge hydraulique en un point est dans ce cas égale à sa distance à la surface libre, la vitesse de l'écoulement y est proportionnelle à la pente de cette surface, c'est-à-dire, si le mur est horizontal, au gradient de l'épaisseur. Le débit est proportionnel au produit de l'épaisseur (variable avec le débit) par son gradient.

Tout est donc lié dans les nappes à surface libre et les phénomènes y sont beaucoup plus complexes que dans les nappes captives. Leur traduction mathématique l'est également. Aussi bien si l'on arrive à résoudre exactement un certain nombre de cas particuliers d'écoulement dans les nappes captives, l'on est obligé de simplifier les faits dès que l'on travaille sur les nappes à surface libre.

Après avoir étudié le comportement des nappes captives nous indiquerons dans quelles conditions les résultats obtenus peuvent être étendus aux nappes à surface libre.

3,6 — RÉGIMES PERMANENT ET TRANSITOIRE — EXPLOITATION ET ESSAIS

Les nappes souterraines non exploitées sont naturellement en équilibre et leur niveau se fixe à une cote telle que les pertes, par évaporation, par écoulement dans les rivières ou la mer, etc... soient compensées par les apports météoriques. Une mise en exploitation de la nappe rompt l'équilibre naturel. Le rythme de cette exploitation doit pour permettre une utilisation sur une longue période, être calculé de manière à ce qu'un nouvel équilibre puisse s'établir, par diminution des pertes ou accroissement de l'alimen-

tation. L'étude préalable d'une nappe a précisément pour objet de déterminer le débit d'exploitation maximum possible, ainsi que les données du futur état d'équilibre.

Mais, dans la plupart des cas, ce dernier état n'est pratiquement atteint qu'au bout d'un temps très long après la mise en service de l'ensemble des installations. L'on est donc obligé de faire des prévisions.

Celles-ci reposent à la fois sur l'étude des débits de pertes et d'alimentation dans les conditions de l'équilibre naturel et sur l'interprétation des résultats de pompages d'essais de courte durée, pendant lesquels il y a forcément déséquilibre. Les débits sortants sont alors supérieurs aux débits entrants, il y a prélèvement d'eau sur les réserves de la nappe et modification dans le temps de ses caractéristiques. Mathématiquement parlant, le régime d'écoulement est transitoire (ou variable). L'interprétation des essais doit faire appel à la théorie de ces écoulements transitoires.

Lorsque l'équilibre final est établi, les débits entrants et sortants sont identiques, il n'y a plus prélèvement d'eau sur les réserves de la nappe ni de modification de ses caractéristiques avec le temps. Le régime d'écoulement est permanent. L'estimation, à partir des résultats des essais, des données de l'équilibre final est donc basée sur la théorie de ces écoulements permanents.

Bien que celle-ci soit plus simple que celle des écoulements transitoires, nous commencerons notre exposé par cette dernière car il nous paraît nécessaire de nous rendre compte de l'étendue exacte des renseignements que les essais sont susceptibles de nous fournir sur une nappe, avant d'apprendre à les utiliser.

3,7 — RETOUR AUX NAPPES A SURFACE LIBRE

Notons encore, avant de clore ces considérations générales, que s'il est valable d'admettre l'existence d'un régime permanent dans une nappe captive, dont les débits d'alimentation et de perte, loin des zones correspondantes sont effectivement quasi constants dans le temps, une telle hypothèse est beaucoup moins justifiée dans le cas d'une nappe à surface libre, alimentée directement par les pluies.

Comme la répartition de ces dernières dans le temps est loin d'être uniforme, la nappe en réalité baisse en période sèche et remonte au moment des pluies, l'équilibre n'existe véritablement que sur une longue période. Le régime transitoire est la règle à l'échelle des jours, des semaines, et même parfois des mois.

Nous dirons plus loin quelques mots de la manière dont il peut être tenu compte de ces faits dans les calculs.

CHAPITRE IV

LES POMPAGES D'ESSAIS

DANS LES NAPPES CAPTIVES — DÉTERMINATION DE S ET T

4,1 — ÉQUATION DIFFÉRENTIELLE EN MOUVEMENT TRANSITOIRE

L'équation fondamentale (2) une fois développée s'écrit (C. E. Jacob).

$$K \rho \left[\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right] + K \rho_0^2 \beta_g \left[\left(\frac{\partial h}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial h}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial h}{\partial z} \right)^2 - \frac{\partial h}{\partial z} \right] = m \rho \left(\beta + \frac{\alpha}{m} \right) \tau_0 \frac{\partial h}{\partial t}$$

D'ordinaire les termes comprenant des différentielles au carré

$$\left[\left(\frac{\partial h}{\partial x} \right)^2 \text{ etc...} \right]$$

sont négligeables par rapport aux autres termes et on peut les supprimer.

Si l'écoulement est très peu incliné sur l'horizontale, $\frac{\partial h}{\partial z}$ peut également être considéré comme nul.

L'équation devient alors :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{m \tau_0}{K} \left[\beta + \frac{\alpha}{m} \right] \frac{\partial h}{\partial t} \quad (3)$$

Dans le cas particulier d'une nappe d'épaisseur constante e , aux toit, mur et écoulement horizontaux, l'équation (3) se simplifie encore et devient :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{m \omega_0 e}{k e} \left(\beta + \frac{\alpha}{m} \right) \frac{\partial h}{\partial t}$$

La forme finale de l'équation fondamentale est alors la suivante :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (4)$$

où S est le coefficient d'emmagasinement $m \tau_0 e \left(\beta + \frac{\alpha}{m} \right)$

T est la transmissivité $K e$

Ce sont deux constantes de la nappe.

4,2 — RAPPEL DES HYPOTHÈSES GÉNÉRALES

L'équation différentielle (4) est valable pour une nappe dont les caractéristiques ont fait l'objet des hypothèses simplificatrices suivantes :

- Terrain homogène et isotrope
- Nappe horizontale d'épaisseur constante
- Écoulement horizontal.

Les deux premières hypothèses peuvent être considérées comme valables dans la très grande majorité des cas. La troisième implique un captage sur toute la hauteur de la nappe. Un coefficient correctif, dont nous disons un mot plus loin, doit être appliqué lorsque tel n'est pas le cas.

4,3 — POMPAGE A PARTIR D'UN PUITS — HYPOTHÈSES PARTICULIÈRES

Les pompages d'essais sont effectués, en règle générale, dans un puits ou un forage.

Il est commode dans ce cas de récrire l'équation (4) en coordonnées polaires.

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (5)$$

Il est possible d'obtenir une solution de cette équation, facilement utilisable et représentant convenablement la réalité, en adoptant les conditions aux limites suivantes :

- a) la nappe est infinie et non réalimentée.

En fait, de telles nappes n'existent pas, mais les pompages d'essais étant de courte durée, le comportement des nappes réelles est, pendant ce temps, pratiquement identique

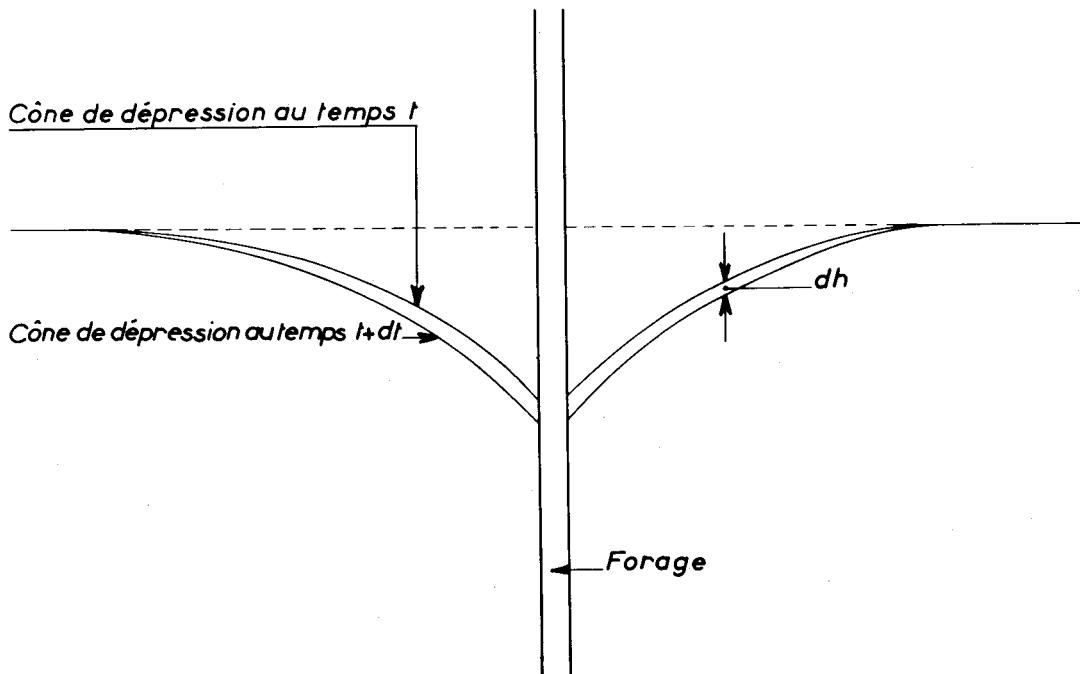


Fig. 12 — Évasement du cône de dépression avec le temps

à celui d'une nappe infinie non réalimentée. L'eau après vidange de celle contenue dans le forage lui-même est en effet prélevée sur les régions les plus proches du puits (cf. fig. 12). Il se crée un cône de dépression qui s'évase avec le temps de telle sorte que l'intégrale du produit $S dh$ du coefficient d'emmagasinement par le rabattement dans l'unité de temps, calculée sur toute la surface du cône, soit égale au débit. Le rabattement unitaire dh décroît donc très vite lorsque le cône s'élargit. De plus, si, théoriquement, l'onde créée par la mise en route du pompage se déplace à la vitesse du son dans le sable saturé, on constate qu'en fait les influences perceptibles n'apparaissent qu'avec un très grand retard. Les modifications que pourrait apporter à la loi de l'écoulement en milieu infini non alimenté, la présence d'une barrière imperméable ou d'un réservoir (lac, rivière, etc...) ne sont sensibles pratiquement, qu'au bout d'un temps assez long par rapport à la durée des essais. A la condition de n'interpréter que les résultats acquis avant occurrence de ces perturbations, l'hypothèse est valable.

Elle s'écrit mathématiquement $h \rightarrow h_0$ lorsque $r \rightarrow \infty$ pour $t \geq 0$

b) Le puits est une source ponctuelle de débit constant.

Le diamètre des forages réels étant très petit au regard des dimensions des nappes, l'erreur commise en assimilant le puits à une source ponctuelle, c'est-à-dire en négligeant le volume d'eau y contenu, est très faible.

La constance du débit peut être facilement obtenue aux essais.

Ces deux hypothèses sont donc très acceptables.

Elles se traduisent mathématiquement par :

$$2\pi T r \frac{\partial h}{\partial r} \rightarrow Q \text{ lorsque } r \rightarrow 0 \text{ pour } t \geq 0$$

c) La nappe est au repos avant l'essai.

Le principe de la superposition des écoulements autorise cette hypothèse dont la traduction mathématique est :

$$h = h_0 \text{ pour } t < 0 \text{ quel que soit } r$$

4.4 — POMPAGE A PARTIR D'UN PUIT — ÉQUATION DE L'ÉCOULEMENT TRANSITOIRE DITE DE THEIS

Les conditions aux limites étant ainsi définies, on démontre que la solution de l'équation différentielle (5) est une fonction connue sous le nom de fonction E_i .

Appelons s le rabattement, c'est-à-dire, la différence de charge hydraulique en un point entre l'origine du pompage et l'instant t considéré.

On a :

$$s = h_0 - h = \frac{Q}{4\pi T} \left[-E_i \left(-\frac{r^2 S}{4 T t} \right) \right]$$

Or, la fonction E_i peut se mettre sous la forme d'une série et l'on a :

$$s = h_0 - h = \frac{Q}{4\pi T} \left[-0,5772 - \log \left(\frac{r^2 S}{4 T t} \right) - \sum_{n=1}^{\infty} \left(-\frac{r^2 S}{4 T t} \right)^n \times \frac{1}{n \cdot n!} \right]$$

On peut encore l'écrire en remplaçant les logarithmes népériens par les logarithmes ordinaires à base 10.

$$s = h_0 - h = \frac{2,3 Q}{4 \pi T} \log \frac{2,25 T t}{r^2 S} - \frac{Q}{4 \pi T} \sum_{n=1}^{\infty} \left(-\frac{r^2 S}{4 T t} \right)^n \frac{1}{n \cdot n!}$$

Lorsque $\frac{r^2 S}{4 T}$ est petit, le second terme tend très vite vers 0 lorsque le temps augmente et l'on peut écrire :

$$s = \frac{2,3 Q}{4 \pi T} \log \frac{2,25 T t}{r^2 S} \quad (6)$$

Cette équation permet de déterminer facilement T et S à partir de mesures de s, r et t pour un ou plusieurs débits Q donnés.

4,5 — INTERPRÉTATION GRAPHIQUE DE L'ÉQUATION DE THEIS

En règle générale, le pompage d'essai est effectué dans un forage et les rabattements sont mesurés dans plusieurs piézomètres placés alentour.

T et S sont constants sur toute l'étendue de la nappe. La distance r de chacun des piézomètres au forage est une donnée. La variable est le temps t. Le résultat mesuré est le rabattement spécifique par unité de débit soit $\frac{s}{Q}$

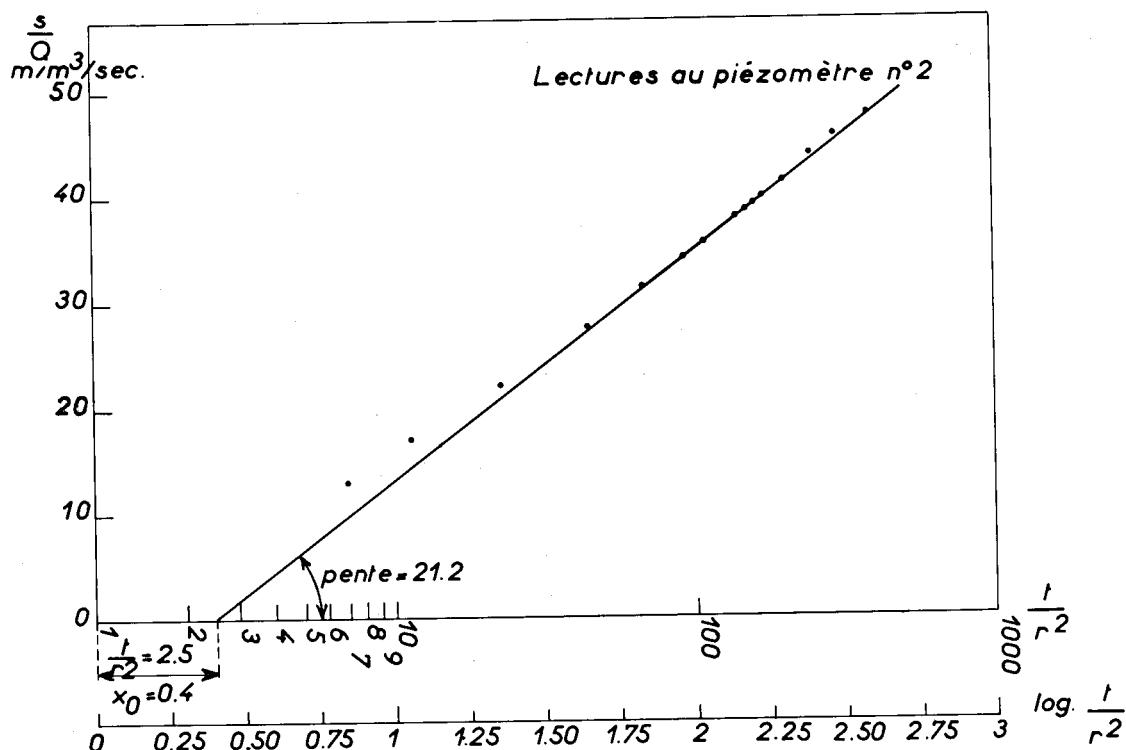


Fig. 13 — Essais de pompage à Nouakchott — Graphique de Theis

L'équation (6) permet d'écrire les variations de ce rabattement spécifique en fonction du temps de la façon suivante :

$$\frac{s}{Q} = \frac{2,3}{4 \pi T} \log \frac{2,25 T}{S} + \frac{2,3}{4 \pi T} \log \frac{t}{r^2}$$

qui sépare bien les constantes des variables.

En effet, posons :

$$a = \frac{2,3}{4 \pi T} \log \frac{2,25 T}{S}$$

$$b = \frac{2,3}{4 \pi T}$$

a et b ne dépendent que des caractéristiques du terrain T et S, ce sont des constantes de l'essai;

$$\frac{s}{Q} = y \text{ et } \log \frac{t}{r^2} = x$$

x est la variable; y est la grandeur mesurée.

L'équation (6) devient en fin de compte :

$$y = a + bx$$

Elle montre que les points représentatifs de chacune des mesures faites $\log \frac{t}{r^2}$

d'un côté, $\frac{s}{Q}$ de l'autre s'alignent le long d'une droite (cf. figure 13 ci-contre)

La pente b de cette droite détermine la transmissivité puisque :

$$T = \frac{2,3}{4 \pi} \times \frac{1}{b} = \frac{1}{5,46 \times b}$$

L'abscisse x_0 du point d'intersection avec l'axe des abscisses donne le coefficient d'emmagasinement, une fois T connu, puisqu'en ce point $y = 0$ donc

$$\frac{s}{Q} = \frac{2,3}{4 \pi T} \log \frac{2,25 T}{S} + \frac{2,3}{4 \pi T} x_0 = 0$$

par suite

$$\log \frac{2,25 T}{S} = -x_0$$

et enfin

$$S = 2,25 T \times 10^{x_0}$$

Ainsi quelques mesures alignées suffisent pour déterminer complètement les caractéristiques S et T du terrain.

Au point de vue pratique, il est commode d'utiliser un papier semi logarithmique.

On lit alors en abscisse directement

$$\frac{t}{r^2} \text{ et non } \log \frac{t}{r^2} \text{ et on obtient } \frac{2,25 T}{S} = \left(\frac{t}{r^2} \right)_0$$

Notons encore que si l'on dispose d'un seul piézomètre, r devient une constante et l'on peut poser $x = \log t$ mais alors

$$a = \frac{2,3}{4 \pi T} \log \frac{2,25 T}{S r^2}$$

4,6 — EXEMPLE DE NOUAKCHOTT

En 1958, le Service Hydraulique de Mauritanie conseillé et aidé par le Service Central de Dakar, a effectué des pompages d'essai dans la zone de Hassi El Bagara, sise à 50 km à l'Est de Nouakchott et susceptible à priori de fournir de l'eau douce à la nouvelle capitale de l'Etat. Ces essais avaient pour objet de déterminer les caractéristiques dynamiques de la nappe afin de permettre notamment une évaluation de la vitesse d'envahissement des horizons aquifères par l'eau salée en provenance de la mer. Les pompages ont été effectués sur un forage crépiné et développé. Deux piézomètres implantés respectivement à 10,8 m et 39,7 m du forage ont permis de suivre les mouvements de la nappe. Un 3^e sondage placé à 300 m du forage n'a pas été influencé. Le débit du pompage a été maintenu à peu près constamment à 50 m³/h pendant les huit jours de l'essai.

Aucune stabilisation du niveau n'a été constatée, et après les huit jours de pompage les niveaux d'eaux, aussi bien dans les piézomètres que dans le forage, continuaient à baisser. Ceci est normal car aucune zone d'alimentation n'existe à proximité de l'ouvrage et la nappe réagit exactement comme s'il s'agissait d'une nappe infinie non réalimentée. C'est sur ces bases qu'il faut interpréter les mesures, ce qui conduit à appliquer la méthode de Theis.

La figure 13 donne les résultats des essais en ce sens que chaque point représente à tous les moments « t » où une mesure de niveau a été faite d'une part en abscisse la valeur correspondante de $\log \frac{t}{r^2}$ et d'autre part en ordonnée, le quotient $\frac{S}{Q}$ du rabattement constaté au temps « t » par le débit.

On voit sur cette figure, que les points représentatifs, d'abord disséminés, se rangent au bout d'un certain temps le long d'une droite; c'est la droite de Theis.

La pente de la droite permet d'écrire :

$$\frac{2,3}{4 \pi T} = 21,2 \quad \text{d'où} \quad T = 8 \times 10^{-3}$$

Son intersection avec l'axe des abscisses donne :

$$\log \frac{2,25 T}{S} = 0,4$$

ou

$$\frac{2,25 \times T}{S} = 2,5 \quad \text{et} \quad S = \frac{2,25 \times 8 \times 10^{-3}}{2,5} = 7,10^{-3}$$

4,7 — ANOMALIES RENCONTRÉES DANS LA MÉTHODE GRAPHIQUE DE THEIS

Dans l'application de la formule de Theis, on rencontre principalement deux anomalies apparentes. La première a trait à la période du début des pompages, la seconde est consécutive au fait que les nappes réelles ne sont ni homogènes ni infinies et que l'évolution des rabattements dans le temps est différente suivant les conditions aux limites réellement rencontrées. Que peut-on dire à ce sujet?

a) Début des pompages

La méthode graphique de Theis n'est applicable qu'à partir du moment où le temps « t » étant suffisamment grand, on peut négliger les termes autres que le premier, du développement en série de la fonction E_i . Au démarrage des essais, la courbe représentative des mesures n'est donc pas rectiligne. Il faut attendre, pour appliquer la méthode,

d'abord d'avoir vidé le forage lui-même, ensuite d'avoir suffisamment élargi le cône de rabattement pour que ses variations ultérieures suivent pratiquement la loi logarithmique.

La courbe représentative des mesures commence donc par une partie curviligne, parfois même accidentée, ainsi qu'on l'a constaté dans la figure 13, elle ne devient rectiligne que plus tard; il faut absolument faire de nombreuses mesures avant de conclure.

b) *Conditions aux limites*

La méthode de Theis n'est applicable, d'autre part, qu'aux nappes infinies homogènes non réalimentées. Nous avons vu, cependant, que grâce à la vitesse pratique relativement faible de propagation de la perturbation causée par la mise en route d'un pompage, cette méthode restait valable pour toutes les nappes, pendant un certain temps. Au delà, les mouvements de l'eau dans les piézomètres et le forage tiennent compte de la présence de l'obstacle limitant la nappe, mur imperméable, zone de réalimentation, etc...

La ligne représentative des mesures, dans le plan $\frac{s}{Q} \log \frac{t}{r^2}$ s'incurve à nouveau.

S'il y a réalimentation de la nappe ou si celle-ci est bordée par une zone beaucoup plus perméable, le rabattement spécifique devient inférieur à ce qu'il serait dans le cas d'une nappe infinie homogène et la ligne s'incurve vers le bas. (Elle devient horizontale en régime permanent.)

Ce phénomène a été rencontré par exemple (cf. figure 14) au cours d'essais effectués, toujours pour la ville de Nouakchott à Idini, à quelques kilomètres à l'Est du point précédemment cité. Là encore, il n'y a pas de réalimentation possible, mais par contre l'on a certainement atteint, à partir d'un certain moment (celui correspondant à la pointe de l'angle) une zone beaucoup plus perméable que celle qui entoure le forage lui-même.

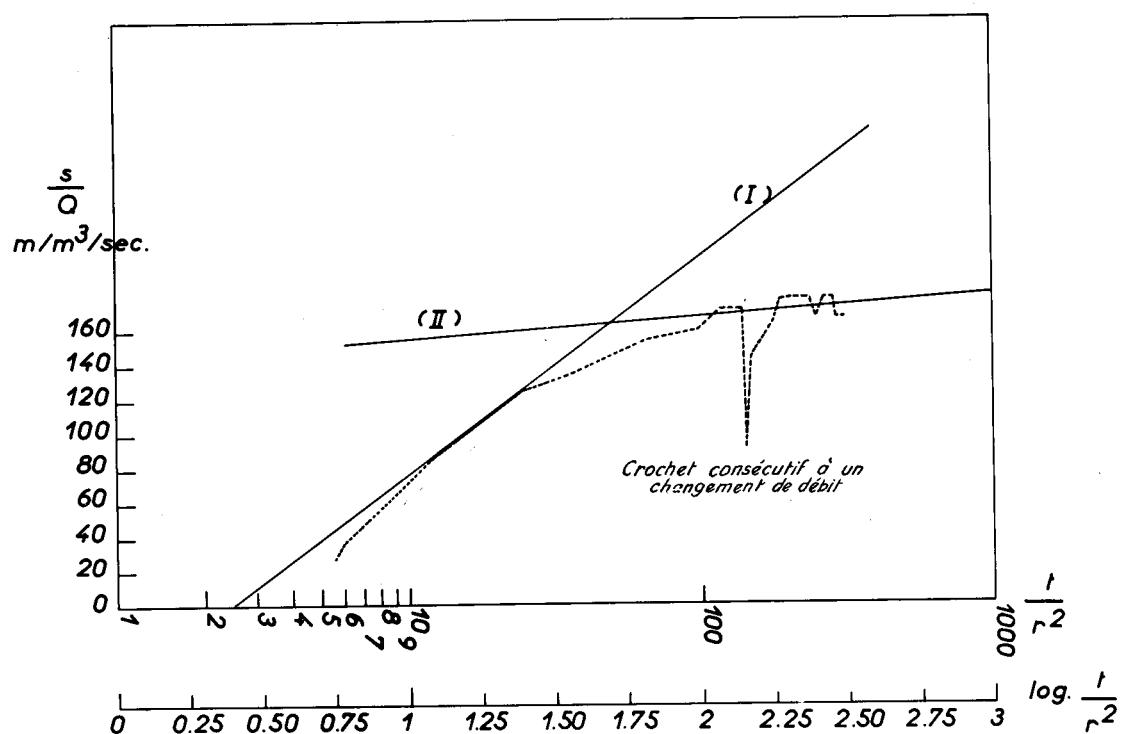


Fig. 14 — Essais de pompage à Idini — Présence d'une zone plus perméable

où « s » est le rabattement qui aurait été constaté si l'écoulement avait pu se poursuivre en régime laminaire, sans pertes de charges locales, jusqu'au puits. La figure 16 donne la représentation de ce phénomène.

Le rabattement spécifique est donné de son côté par :

$$\frac{h_0 - h}{Q} = \frac{2,3}{4 \pi T} \log \frac{2,25 T t}{r_f^2 S} + C Q^{n-1} \quad (7)$$

La courbe représentative dans le plan $\frac{h_0 - h}{Q}$ et $\log t$ est encore une droite si l'on pompe à débit constant. Sa pente permet de déterminer la transmissivité T comme dans le cas précédent.

Pour définir les autres inconnues C , n et S par contre, il faut faire des essais à plusieurs débits. Il est commode en pratique, de faire les mesures après un même temps de pompage à chacun des débits. On obtient ainsi un système d'équation aux 3 inconnues C , n et S qui est facilement soluble.

Mais dans la réalité, on procède toujours à une opération que l'on appelle le développement du forage et qui a pour objet d'augmenter la conductivité du terrain à son voisinage. On rencontre ainsi, à partir du forage, trois milieux différents :

- la crête et le tubage qui créent les pertes locales CQ^n ;
- le terrain (ou le massif de gravier) développé dont la conductivité a été améliorée;
- le terrain naturel.

La courbe de la perte de charge suit alors la ligne brisée XAY de la figure 17.

Un essai fait avec un piézomètre extérieur, en « r » par exemple, nous donnerait T et S et permettrait de tracer la courbe « s » du rabattement. Mais l'on voit sur la figure que l'existence du terrain amélioré nous conduirait, si l'on appliquait brutalement la formule (7) en y introduisant le rayon « r_f » du forage, à considérer que la courbe « s » passe par A, alors qu'elle n'y passe pas. On aurait donc en opérant ainsi une valeur fausse de S .

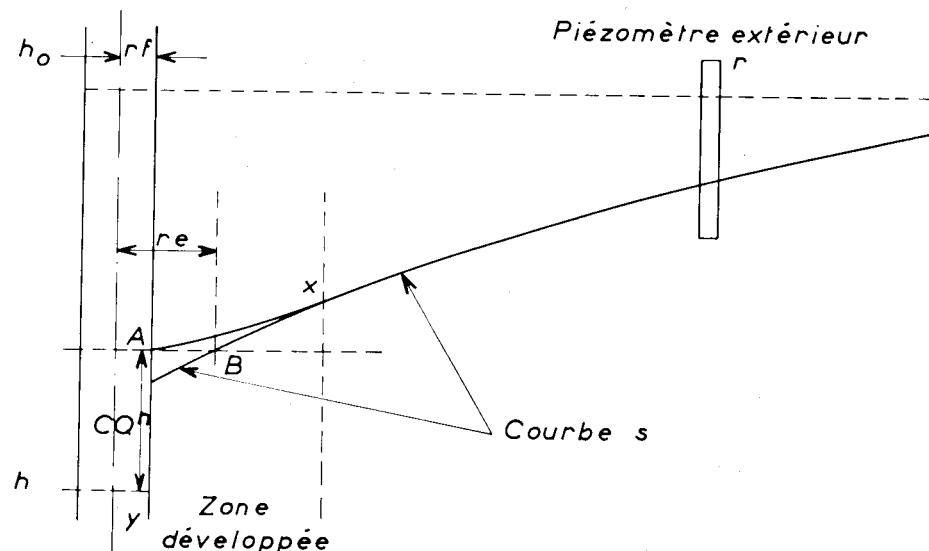


Fig. 17.— Ligne de charge dans un forage développé

On résoud la difficulté dans la pratique en faisant intervenir la notion de rayon effectif du forage r_e , que l'on définit par l'intersection de la courbe « s » (r) = $\frac{2,3}{4 \pi T} \log \frac{2,25 T t}{r^2 S}$ avec l'horizontale $h_0 - h = CQ^n$. C'est le point B de la figure 17.

Lorsqu'il y a un piézomètre extérieur, on peut déduire de ses réactions les grandeurs S et T et calculer r_e à partir de sa définition.

S'il n'y a pas de piézomètre, il faudra choisir une valeur approximative pour « r_e ». On prendra un chiffre basé sur la qualité du développement exécuté et sur l'expérience que l'on peut avoir de cas semblables.

Notons enfin qu'en pratique, les constantes sont déterminées à partir d'essais de pompage faits en cascade à des débits différents.

On commence par poser $h_0 - h = BQ + CQ^n$ et l'on mesure $h_0 - h$ après des durées de pompage égales pour chaque valeur de Q. On en déduit n, C et B; T ayant été calculé comme indiqué précédemment à partir de la pente de la droite représentative à débit constant, on a S en portant T et r_e dans B.

Il est utile d'attirer en passant l'attention sur une conséquence pratique importante de ce qui précède. La présence, en effet, d'une perte de charge turbulente démontre l'existence de frottements à proximité du forage et décèle par suite la possibilité d'une amélioration pratique que l'on pourra obtenir par développement, acidification, etc... La mesure de l'importance relative de cette perte de charge turbulente, soit par la méthode des cascades, soit en traçant la courbe « s » en régime laminaire à partir d'un piézomètre jusqu'au forage, permet d'apprécier l'efficacité des méthodes de construction employées et de prendre toutes décisions utiles pour la suite des opérations.

4,9 — EXEMPLE DE TAIBA

En 1958, le Service Hydraulique à Dakar a agi comme conseil d'une Compagnie pour les recherches d'eau entreprises par cette société à l'emplacement de ses installations futures à quelque distance de Dakar.

L'une des formations aquifères à priori exploitables était la nappe dite du paléocène. Des essais systématiques furent entrepris pour en apprécier les caractéristiques.

Comme le toit de la nappe est à quelque 300 m de profondeur, un piézomètre aurait été très onéreux et il fut décidé de ne pas en réaliser. On opéra donc sur le forage lui-même et les pompages eurent lieu à plusieurs débits, en cascade. Cette procédure était d'autant plus nécessaire que la nappe était contenue dans un massif calcaire dans lequel l'écoulement général, même loin du forage, pouvait fort bien être turbulent. Les essais montrèrent cependant que les deux régimes, comme d'habitude, coexistent et l'on obtint la relation suivante :

$$h_0 - h = 0,6 Q + 0,02 Q^2 \quad h \text{ étant exprimé en mètres et } Q \text{ en } m^3/\text{heure}$$

Comme le débit désiré était de l'ordre de 150 m^3/h , le terme en Q^2 était fort important.

On admit alors l'hypothèse la plus simple à savoir que la perte de charge laminaire était due à la formation et la perte de charge turbulente à l'accélération des vitesses au voisinage même du forage. Il fallait tenter d'améliorer cette situation. Comme la formation était calcaire, on prit la décision d'acidifier, puis comme les calcaires contenaient une proportion non négligeable de sable, on procéda à des agitations puissantes et à des pom-

pages de nettoyage. Les mesures effectuées après toutes ces opérations ont donné un terme CQ_2 pratiquement négligeable. On a donc considéré :

- que la nappe en son entier était animée d'un écoulement laminaire et se comportait, du point de vue de l'écoulement, comme une nappe dans les sables ;
- que le forage, par acidification et agitation, avait été nettoyé au maximum puisque la perte de charge turbulente à son voisinage était quasi nulle.

L'application de la méthode de Theis a permis alors de trouver :

$$T = 10^{-3}$$

$$S r^2 = 10^{-2}$$

On ne put aller plus loin et notamment évaluer S , d'une part à cause de l'absence d'un piézomètre, ce qui interdisait tout calcul, d'autre part du fait qu'il s'agissait d'une première expérience dans cette formation, ce qui empêchait d'estimer au jugé l'influence de l'acidification.

Néanmoins les essais effectués eurent des conséquences pratiques importantes puisqu'ils permirent d'évaluer les bénéfices retirés de l'acidification ainsi que l'évolution à long terme des niveaux d'eau dans le forage à différents régimes d'exploitation (dans le forage lui-même, en effet, seul le produit $S r_2$ intervient dans le calcul).

Signalons enfin que des mesures effectuées en 1960 permirent d'obtenir des informations supplémentaires. Deux forages d'exploitation furent en effet réalisés à la suite des premiers essais de 1958 suivant des techniques analogues et l'on put se servir de l'un d'eux comme piézomètre pendant que l'on pompait dans l'autre. Malheureusement, ces forages exploitaient en sus du paléocène, une nappe inférieure dont l'influence a dû transformer les caractéristiques de l'ensemble. Celles-ci sont cependant très proches de celles du paléocène puisque les calculs ont donné :

$$T = 3 \times 10^{-3}$$

$$S = 4 \times 10^{-4} \text{ ce qui correspondrait à } r \approx 5 \text{ mètres}$$

L'ordre de grandeur, pour un calcaire acidifié, paraît raisonnable.

4,10 — PRÉCISION DES RÉSULTATS OBTENUS

Cet exemple attire l'attention sur le problème de la précision des mesures faites par la méthode de Theis.

La liste figurant au § 2 des conditions auxquelles doivent satisfaire le terrain et l'écoulement pour que la formule soit applicable nous conseillent une grande prudence. L'expérience montre cependant que les résultats obtenus pour la transmissivité T sont assez constants d'un essai à l'autre. Ceci est d'ailleurs logique puisque l'on obtient T directement à partir de la pente de la droite de Theis, par une simple multiplication. L'erreur sur T est donc du même ordre que celle sur la mesure de la pente de la droite.

Il n'en est malheureusement pas de même pour le coefficient d'emmagasinement S . Celui-ci se calcule en effet à partir de l'abscisse x_0 du point d'intersection de la droite de Theis avec l'axe des abscisses par la formule : $S = 2,25 T \times 10^{x_0}$ et l'erreur faite sur l'estimation de x_0 se répercute sur S considérablement amplifiée par sa présence comme exposant de 10.

Par exemple les pentes des 2 droites de la figure 15 sont respectivement 21,2 et 20,4 et les transmissivités correspondantes sont égales à $8,10^{-3}$ et $9,10^{-3}$.

Par contre, l'abscisse x_0 est égale dans un cas à 0,4 et dans l'autre à 1 et le coefficient d'emmagasinement à cause du facteur 10^{x_0} , passe de $7,10^{-3}$ à $2,10^{-3}$ seulement.

Quoique il en soit de ce défaut indéniable de la formule de Theis, elle est incomparablement plus précise que les méthodes employées auparavant et permet après un pompage de courte durée, d'avoir une idée raisonnable des caractéristiques de la nappe, alors que les autres formules ne sont pas de par leur principe même applicables à ce cas.

4,11 — DÉBIT SPÉCIFIQUE D'UN FORAGE

Le débit spécifique (par mètre de rabattement) du forage est donné par la formule suivante :

$$\frac{Q}{s} = \frac{1}{\frac{2,3}{4 \pi T} \log \frac{2,25 T t}{r_f^2 S} + C Q^{n-1}}$$

Dans une nappe infinie non réalimentée, il décroît avec le temps et aussi avec le débit lorsque celui-ci croît, car les pertes locales sont proportionnelles à une puissance du débit supérieure à 1.

La figure 18 donne un exemple de ces phénomènes.

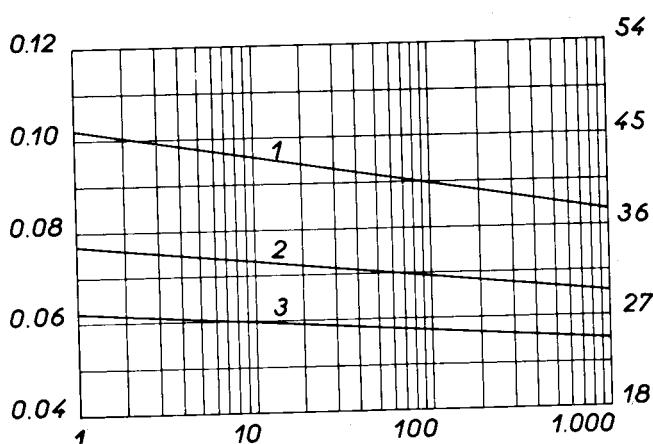


Fig. 18 — Décroissance du débit spécifique avec le temps

4,12 — INTERPRÉTATION DES COURBES DE REMONTÉE APRÈS ARRÊT D'UN FORAGE

En vertu du principe de la superposition des écoulements, les effets de l'arrêt d'un pompage à débit Q peuvent être calculés en remplaçant cet arrêt par un système équivalent qui suppose la poursuite du pompage à débit Q et la mise en route en même temps, dans le même forage, d'une injection d'eau à débit $-Q$.

Soit t_0 le temps écoulé entre la mise en route première du forage et son arrêt; t le temps calculé à partir de cet arrêt.

Le rabattement s_1 dû à la poursuite fictive du pompage au débit Q est donné par :

$$s_1 = \frac{Q}{4 \pi T} \left[-E_i \left(-\frac{r^2 S}{4 T (t_0 + t)} \right) \right]$$

Le rabattement (mieux la remontée), s_2 dû à l'injection fictive du débit — Q est :

$$s_2 = \frac{-Q}{4\pi T} \left[-E_1 \left(-\frac{r^2 S}{4Tt} \right) \right]$$

Le rabattement résiduel s est égal à la somme algébrique $s_1 + s_2$.

Si t est suffisamment grand pour que l'on puisse négliger les termes autres que le premier de la série de développement de E_i , on a :

$$s = s_1 + s_2 = \frac{2,3 Q}{4\pi T} \left[\log \frac{2,25 T (t_0 + t)}{r^2 S} - \log \frac{2,25 T t_0}{r^2 S} \right]$$

ou, en simplifiant :

$$s = \frac{2,3 Q}{4\pi T} \log \frac{t_0 + t}{t}$$

T se déduit encore une fois très facilement de la pente de la droite représentative des points de mesure dans le plan $\frac{s}{Q}, \log \frac{t_0 + t}{t}$. S par contre, ne peut être calculé sauf si t_0 est très grand par rapport à t , c'est-à-dire, si le pompage a duré très longtemps.

Dans ce cas en effet, s_1 varie très peu pendant la durée des essais et peut être considéré comme constant. Il suffit alors de suivre la remontée du plan d'eau s_2 et de l'interpréter par les méthodes décrites aux paragraphes précédents.

4.13 — CONCLUSION

En conclusion, les caractéristiques S et T d'une nappe captive horizontale aux limites quelconques peuvent être déterminées par des pompages d'essai sauf si l'étendue de la nappe est trop faible pour que la perturbation causée par la mise en route du pompage ne touche ses limites qu'au bout d'un temps assez long (en pratique quelques jours).

Les essais doivent être faits à débit constant (pour plusieurs valeurs du débit si l'on fait des mesures dans le forage lui-même) et doivent durer assez longtemps (quelques heures ou quelques jours). Les mesures de rabattement se font de préférence dans un ou plusieurs piézomètres entourant le forage.

Les points représentatifs des mesures, dans le plan $\frac{s}{Q}, \log \frac{t}{r^2}$ se placent sur une ligne incurvée à ses deux extrémités et rectiligne au milieu. La pente de cette portion droite permet de calculer la transmissivité, le point d'intersection du prolongement de cette droite avec l'axe des abscisses, le coefficient d'emmagasinement.

CHAPITRE V

ÉVALUATION DES DÉBITS PRÉLEVABLES EN RÉGIME PERMANENT DANS UNE NAPPE CAPTIVE RÉALIMENTÉE

5,1 — ÉQUATION DIFFÉRENTIELLE EN RÉGIME PERMANENT

En régime permanent, aucune des données de l'écoulement ne dépend du temps. L'équation fondamentale (2), une fois développée s'écrit :

$$K_0 \left[\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right] + K_0 \rho_0^2 \beta g \left[\left(\frac{\partial h}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial h}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial h}{\partial z} \right)^2 - \frac{\partial h}{\partial z} \right] = 0$$

D'ordinaire les termes comprenant des différentielles au carré $\left[\left(\frac{\partial h}{\partial x} \right)^2 \text{ etc.} \right]$ sont négligeables par rapport aux autres termes et on peut les supprimer.

Si l'écoulement est très peu incliné sur l'horizontale, $\frac{\partial h}{\partial z}$ peut également être considéré comme nul.

L'équation devient alors :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (7)$$

Dans le cas particulier d'une nappe d'épaisseur constante e , aux toits, mur et écoulement horizontaux, aux limites latérales verticales, l'équation (7) se simplifie encore.

La forme finale de l'équation fondamentale est alors la suivante :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (8)$$

5,2 — RAPPEL DES HYPOTHÈSES FAITES

L'équation différentielle (8) est valable pour une nappe dont les caractéristiques ont fait l'objet des hypothèses simplificatrices suivantes :

- terrain homogène et isotrope
- nappe horizontale d'épaisseur constante
- écoulement horizontal.

Les deux premières hypothèses peuvent être considérées comme valables dans la très grande majorité des cas. La troisième implique un captage sur toute la hauteur de la nappe. Un coefficient correctif, dont nous dirons un mot plus loin, doit être appliqué lorsque tel n'est pas le cas.

5,3 — SOLUTION DANS LE CAS GÉNÉRAL

On peut remarquer que des fonctions de la forme $h = h_0 e^{\alpha x + \beta y}$ sont solution de l'équation (8) à la condition que $\alpha^2 + \beta^2 = 0$ et par suite $\beta = \pm \alpha i$.
Les solutions possibles sont donc :

$$\begin{aligned} h &= h_0 e^{\alpha(x + iy)} \\ h &= h_0 e^{\alpha(x - iy)} \\ h &= h_0 e^{-\alpha(x + iy)} \\ h &= h_0 e^{-\alpha(x - iy)} \end{aligned}$$

Des combinaisons linéaires de ces fonctions sont également des solutions.
L'emploi des séries de Fourier permet de trouver dans les cas les plus complexes la solution remplaçant les conditions aux limites imposées. Quelques tâtonnements sont suffisants dans les cas simples.

Nous nous bornerons ci-après à traiter quelques cas particuliers et commencerons par l'étude des nappes naturelles avant toute mise en exploitation.

5,4 — ÉVALUATION DU DÉBIT D'UNE NAPPE S'ÉCOULANT DANS UNE DIRECTION UNIQUE

Les nappes captives ont forcément leurs zones d'alimentation et de perte assez éloignées l'une de l'autre. La plupart d'entre elles, sauf en régions montagneuses, ont à l'état naturel, un écoulement parallèle en chaque point à une direction unique, sinon sur toute leur étendue, du moins sur des aires suffisantes pour les applications pratiques.

L'étude de ce cas est très importante.

L'équation différentielle (8) devient ici :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0$$

La solution est de la forme $h = h_0 = cx$

C est une constante donnée par l'équation $C = \frac{dh}{dx}$

Or si q_0 est le débit de la nappe par tranche de largeur unité, et T la transmissivité, on a d'après la loi de Darcy :

$$q_0 = -T \frac{dh}{dx}$$

On en tire $C = \frac{q_0}{T}$

et finalement

$$h = \frac{q_0}{T} \times x$$

Un pompage d'essai permet de déterminer T , comme indiqué au chapitre précédent.

La lecture de quelques piézomètres suffit pour tracer la direction de l'écoulement et obtenir la différence de charge h existant entre deux points placés à une distance x l'un de l'autre, mesurée dans le sens de l'écoulement.

Le débit par tranche de largeur unité de la nappe est alors donné instantanément

par :

$$q_0 = \frac{T h}{x} \quad (9)$$

Sa connaissance permet d'évaluer les débits totaux d'alimentation et de perte de la nappe.

Il suffit alors, pour déterminer les données du futur état d'équilibre, de calculer les répercussions qu'entraînerait sur ces débits d'alimentation et de perte, la mise en route des ouvrages envisagés. Il faut pour cela connaître le rabattement que cette mise en route provoquera, en régime continu, dans ces zones d'alimentation et de perte. L'objet des paragraphes suivants est de donner la solution de ce problème dans quelques cas simples.

5,5 — ÉCOULEMENT RADIAL VERS UN PUITS

Le forage est placé au centre d'une nappe circulaire réalimentée sur sa périphérie, par exemple au centre d'une île (Cf. fig. 19).

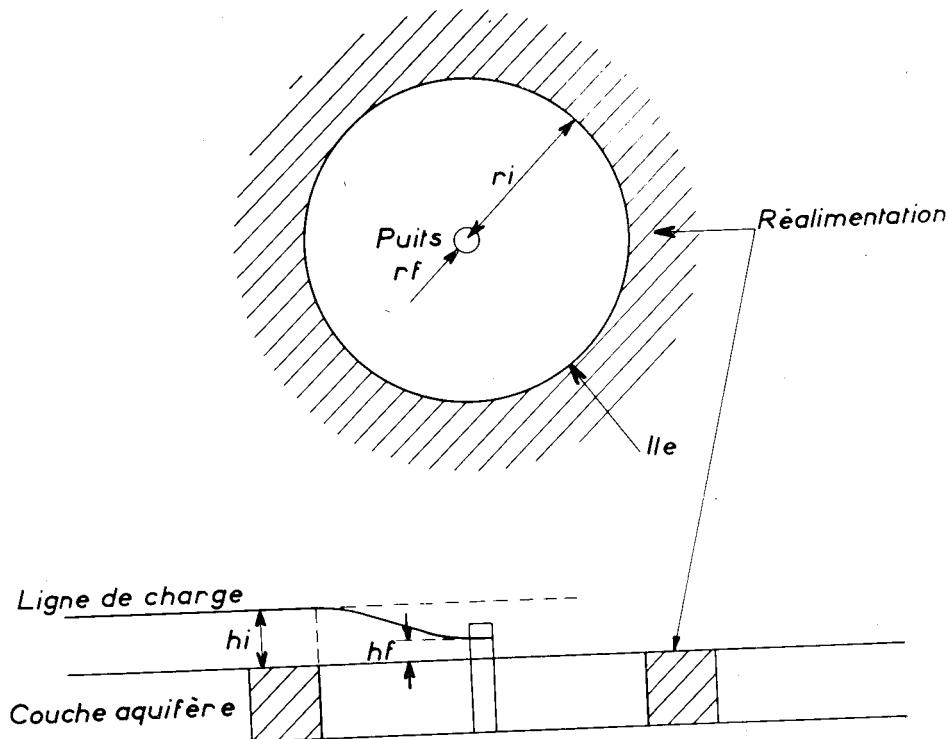


Fig. 19 — Écoulement radial vers un puits

Soit Q le débit constant du puits

A une distance r de son axe, la loi de Darcy permet d'écrire :

$$Q = 2 \pi r e K \frac{dh}{dr} = 2 \pi T r \frac{dh}{dr}$$

On en déduit :

$$h - h_0 = \int_{r_0}^r \frac{Q}{2 \pi T} \frac{dr}{r}$$

On a finalement

$$h - h_0 = \frac{Q}{2\pi T} \log \frac{r}{r_0} \quad (10)$$

En intégrant entre le rayon r_f du forage et celui r_i de l'île, on a :

$$h_i - h_f = \frac{Q}{2\pi T} \log \frac{r_i}{r_f} \quad (11)$$

Supposons que l'île en question soit au centre d'un lac situé sur une rivière de régime fluvial dont le débit naturel, permanent, est q_0 lorsque le lac est au niveau d'équilibre n_0 (fig. 20).

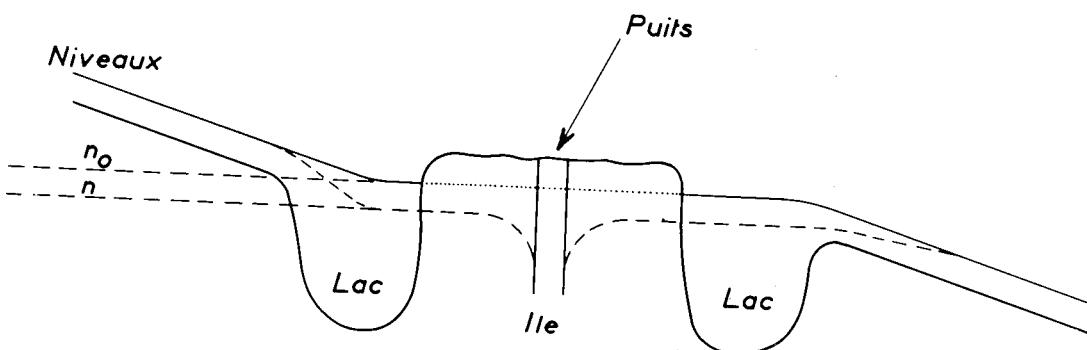


Fig. 20 — Écoulement radial — « Lac sur une rivière »

La mise en route du forage abaissera ce niveau à une valeur n . Le débit de la rivière à l'entrée dans le lac augmentera de $q_1 = f_1(n_0, n)$ le débit à la sortie diminuera de $q_2 = f_2(n_0, n)$.

Le nouvel équilibre sera atteint pour un niveau n_i tel que :

$$q_1 + q_2 = Q$$

Comme alors $h_i = n_i$, on peut en déduire h_f .

Toutes les conditions du futur équilibre sont ainsi calculables facilement si les fonctions f_1 et f_2 sont connues.

5,6 — NOTION DE RAYON D'INFLUENCE

En fait, on ne rencontre pratiquement jamais de nappes circulaires alimentées régulièrement sur leur pourtour.

Lorsqu'une nappe est immobile avant sa mise en exploitation, on peut faire appel à une donnée fictive, appelée rayon d'influence.

Il est possible de définir ce rayon d'influence comme celui d'une île analogue à celle du § précédent et telle que le niveau du lac l'entourant ne soit pratiquement pas modifié par la mise en route du pompage : $f_1 = f_2 = \text{constante}$.

Une telle île n'existe pas dans une nappe non réalimentée, et même très loin du forage le niveau de la nappe baisse à la longue. La valeur du rayon d'influence dépend donc de la définition que l'on donne à la « constance pratique » du niveau d'alimentation. S'agit-il d'une baisse de 1 cm par an? de 10 cm?

Étant donné cette imprécision il est préférable de ne pas utiliser cette notion de rayon d'influence et de chercher avant tout à préciser les caractéristiques naturelles de la nappe : pente, et zones d'alimentation et de perte.

5,7 — PUITS PLACÉ DANS UN FLOT UNIFORME INDÉFINI

Soit une nappe indéfinie s'écoulant à l'état naturel dans le sens des x négatifs à une vitesse (de Darcy) uniforme V_o

On a :

$$V_o = - K \frac{dh}{dx}$$

D'où

$$V_o x = - K h = \varphi_o$$

φ_o étant le potentiel des vitesses.

On trouve de même que la fonction de courant ψ_o est donnée par :

$$\psi_o = V_o y$$

L'écoulement radial d'un débit vers un forage pompant en régime permanent dans une nappe d'épaisseur e , primitivement au repos et réalimentée sur sa périphérie, est défini de son côté par :

$$— \text{le potentiel des vitesses } \varphi_f = Kh = \frac{Q}{2 \pi e} \text{ Log } \frac{r}{r_f} = \frac{q}{4 \pi} \text{ Log } \frac{x^2 + y^2}{r_f^2}$$

$$— \text{la fonction de courant } \psi_f = \frac{q}{2 \pi} \text{ Arctang } \frac{y}{x}$$

où l'on a posé $q = \frac{Q}{e}$

L'écoulement résultant, qui est l'écoulement réel, est défini par un potentiel des vitesses φ et une fonction de courant ψ sommes algébriques des composantes.

La meilleure méthode de résolution des problèmes de ce type est la méthode graphique.

Le tracé des équipotentielles et lignes de courant s'obtient en effet très facilement (Cf. fig. 21), en superposant les réseaux des écoulements composants et en joignant les points d'égal potentiel total. Sur la figure 22, l'équidistance choisie est de $\frac{q}{16}$.

Les lignes de courant BA et B'A délimitent le « bassin versant » du puits. Elles forment la ligne de crête de la nappe. Elles se rencontrent au point A, appelé point de stagnation, dont l'abscisse x_o s'obtient en écrivant que la composante V_x de la vitesse d'écoulement y est nulle.

$$\text{On a } V_x = - \frac{\partial \varphi}{\partial x} = - V_o - \frac{q}{2 \pi} \frac{x}{x^2 + y^2}$$

Écrivons que $V_x = 0$ pour $x = x_o$ $y = 0$

$$\text{On a } x_o = - \frac{q}{2 \pi V_o}$$

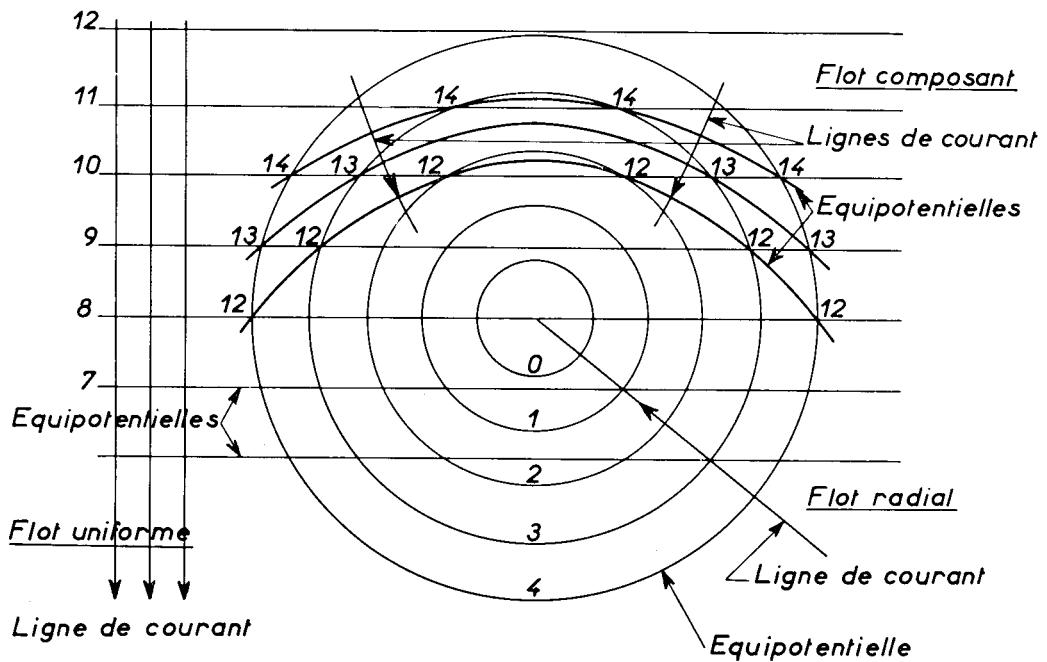


Fig. 21 — Puits dans un flot uniforme — Composition des mouvements

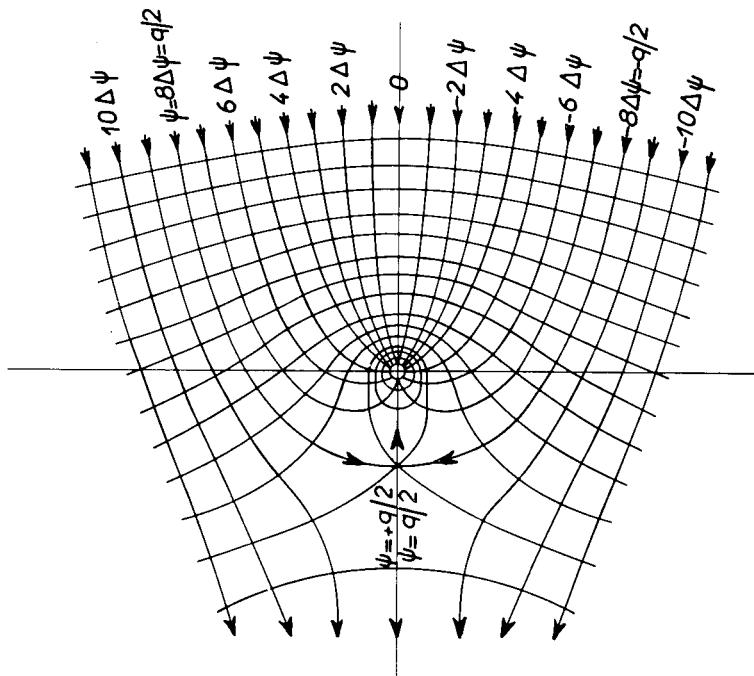


Fig. 22 — Puits dans un écoulement parallèle

La distance BO est telle que le débit passant dans cette tranche soit égal à $q/2$. Notons que l'influence du puits sur l'écoulement primitif se fait sentir jusqu'aux limites de la nappe. En particulier le rabattement, causé en un point par le pompage, est donné par la formule (10), en vertu du principe de la superposition des écoulements.

Rappelons que ce calcul est valable dans le cas d'une nappe :

— s'écoulant primitivement d'un mouvement rectiligne uniforme et par suite d'un côté alimentée par une tranchée droite et de l'autre drainée également par une tranchée droite,

— alimentée en plus, une fois le régime permanent de pompage établi, par une tranchée circulaire périphérique.

De telles nappes n'existent pas dans la nature.

Mais en fait, les phénomènes réels sont très proches de ceux décrits ci-dessus, dès que la nappe est relativement grande par rapport aux distances OA, BO, etc... Il n'y a alors régime véritablement permanent, et le tracé des équipotentielles n'est strictement exact qu'à un instant donné. Sa déformation est cependant très lente et les calculs précédents peuvent être considérés comme fournissant une bonne approximation.

Le cas des petites nappes est étudié plus loin.

5,8 — ÉCOULEMENT ENTRE UN PUITS DE POMPAGE ET UN PUITS D'INJECTION DANS UNE NAPPE EN REPOS

L'étude de l'écoulement souterrain entre un puits prélevant l'eau de la nappe et un autre où l'eau est réinjectée dans la nappe, présente un grand intérêt pratique du fait de l'utilisation croissante de tels dispositifs dans l'industrie où de grosses quantités d'eau sont nécessaires pour éliminer la chaleur produite.

Mais surtout la connaissance des caractères de tels écoulements est très utile pour l'étude d'autres problèmes, comme ceux des débits de puits implantés à proximité de frontières rectilignes (Cf. plus loin).

Soit donc (Cf. fig. 23) un puits de pompage de coordonnées $(X_1, 0)$ et un puits de réinjection $(-X_1, 0)$ assimilés à une source et un puits ponctuels. Ils sont placés dans une nappe infinie au repos; ils ont le même débit et le même diamètre. Posons $q = \frac{Q}{e}$; e étant l'épaisseur de la nappe.

Le potentiel de vitesse en un point situé à la distance r du premier et r' du second est donné par :

$$\varphi = \frac{q}{2\pi} \left(\log \frac{r}{r_f} - \log \frac{r'}{r_f} \right) = \frac{q}{2\pi} \log \frac{r}{r'} = \frac{q}{4\pi} \log \frac{(x - x_1)^2 + y^2}{(x + x_1)^2 + y^2}$$

Le long des équipotentielles, φ est constant $\frac{4\pi\varphi}{q}$ aussi et par suite :

$$\frac{(x - x_1)^2 + y^2}{(x + x_1)^2 + y^2} = C$$

Les équipotentielles sont donc constituées d'une famille de cercles centrés sur l'axe des abscisses.

L'axe des y est une des équipotentielles, cercle de rayon infini centré à $x \rightarrow \infty$ $y = 0$; le potentiel y est nul et C est égal à 1.

D'autre part, les équipotentielles se resserrent autour des puits, le centre des cercles se rapprochant du point-source et le rayon tendant vers 0. Si r_f est petit par rapport à x_1 , on peut admettre que la face réelle du forage est une surface équipotentielle.

Les lignes de courant sont des cercles orthogonaux aux précédents et centrés par suite sur l'axe des Y.

Théoriquement donc, dans une nappe infinie primitivement au repos, l'eau injectée est repompée en totalité, après un trajet plus ou moins long. Pratiquement les résultats

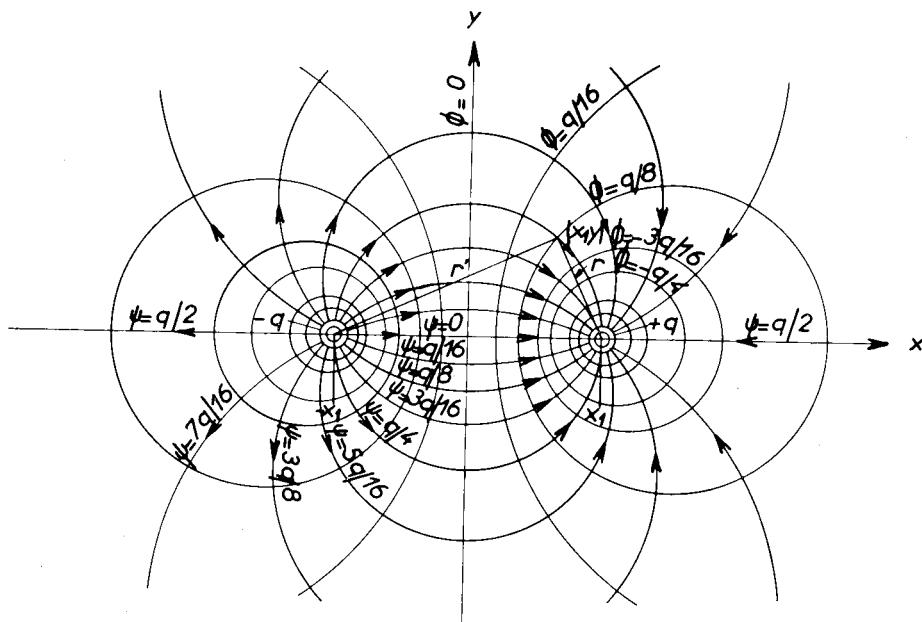


Fig. 23 — Pompage et injection

précédents sont encore valables lorsque les dimensions de la nappe, sans être infinies, sont grandes par rapport à $2 x_1$.

La chaleur, elle, se dissipe par conductivité thermique vers l'atmosphère.

5,9 — ÉCOULEMENT ENTRE PUITS DE POMPAGE ET D'INJECTION DANS UNE NAPPE EN MOUVEMENT

Les caractéristiques de l'écoulement sont encore évaluées par application du principe de la superposition des potentiels.

On peut dans ce cas arriver, par un choix judicieux de l'espacement $2 x_1$ et du débit $q = \frac{Q}{e}$, à réduire le débit repompé et même à l'annuler complètement.

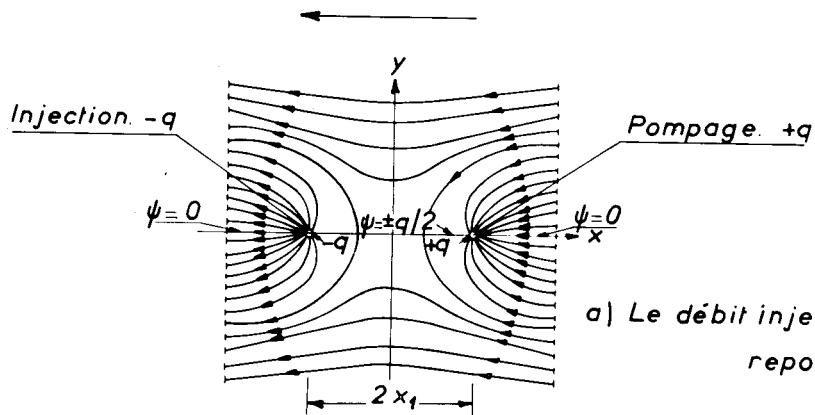
La figure 24 représente trois cas d'écoulement possible (C. E. Jacob).

La valeur limite du débit q , peut-être calculée en écrivant qu'à l'origine des coordonnées la vitesse d'écoulement produite par l'ensemble des deux puits est égale et opposée à la vitesse V_0 d'écoulement de la nappe.

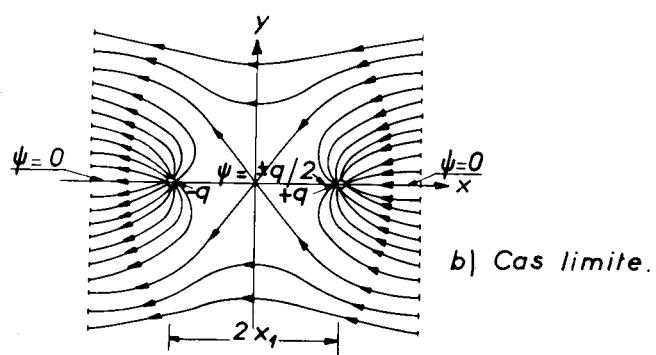
Or, la vitesse v_1 produite par le premier puits est :

$$v_1 = K \frac{dh}{dr} = \frac{Q}{2 \pi e r} = \frac{q}{2 \pi r}$$

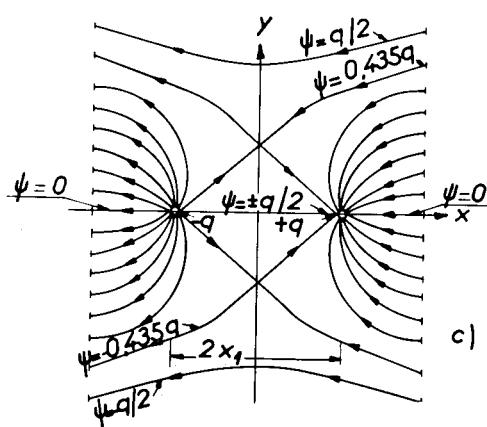
Sens de l'écoulement primitif



a) Le débit injecté n'est pas repompé.



b) Cas limite.



c) Le débit injecté est partiellement repompé.

Fig. 24 — Injection et pompage dans un écoulement

Comme à l'origine des coordonnées, $r = x$, on a finalement

$$v_1 = \frac{q}{2 \pi x_1}$$

La vitesse v_2 produite par le second puits a la même valeur absolue et le même sens.

La vitesse totale v produite par l'ensemble des deux puits est donc $v = \frac{q}{\pi x_1}$.

D'où l'égalité

$$V_o = \frac{q}{\pi x_1}$$

Si $q > \pi x_1 V_o$, il y a repompage partiel de l'eau

Si $q < \pi x_1 V_o$, il n'y a pas reprise de l'eau, l'eau réinjectée étant en totalité emportée par le courant naturel de la nappe.

Rappelons que tous ces résultats ne sont théoriquement valables que dans une nappe infinie, mais pratiquement applicables aux nappes de dimensions relativement grandes par rapport à $2 x_1$.

5,10 — POMPAGE A PROXIMITÉ D'UNE ZONE DE RÉALIMENTATION (OU DE PERTE) RECTILIGNE

Considérons une rivière (ou un lac) ayant une rive longue et rectiligne. Si son débit superficiel est grand par rapport au débit prélevé ou apporté par la nappe, sa pente longitudinale ne dépend pas de l'écoulement souterrain. Elle peut être négligée. Si de plus, sa rive est verticale et très perméable, cette rivière constitue une zone verticale d'alimentation (ou de perte) à niveau constant; mathématiquement parlant, c'est une équipotentielle rectiligne de l'écoulement.

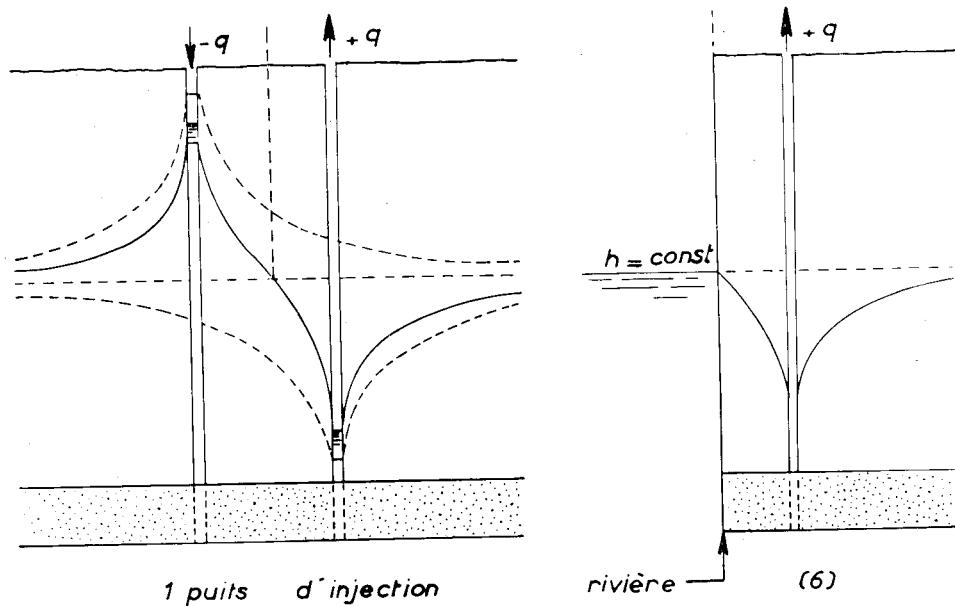


Fig. 25 — Équivalence d'une rivière et d'un puits d'injection

Or, nous avons vu ci-dessus que, dans l'écoulement entre puits de pompage et d'injection, l'axe des y formait une équipotentielle rectiligne.

Les deux systèmes représentés sur la figure 25 constituent l'un d'un puits situé à proximité d'une rivière bordant une nappe semi-infinie, l'autre d'un puits de pompage et d'un puits de recharge sis dans une nappe infinie sont donc équivalents du point de vue de l'écoulement ayant lieu dans la zone à droite de l'axe des y .

Le puits de recharge qui remplace la zone de réalimentation rectiligne est symétrique du puits réel par rapport à la limite de cette zone. On lui a donné pour cette raison le nom d'image. Comme le débit du puits-image est ici opposé à celui du puits réel, l'image est dite négative.

Cette analogie n'est pas détruite par la superposition à cet équilibre d'un écoulement uniforme normal à la rivière. Ainsi les moitiés droites de la figure 24 représentent le flux dans le cas d'un puits foré à proximité d'une rivière figurée par l'axe Oy et prélevant l'eau dans une nappe qui s'écoule naturellement vers cette rivière.

Dans le premier cas, le débit prélevé par le puits $q = \frac{Q}{e}$ est petit par rapport à $\pi x_1 V_0$ et il n'y a pas prélèvement direct d'eau dans la rivière. Si q devient très petit, ou si x est très grand, on est pratiquement ramené au problème traité au § 5,7 et l'écoulement au voisinage du puits est représenté par la figure 22.

Le second est un cas limite : il y a un point de stagnation sur la rivière.

Dans le troisième, il y a deux points de stagnation et l'eau qui s'écoule vers le puits entre ces deux points est prélevée directement sur le débit de la rivière.

Ces faits n'ont pas de répercussion sur l'écoulement tant que les débits souterrains restent négligeables par rapport au débit superficiel de la rivière en provenance de l'amont (ou à la capacité du lac...) hypothèse admise dès le début de ce §, et presque toujours vérifiée dans les cas pratiques.

Si elle ne l'est pas, mais si le potentiel le long de la frontière, bien que prenant une nouvelle valeur, reste constant, toutes les caractéristiques de l'écoulement pourront être calculées comme au § 5,5 in fine, à condition de connaître les analogues des fonctions f_1 et f_2 .

Essayons maintenant d'évaluer le rabattement causé par le pompage.

Le potentiel des vitesses de l'écoulement global est égal à la somme algébrique du potentiel de l'écoulement primitif $\varphi_1 = V_0 x$ et du potentiel de l'écoulement causé par le puits en présence de la rivière. Celui-ci est égal à celui causé par le puits et son image et évalué au § 5,8 à

$$\varphi_2 = \frac{q}{2\pi} \operatorname{Log} \frac{r}{r'}$$

Donc, si la nappe s'écoulait primitivement vers la rivière $\varphi = V_0 x + \frac{q}{2\pi} \operatorname{Log} \frac{r}{r'}$.

Le rabattement, c'est-à-dire la modification de charge hydraulique entre l'écoulement primitif et l'écoulement final, est donné en un point de coordonnées bi-polaires r et r' par l'équation (fig. 27)

$$s = h_1 - h = \frac{\varphi_1 - \varphi}{K} = \frac{V_0 x}{K} - \frac{V_0 x}{K} - \frac{q}{2\pi K} \operatorname{Log} \frac{r}{r'} = \frac{q}{2\pi K} \operatorname{Log} \frac{r}{r'} = - \frac{\varphi}{2\pi K e} \operatorname{Log} \frac{r}{r'}$$

et finalement

$$s = \frac{Q}{2\pi T} \operatorname{Log} \frac{r'}{r}$$

En coordonnées rectangulaires, cette équation devient :

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \operatorname{Log} \frac{(x - x_1)^2 + y^2}{(x - x')^2 + y^2}$$

Le rabattement dans le forage lui-même s_f , est obtenu en amenant le point r, r' , sur la paroi du forage, c'est-à-dire en posant :

$$r = r_f \quad r' = 2x_1 + r_f \neq 2x_1$$

puisque r_f est très petit par rapport à x_1 .

On a alors

$$s_f = \frac{Q}{2\pi T} \operatorname{Log} \frac{2x_1}{r_f} \quad (13)$$

T ayant été déterminé par des pompages d'essai, on peut tirer de cette formule la valeur du débit Q susceptible d'être fourni par un forage placé à la distance x_1 de la rivière formant zone de perte pour la nappe primitive, sous un rabattement s_f .

Si par contre la rivière formait zone d'alimentation pour la nappe primitive, on aurait :

$$\varphi_1 = v_0 x \quad \varphi_2 = \frac{q}{2\pi} \operatorname{Log} \frac{r}{r'} \quad \varphi = -v_0 x + \frac{q}{2\pi} \operatorname{Log} \frac{r}{r_i}$$

Mais $s = h_1 - h = \frac{\varphi_1 - \varphi}{K}$ garderait toujours la même expression.

Dans le cas où la rive de la rivière est en pente et non verticale, ou si elle n'est que semi-perméable, les équations précédentes ne sont pas entièrement valables. Il peut cependant être tenu compte, au moins approximativement, de ces conditions en déplaçant plus ou moins la ligne équipotentielle théorique par rapport au forage. La nouvelle position peut-être choisie empiriquement d'après la connaissance que l'on peut avoir de cas analogues.

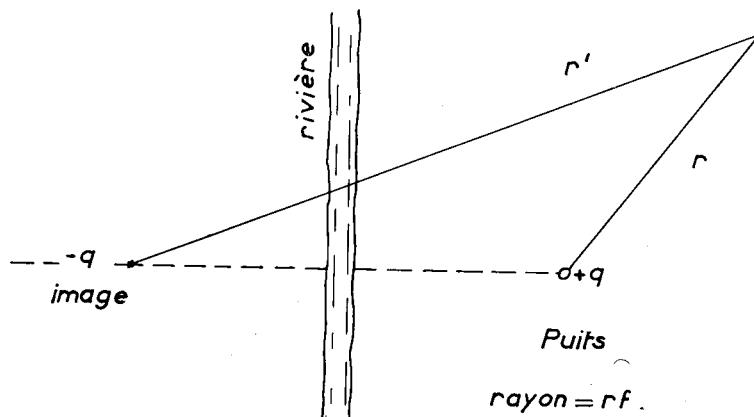


Fig. 26 — Puits à proximité d'une rivière

gues ou définie peut-être avec plus de précision en poussant les forages d'essai jusqu'à l'obtention du régime permanent (Cf. § 4,7 b). L'équation (13) permet alors de calculer x_1 , T étant déduit des mêmes essais r_f étant connu, s_f étant mesuré et Q étant le débit d'essai. Plus ce débit d'essai sera proche du débit d'exploitation, meilleure sera la précision, bien entendu.

5.11 — POMPAGE A PROXIMITÉ D'UN MUR VERTICAL RECTILIGNE IMPERMÉABLE, IMAGE POSITIVE

En tout point d'un mur vertical imperméable, la vitesse de l'écoulement est tangente à ce mur, la composante normale étant forcément nulle.

Or, si l'on considère deux puits pompant tous les deux au même débit Q (Cf. fig. 27), on constate que en tout point de la médiatrice du segment les joignant (pris comme axe des ordonnées), la vitesse de l'écoulement est tangente à cette médiatrice et la composante normale est nulle.

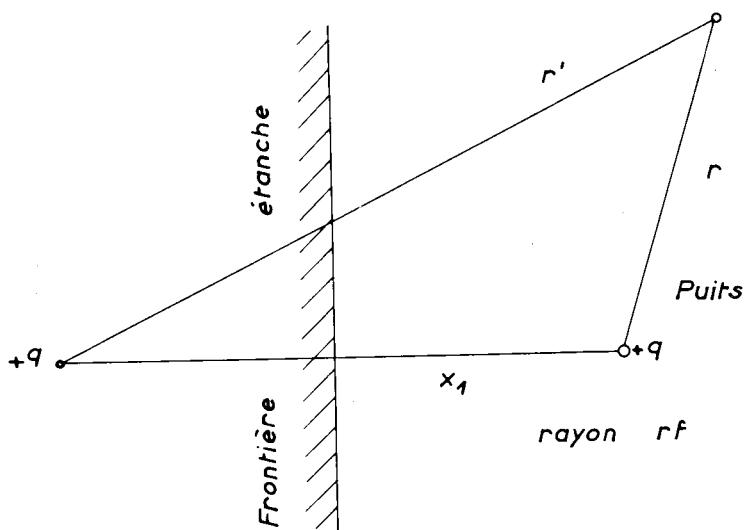


Fig. 27 — Puits à proximité d'une frontière étanche

Du point de vue de l'écoulement dans la portion droite du plan, les deux systèmes précédents, constitués l'un d'un puits situé à proximité d'un mur vertical rectiligne bordant une nappe semi-infinie, l'autre de deux puits prélevant le même débit Q dans une nappe infinie, sont donc équivalents.

Le puits fictif est ici l'image positive du puits réel.

L'analogie n'est pas détruite par la superposition à cet équilibre d'un écoulement uniforme parallèle à la frontière étanche.

Il suffira ci-après de traiter le cas d'une nappe primitivement au repos.

Le potentiel des vitesses en un point A quelconque est alors, avec les notations précédentes :

$$\varphi = \frac{q}{2\pi} \left[\log \frac{r}{r_f} + \log \frac{r'}{r_f} \right] = \frac{q}{2\pi} \log \frac{rr'}{r_f^2}$$

La fonction de courant est de son côté :

$$\psi = \frac{q}{2\pi} (\theta + \theta') = \frac{q}{2\pi} \left[\operatorname{Arctang} \frac{y}{x - x_1} + \operatorname{Arctang} \frac{y}{x + x_1} \right]$$

Lorsque le point A s'éloigne du puits, r et r' deviennent grands par rapport à x_1 et donc $r \gg r'$. De même $\Theta \gg \Theta'$. Alors

$$\varphi \rightarrow 2 \times \frac{q}{2\pi} L \frac{r}{r_f}$$

et

$$\psi \rightarrow 2 \times \frac{q}{2\pi} \Theta$$

A une distance suffisamment grande du puits, l'écoulement est donc identique à celui qui serait provoqué dans une nappe infinie par un puits situé à l'origine et ayant un débit double du puits réel.

Ces calculs sont exacts dans le cas de nappes infinies. Ils sont encore valables pour une nappe dont les zones d'alimentation et de perte seraient très éloignées du puits.

Mais bien souvent, les forages doivent être implantés à proximité à la fois d'une zone d'alimentation (ou de perte) et de murs imperméables. L'étude de ces cas est possible grâce à une généralisation de la méthode des images.

5.12 — GÉNÉRALISATION DE LA MÉTHODE DES IMAGES — NAPPES LIMITÉES

La méthode des images généralisée consiste à remplacer autant de fois qu'il est nécessaire l'ensemble constitué par un puits prélevant l'eau dans une nappe limitée par une frontière (étanche ou à potentiel constant), par un autre ensemble formé du puits et de son image, puisant tous les deux dans une nappe infinie.

Soit par exemple (Cf. fig. 28) une nappe limitée de deux côtés par deux rivières se rejoignant à angle droit et infinie par ailleurs. Un puits P y prévèle un débit Q. L'ensem-

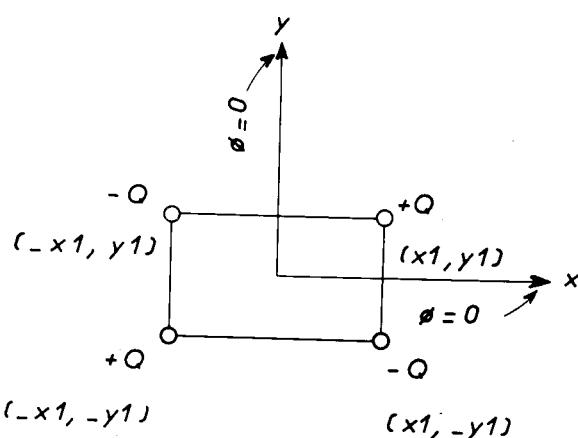


Fig. 28

ble du puits P et de la frontière Ox peut être remplacé par le groupe P et P_1 le débit P_1 étant $-Q$ et la nappe s'étendant maintenant sur la moitié droite du plan.

Ensuite l'ensemble des deux puits P et P_1 et de la frontière, peut-être remplacé par le groupe P et P_1 et P' et P'_1 , les débits de P' et P'_1 étant respectivement $-Q$ et $+Q$, et la nappe étant désormais infinie dans toutes les directions.

Ainsi le puits P puisant l'eau dans une nappe limitée au 1^{er} quadrant par deux frontières équipotentielles, peut-être remplacé par un ensemble de 4 puits forés dans une nappe infinie.

La figure 29 montre le signe des débits des puits-images dans le cas où l'une des frontières est étanche.

La fonction potentielle en un point est donnée par la somme des 4 potentiels.

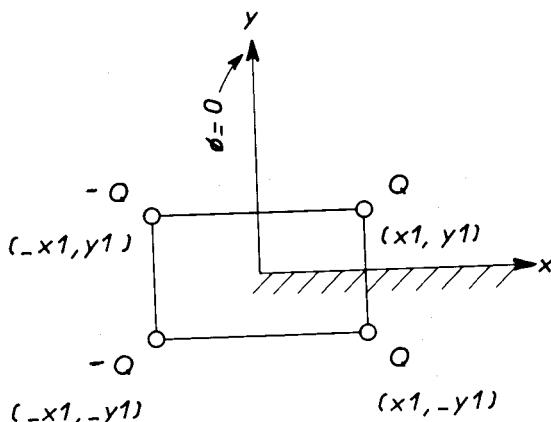


Fig. 29

Dans le cas particulier où le puits est sur la bissectrice de l'angle droit, son expression est très simple. Soit a la distance du centre du puits aux axes — le rabattement s_f au droit du puits est donné par

$$s_f = \frac{Q}{2 \pi T} \operatorname{Log} \frac{a\sqrt{2}}{r_f} \text{ dans le cas où les 2 frontières sont des équipotentielles}$$

et

$$s_f = \frac{Q}{2 \pi T} \operatorname{Log} \frac{2a\sqrt{2}}{r_f} \text{ dans le cas où l'une des frontières est étanche.}$$

Rappelons que le rabattement au droit d'un puits prélevant l'eau dans une nappe circulaire de rayon r_i réalimentée sur sa périphérie est donné par l'équation II ci-dessus, soit :

$$s_f = \frac{Q}{2 \pi T} \operatorname{Log} \frac{r_i}{r_f}$$

On voit ainsi que le rabattement dans un puits placé dans une nappe limitée par deux frontières à angle droit est identique à celui d'un puits analogue placé dans une île dont le rayon est :

$$r_i = a\sqrt{2} \text{ dans le 1^{er} cas}$$

$$r_i = 2a\sqrt{2} \text{ dans le 2^e cas}$$

La méthode des images permet également de calculer la distribution du potentiel dans le cas d'une nappe circulaire réalimentée exploitée par un puits placé en dehors du centre.

D'après C. E. Jacob si

$$C = \frac{x_1^2 + y_1^2}{r_1^2},$$

on a

$$\varphi = \frac{q}{4\pi} \left[\text{Log} \frac{(x - x_1)^2 + (y - y_1)^2}{\left(x - \frac{x_1}{C} \right)^2 + \left(y - \frac{y_1}{C} \right)^2} - L \cdot c \right]$$

De son côté, le rabattement au droit du puits est donné par

$$s_f = \frac{Q}{2\pi T} \text{Log} \frac{r_i}{r_f} \left(1 - \frac{x_1^2}{r_i^2} \right)$$

Des graphiques (C. E. Jacob) donnent pour différentes valeurs du rapport $\frac{r_i}{r_f}$, les variations du rapport des rabattements dans un puits excentré s_f et dans un puits placé au centre s_{f_0} en fonction de l'excentricité

$$\frac{x_1}{r_i}$$

La méthode des images, combinée avec le principe de superposition des écoulements (c'est-à-dire d'additivité des potentiels de vitesse) permet de résoudre beaucoup d'autres problèmes, soit de limites complexes, soit de batteries de puits, etc... sur lesquels nous n'insisterons pas davantage.

5.13 — PÉNÉTRATION PARTIELLE DANS UNE NAPPE

Aussi bien pour l'étude des pompages d'essais que dans le présent chapitre, l'une des hypothèses fondamentales faites admettait l'écoulement horizontal de l'eau, ce qui impliquait un captage par un ouvrage crépiné sur toute la hauteur de la nappe. Or, l'on

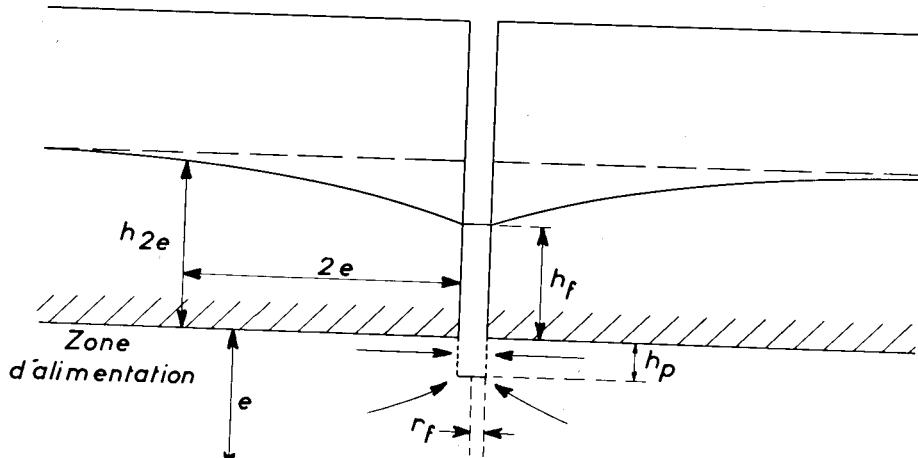


Fig. 30 — Pénétration partielle dans une nappe

réalise souvent des forages qui ne pénètrent que partiellement dans l'horizon aquifère. Il est indispensable de voir quelles modifications ce fait apporte à l'écoulement.

En premier lieu et sur un plan qualitatif, on peut noter que les filets liquides ne restent plus rectilignes au voisinage du puits mais prennent une certaine courbure. Les

conséquences de cette courbure, signalées au § 1,6 et à propos des nappes à surface libre deviennent valables ici, même pour les nappes captives.

Sur le plan quantitatif, la réduction de la surface d'écoulement de l'eau entraîne évidemment des pertes accrues au voisinage du puits (en fait, jusqu'à une distance sensiblement égale au double de l'épaisseur de la nappe) et provoque une diminution du débit spécifique. Le calcul de cette réduction est très délicat. Il a été fait dans de nombreux cas, notamment par de Glee, Muskat et Nahigang.

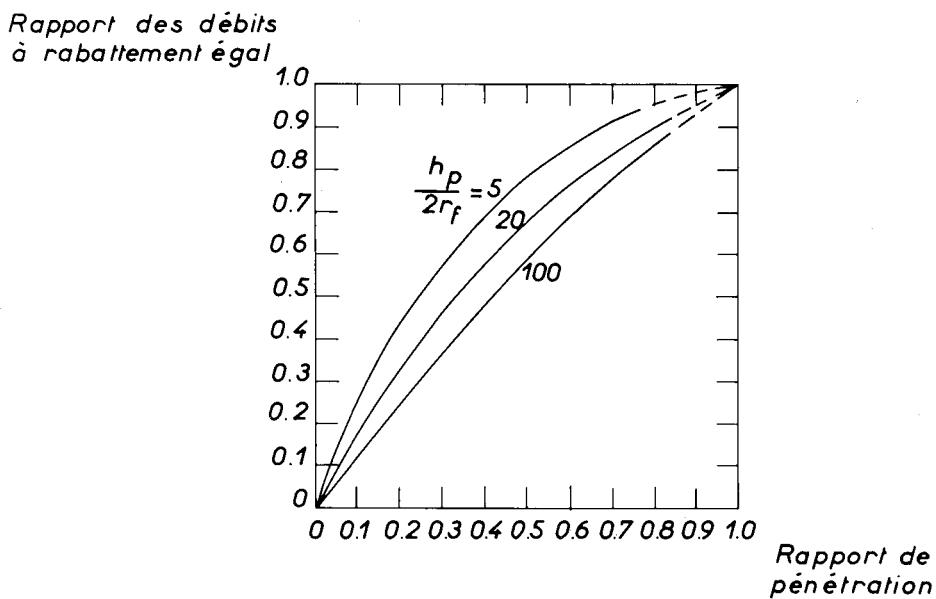


Fig. 31 — Effet d'une pénétration partielle (d'après D. K. Todd)

Dans le cas simple d'un puits dans une nappe captive en régime permanent, on trouve, par exemple, avec les notations de la figure 31 :

$$h_{2e} - h_f = \frac{Q_p}{2 \pi K} \left[\frac{1}{h_p} \log \frac{\pi h_p}{2 r_f} + \frac{0,1}{e} \right]$$

où Q_p représente le débit partiel.

Cette équation est valable tant que $10 r_f \leq h_p \leq \frac{e}{1,3}$

Au delà de la distance $2e$ à partir du puits l'écoulement n'est plus perturbé et le rabattement au forage par rapport à un point quelconque, par exemple un point de la zone d'alimentation est donné par :

$$h - h_f = \frac{Q_p}{2 \pi K} \left[\frac{1}{h_p} \log \frac{\pi h_p}{2 r_f} + \frac{0,1}{e} + \frac{1}{e} \log \frac{r}{2 e} \right]$$

Un puits captant sur toute la hauteur aurait donné, rappelons-le :

$$h - h_f = \frac{Q}{2 \pi K} \times \frac{1}{e} \times \log \frac{r}{r_f}$$

Le graphique 32 donne d'après D. K. Todd le rapport $\frac{Q}{Q_p}$ pour un même rabattement et en fonction des rapports :

$$\frac{h_p}{2} \text{ et } \frac{h_p}{2 r_f}, \frac{r}{r_f} \text{ étant pris égal à 1.000}$$

5,14 — RABATTEMENT DANS LE FORAGE LUI-MÊME

Rappelons que pour obtenir le rabattement réel au droit du puits de pompage lui-même, il faut ajouter aux chiffres calculés ci-dessus, le terme représentatif des pertes locales CQ^n défini déjà au § 4,8.

5,15 — CONCLUSION

En résumé, la caractéristique T et les limites d'une nappe étant déterminées, il est possible, par application des formules précédentes, d'évaluer :

- le débit de la nappe à l'état naturel
- le débit d'un puits et les rabattements provoqués par sa mise en exploitation, dans le cas où celle-ci ne modifie pas les conditions aux limites.

Dans le cas contraire, il faut connaître de plus la loi de variation de ces conditions aux limites avec le rabattement, comme nous l'avons vu dans les exemples des § 5,5 et 5,10.

Cette loi peut, dans les cas simples, faire l'objet d'une hypothèse *a priori* ou bien dans les cas complexes, être déterminée grâce à des essais de pompage de longue durée par interprétation du prolongement de la courbe représentative dans le plan $\frac{s}{Q}; \text{Log} \frac{t}{r^2}$ (Cf. Chap. 4).

CHAPITRE VI

LES NAPPES LIBRES

6,1 — CARACTÈRES DISTINCTIFS DES NAPPES LIBRES

Nous avons déjà traité longuement (Cf. § 1,5; 1,6; 2,3; 2,4; 2,5; 3,5 3,7) des différences fondamentales qui existent, au point de vue de l'écoulement, entre les nappes libres et les nappes captives. Nous n'y reviendrons donc plus et rappellerons simplement les points sur lesquels elles portent :

- relation entre surface de charge et surface libre de la nappe,
- variation de l'épaisseur de la nappe,
- signification du coefficient d'emmagasinement,
- courbure des filets liquides qui ne restent plus horizontaux,
- existence d'une hauteur critique.

Dans tout ce qui suit, nous supposerons que l'écoulement est noyé.

6,2 — NÉCESSITÉ D'UNE SIMPLIFICATION DES ÉQUATIONS DU MOUVEMENT

Ainsi que nous l'avons déjà vu au § 1,5, les modifications de volume de l'eau d'une nappe à surface libre causées par une perturbation (pompage, etc...) sont dues surtout à un mouvement de cette surface libre et non à une décompression de l'eau et un tassement de l'ossature solide, comme dans les nappes captives. En effet la part revenant à cette seconde cause est très faible, de l'ordre du 1/100 ou du 1/1000, parfois moins, de celle de la première et elle peut être négligée : pour l'étude des mouvements d'une nappe à surface libre, l'eau peut être considérée comme un fluide incompressible.

L'équation fondamentale (2) devient alors : ρ étant constant et $\partial \frac{\Delta M}{\partial t}$ nul :

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0$$

ou encore

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

La hauteur de la nappe variant $\frac{\partial^2 h}{\partial z^2}$ n'est pas nulle. Cette équation ne peut plus se simplifier.

Par ailleurs, la condition aux limites pour la surface libre (constance de la pression) n'est pas d'une traduction mathématique simple, car elle s'écrit :

$$v_x \frac{\partial P}{\partial x} + v_y \frac{\partial P}{\partial y} + v_z \frac{\partial P}{\partial z} + \frac{\partial P}{\partial t} = 0$$

$P(x, y, z, t) = C^{\text{te}}$ étant l'équation d'une surface d'égale pression.

Dans ces conditions, la recherche d'une solution est extrêmement difficile dans tous les cas et l'on est conduit à adopter pour les caractéristiques de l'écoulement des hypothèses simplificatrices.

6,3 — HYPOTHÈSES DE DUPUIT

Les hypothèses les plus fréquemment admises sont celles de Dupuit. Elles sont les suivantes :

- l'écoulement est horizontal,
- les vitesses sont les mêmes en tous les points d'une même verticale (1),
- elles sont proportionnelles à la pente de la ligne de charge sur l'horizontale et non au gradient $\frac{dh}{ds}$ le long de cette ligne. Si θ est l'angle d'inclinaison de cette ligne, Dupuit admet que $V = -K \operatorname{tg} \theta$ alors qu'en réalité $V = -K \sin \theta$ (cf. fig. 32.)

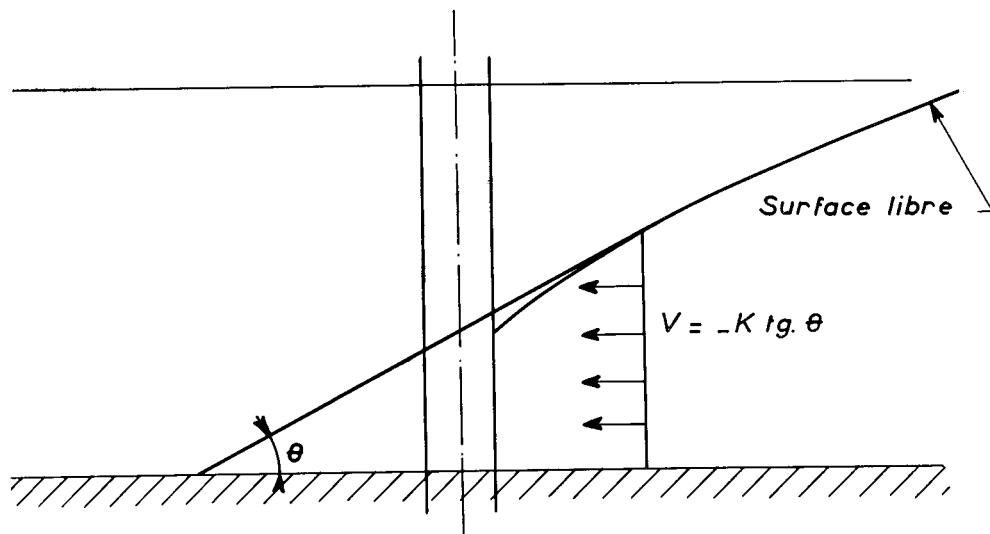


Fig. 32 — Hypothèse de Dupuit

Les calculs basés sur les hypothèses de Dupuit ne donnent jamais que des résultats approchés.

Dans la pratique, ils sont suffisamment précis lorsqu'il s'agit d'interpréter des phénomènes ayant lieu dans des zones où les pentes et courbure de la surface libre sont faibles, c'est-à-dire assez loin de l'exutoire : puits, tranchée, rivière, etc...

A proximité de ces ouvrages, il vaut mieux adopter les hypothèses de Jaeger (cf. plus loin) malgré la plus grande complexité des calculs auxquels elles conduisent.

(1) D'où le nom d'écoulement par tranches.

6,4 — ÉQUATION DE CONTINUITÉ DANS L'ÉCOULEMENT DE DUPUIT

L'équation de continuité s'obtient ici en appliquant le principe de la conservation de la matière à un parallélépipède de section $dx dy$ s'étendant en hauteur du mur imperméable de la nappe à sa surface libre. Par analogie avec le cas des nappes captives, surface de charge et surface libre étant confondues, nous appellerons h cette hauteur.

Soit q_x et q_y les composantes du débit par unité de largeur. On a :

$$-\frac{\partial q_x}{\partial x} - \frac{\partial q_y}{\partial y} = S \frac{\partial h}{\partial t}$$

Or $q_x = -K h \frac{\partial h}{\partial x} = -\frac{K}{2} \frac{\partial h^2}{\partial x}$

$$q_y = -K h \frac{\partial h}{\partial y} = -\frac{K}{2} \frac{\partial h^2}{\partial y}$$

L'équation de continuité devient alors :

$$\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h^2}{\partial y^2} = \frac{2S}{K} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (14)$$

Elle remplace, pour les nappes libres, l'équation (4) des nappes captives.

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t}$$

6,5 — RÉGIME TRANSITOIRE — POMPAGES D'ESSAIS

C'est l'équation 14 qui s'applique sans changement. Malheureusement elle n'est linéaire, ni en h , ni en h^2 et sa résolution est de ce fait très difficile. L'on est donc conduit à simplifier encore.

On a :

$$\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} = \frac{\partial}{\partial x} \left(2h \frac{\partial h}{\partial x} \right) = 2 \left[\left(\frac{\partial h}{\partial x} \right)^2 + h \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \right]$$

Si la variation de hauteur reste très faible, on peut négliger le terme carré $\left(\frac{\partial h}{\partial x} \right)^2$ et admettre $h = C^t = e$ épaisseur de la nappe.

Alors

$$\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} \approx 2e \frac{\partial^2 h}{\partial x^2}$$

L'équation 14 devient ainsi identique à l'équation 4 des nappes captives et l'on peut appliquer sans changement les méthodes décrites au chapitre 4.

Il ne faut pas oublier cependant les hypothèses simplificatrices faites.

En pratique, on admet leur validité tant que les variations relatives d'épaisseur de la nappe $\frac{dh}{h}$ pendant la durée des expériences ne dépassent pas 2 %. Il faut notamment exclure ici les mesures dans les forages eux-mêmes. La présence de piézomètres est indissociable de la nappe. Signalons cependant que lorsque les variations relatives d'épaisseur de la nappe sont très faibles, on peut négliger le terme $\left(\frac{\partial h}{\partial x} \right)^2$.

$\frac{d h}{h}$ dépassent 2 % sans atteindre 25 %, on peut encore obtenir des valeurs correctement approchées des constantes du sol en ajoutant dans la formule (6) au rabattement mesuré « s » le terme correctif $-\frac{s^2}{2 h}$.

Rappelons que dans les nappes à surface libre, le coefficient d'emmagasinement S est beaucoup moins constant que dans les nappes captives. En particulier le temps de ressuyage du sol peut être assez long et les valeurs de S croîtront avec le temps pour ne se stabiliser qu'au bout de un, deux, parfois même plusieurs jours. Il faudra donc soit prolonger les essais, soit extrapoler les valeurs trouvées aux premières mesures.

6,6 — RETOUR A NOUAKCHOTT

L'exemple déjà décrit aux § 4,6 et 4,7 donne une illustration intéressante de ce qui précède. La nappe étudiée est, en effet, une nappe à surface libre et les rabattements constatés dans les piézomètres ont été de l'ordre de 10 % de l'épaisseur de la bande crépinée. On se trouve donc en principe dans le cas où la formule de Theis est applicable mais à condition d'ajouter aux rabattements mesurés « s » un terme correctif $-\frac{s^2}{2 h}$. L'introduction de ce terme correctif rapproche, en effet, les deux droites de la figure 15 mais elle ne suffit pas pour les faire coïncider. Deux explications peuvent être données à ce fait. La première a déjà été exposée au § 4,7.

La seconde c'est que la courbure des filets liquides, notamment au droit du piézomètre le plus proche du forage est déjà très forte. Par suite le phénomène décrit au § 2,4 et représenté sur la figure 10 modifie trop puissamment le rabattement mesuré pour qu'il puisse être introduit tel quel dans la formule de Theis. Le terme correctif $\frac{s^2}{2 h}$ lui-même devient insuffisant et il aurait fallu procéder à des mesures beaucoup plus précises de la charge hydraulique réelle par exemple en disposant des piézomètres à différents niveaux.

L'on voit quelles précautions sont nécessaires lorsqu'il s'agit d'interpréter des pompages d'essais. Il est indispensable que ces précautions soient prises dès l'exécution des mesures, faute de quoi l'on se trouvera trop souvent devant des résultats impossibles à exploiter.

6,7 — RÉGIME PERMANENT — MÉTHODE GÉNÉRALE DE FORCHEIMER

En régime permanent le second terme de l'équation 14 s'annule et l'on a la relation, dite de Forcheimer.

$$\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h^2}{\partial y^2} = 0 \quad (15)$$

Elle est linéaire en h^2 et, au remplacement près de h par h^2 , identique à l'équation 8 des nappes captives.

Dans la mesure où l'hypothèse de Dupuit est valable pour la nappe considérée,

on peut donc utiliser toutes les conclusions du Chapitre 5 (méthode des images, etc...). Il suffira en général de partout substituer

$$\frac{h^2 - h_0^2}{2e} \text{ à } h - h_0$$

Nous examinons ci-après deux cas particuliers importants :

6,8 — ÉCOULEMENT PERMANENT A DIRECTION UNIQUE

L'équation 15 devient :

$$\frac{d^2 h^2}{d x^2} = 0$$

dont la solution est

$$h^2 - h_0^2 = a (x - x_0)$$

Si q_0 est le débit par tranche de largeur unité on a :

$$q_0 = K h \frac{d h}{d x}$$

On en tire

$$a = \frac{2 q_0}{K}$$

d'où finalement

$$h^2 - h_0^2 = \frac{2 q_0}{K} (x - x_0)$$

Ainsi à la substitution de $\frac{h^2 - h_0^2}{2e}$ à $h - h_0$ près, les considérations du § 5,4 sont toutes valables.

6,9 — ÉCOULEMENT RADIAL PERMANENT VERS UN PUITS

Soit un puits placé au centre de l'île du § 5,5, la nappe exploitée étant à surface libre.

La loi de Darcy permet d'écrire, à une distance « r » du puits

$$Q = 2 \pi r h K \frac{d h}{d r}$$

D'où l'on tire :

$$h d h = \frac{Q}{2 \pi K} \frac{d r}{r}$$

En intégrant on a :

$$h^2 - h_0^2 = \frac{Q}{\pi K} \text{ Log } \frac{r}{r_0}$$

qui remplace l'équation II des nappes captives.

Là également à la substitution près de $\frac{h^2 - h_0^2}{2e}$ à $h - h_0$, les considérations du § 5,5 sont toutes valables.

6,10 — APPORT DE LA PLUIE

Mais alors qu'une nappe captive ne peut être alimentée que le long de ses limites, une nappe libre reçoit sur toute sa surface les eaux d'infiltration des pluies. Les calculs de bilan doivent tenir compte de ces apports, dans tous les cas où ils ne sont pas négligeables par rapport aux débits d'autres sources (rivière proches, par exemple).

Des calculs exacts seraient très complexes vu l'irrégularité des pluies et l'on est obligé en pratique d'admettre des taux d'infiltration « i » constants sur de longues périodes. En régime sahélien, ou sub-tropical on prendra un taux « i » pendant la saison des pluies et un taux nul (ou même négatif : évaporation) pendant la saison sèche.

6,11 — HYPOTHÈSES DE JAEGER

Les hypothèses de Jaeger tiennent compte de la courbure des filets liquides, caractéristique fondamentale de l'écoulement des nappes à surface libre. Ces hypothèses sont les suivantes (cf. fig. 33) :

- les vitesses d'écoulement sont identiques non plus le long d'une verticale (Dupuit), mais le long d'un arc de cercle normal à la fois à la surface libre et à la couche imperméable. Cet arc de cercle est une ligne équipotentielle du mouvement.
- ces vitesses ont leur valeur théorique vraie $V = K \sin \theta$.

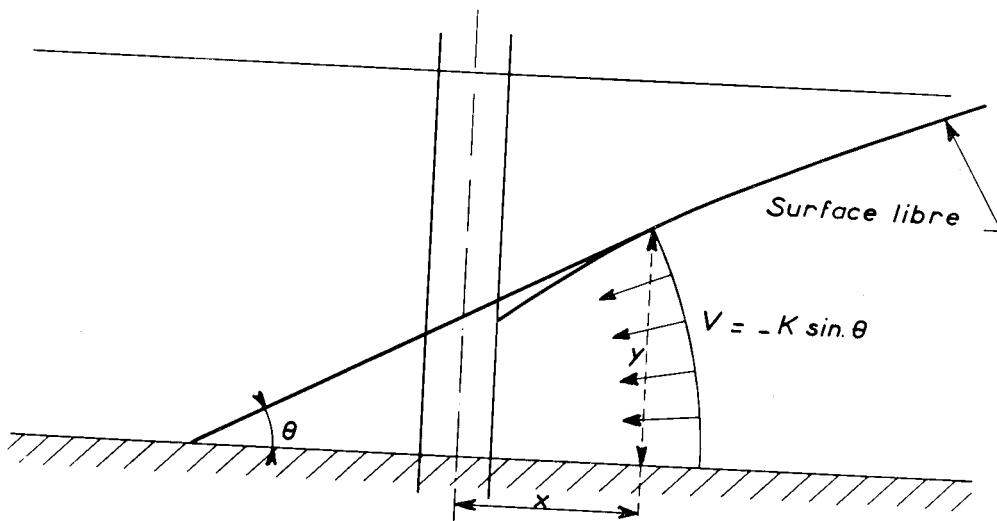


Fig. 33 — Hypothèse de Jaeger

Ces hypothèses sont donc beaucoup plus proches de la réalité que celles de Dupuit. Elles ont permis à Jaeger de démontrer l'existence d'une ligne d'eau critique pour laquelle

$$\theta = \frac{\pi}{2}$$

au droit de la paroi du puits.

Les formules auxquelles on aboutit font cependant apparaître l'angle θ . La détermination d'une ligne d'eau ne peut donc être faite que par points, à partir d'un point connu, au moyen du calcul aux accroissements finis.

CONCLUSION

LES FACTEURS ESSENTIELS

DE LA RÉUSSITE DES ESSAIS DE POMPAGE

Les considérations qui précèdent ont montré l'intérêt des renseignements que des essais de pompage corrects peuvent apporter sur le comportement général d'une nappe. Elles ont mis également en relief l'importance des précautions qui doivent être prises au cours de ces essais afin de leur assurer toute leur valeur. Il n'est pas inutile, en guise de conclusion, de récapituler les points essentiels évoqués en insistant particulièrement sur les facteurs généralement négligés dans les mesures traditionnelles.

LE FACTEUR TEMPS

L'introduction du facteur temps est l'apport essentiel de la méthode de Theis. Les pompages d'essai sont toujours de courte durée. Rares sont les cas où ils se prolongent suffisamment pour que le nouvel équilibre dynamique (régime permanent) soit atteint.

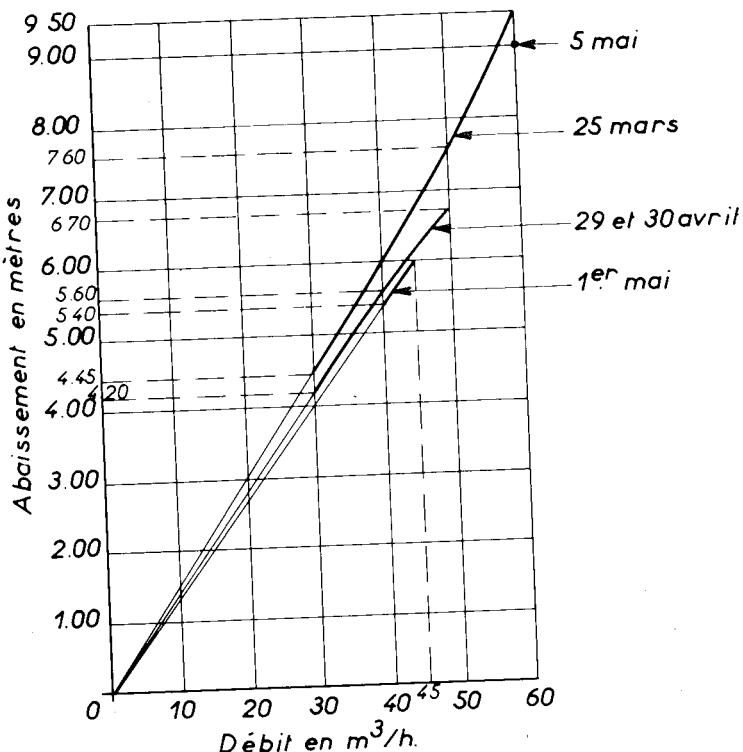


Fig. 34 — Exemple de courbes caractéristiques de pompage

Presque toujours, au contraire, ils sont arrêtés bien avant et la stabilisation réelle n'est pratiquement jamais obtenue. Si donc l'on parle traditionnellement de stabilisation il s'agit en fait d'une notion bien vague, qui signifie un ralentissement de la descente de l'eau et l'appréciation du moment correspondant est chose très personnelle. Le niveau ainsi mesuré ne présente aucun intérêt particulier et la lecture des courbes dites caractéristiques de pompage (cf. fig. 34), fournies par la plupart des foreurs d'eau ne permet qu'une appréciation très qualitative de l'ouvrage.

Or la seule connaissance des temps écoulés entre le début du pompage et les moments des mesures transforme radicalement, nous l'avons vu, tout le tableau et les procédés décrits plus haut, permettent de calculer au moins T et, dans les cas où il y a un piézomètre S . De plus les pompages à débits différents, qui ont été effectués dans le cas de la figure 34, donnent l'importance du terme en Q^2 ; ils dévoilent par là même la qualité technique de l'ouvrage et permettent d'en déduire toutes les conséquences pratiques possibles. Les courbes dites caractéristiques ne donnent aucun de ces renseignements.

Donc, première conclusion essentielle : même si l'on ne peut rien changer d'autre aux méthodes des pompages d'essais, il faut absolument noter les temps, ce qui ne soulève aucune difficulté et interpréter l'évolution des rabattements dans le temps par la méthode de Theis, dont l'application est également aisée après un apprentissage assez court.

LES MOUVEMENTS ANTÉRIEURS DE LA NAPPE

L'habitude est prise, dans la conduite des pompages d'essai, de ne commencer les mesures qu'après la mise en route des pompes et d'admettre que le niveau de l'eau est stable auparavant, son seul mouvement étant dû aux pompages en cause. Cette hypothèse est valable très souvent, mais elle peut ne pas l'être. Un contrôle de l'état de la nappe, pendant vingt-quatre heures au minimum avant le début des pompages permet d'avoir une certitude à cet égard.

De plus dans les cas où un mouvement antérieur sera constaté, l'influence nette des essais pourra être calculée en faisant la différence entre les rabattements totaux constatés et les dénivellations dues aux autres causes évaluées par l'extrapolation des résultats de ces mesures préalables. Les chiffres finalement obtenus seront bien plus proches de la réalité.

LES FACTEURS MÉTÉOROLOGIQUES

Le même souci d'éliminer autant que possible toutes les causes d'erreurs systématiques conduit à prévoir la mesure, pendant la période préliminaire et pendant toute la durée des essais, des facteurs météorologiques essentiels, température et pression. Les exemples donnés au chapitre 2 § 5 illustrent l'importance que peuvent revêtir dans certains cas ces phénomènes.

LES PIÉZOMÈTRES

Les considérations développées à plusieurs reprises dans le corps de l'exposé et notamment au chapitre 4 § 8 et tout au long du chapitre B montrent de leur côté les avantages qu'apporte la présence d'un piézomètre et les précautions qu'il faut prendre dans sa réalisation, notamment dans le choix de la longueur et de la cote de la partie crépinée.

LES VARIATIONS DE DÉBIT

Enfin les § 8 et 9 du chapitre 4 font ressortir tout l'intérêt des essais successifs à débits différents (méthode dite en cascade). Chacun de ces essais doit bien entendu être conduit avec tout le soin désirable et l'évolution des rabattements dans le temps sera étudiée pour chacun des débits. Il y a intérêt à laisser le débit constant pendant un temps suffisamment long chaque fois et à choisir des valeurs de débit qui diffèrent d'une manière sensible les unes des autres.

PRÉCAUTIONS OPÉRATOIRES

Il nous paraît utile en dernier lieu de signaler quelques précautions purement matérielles dont la non-observation peut amener des erreurs dans les mesures et par là même jeter le doute sur la valeur de l'ensemble de l'opération.

1. Matériel de pompage :

Il est recommandé d'utiliser un matériel de pompage électrique car son fonctionnement plus régulier assure plus facilement la constance du débit.

Pour un travail en Afrique, ce matériel, renforcé, sera constitué par :

- un électro-pompe à double blindage anti-poussière;
- deux groupes électrogènes identiques à double blindage d'une puissance supérieure à celle nécessaire et présentant des écarts de régime ne dépassant pas + 2,5 %;
- un tableau de commande permettant de changer instantanément deux groupes de fonctionnement, afin d'assurer l'entretien de chacun d'eux dans de bonnes conditions.

2. Mesures de débit :

Les débits seront mesurés à l'aide de compteurs de lecture directe complétés par des appareils de contrôle tels que débitmètre enregistreur, tube de Pitot avec abaques correspondants, cuve de dimensions suffisantes et de volume connu, etc...

Ces appareils de contrôle sont indispensables car les compteurs peuvent en restant dans les normes avoir des écarts dans les mesures allant jusqu'à + 2 %.

Préalablement aux essais, les compteurs seront étalonnés aux différents débits que l'on envisage de pomper.

3. Mesures de rabattement :

Il est souhaitable de mesurer les rabattements à l'aide d'appareils enregistreurs tels que limnigraphes que l'on contrôlera préalablement à leur mise en fonctionnement. On peut utiliser les sondes électriques dont le fonctionnement est assuré par le contact avec l'eau. On utilisera des milliampèremètres ou mieux des millivoltmètres.

Les premiers sont assez fragiles, aussi nous conseillons les seconds plus résistants. On peut également employer des flotteurs.

Les câbles de sonde seront choisis de manière à présenter un allongement des plus minimes; on les tarera préalablement à leur mise en place pour déterminer leur allongement élastique. Il sera prévu des sondes de réserve et une sonde témoin qui seront mises en tension dans les conditions identiques à leur utilisation future. La sonde témoin sera contrôlée par un fil fin d'acier demi-dur qui, tout en étant solidaire de la sonde proprement dite, ne la supportera pas et qui, en se déplaçant devant le repère, donnera l'allongement du câble.

Dans le cas de mesures dans le forage lui-même, il faudra se contenter d'une sonde à air. Il est conseillé d'en installer deux et de se munir d'air comprimé afin de pouvoir procéder à des mesures fréquentes.

4. Mesures diverses :

Il est conseillé d'avoir à sa disposition :

. des bouteilles pour la prise d'échantillon d'eau. Ces bouteilles seront en matière plastique, ce qui réduit le poids à transporter (dans ce cas, une seule bouteille d'un litre est nécessaire pour établir l'analyse ionique de l'eau) et évite la « casse » pendant les transports.

. de l'acide chlorhydrique pour contribuer à la détermination pétrographique des échantillons minéralogiques et pour permettre la prise d'échantillon d'eau aux fins d'analyse des sels ferreux dissous. L'acide utilisé doit être pur (c'est-à-dire incolore et non jaune).

- . du papier ph
- . 1 résistivimètre
- . 1 thermomètre pour la mesure de la température de l'eau
- . 1 thermomètre pour la mesure de la température de l'air, etc... } avec 1 ou 2 appareils de chaque type en réserve.

BIBLIOGRAPHIE

- J. ARCHAMBAULT — *Les Eaux souterraines de l'Afrique Occidentale* (1960).
- R. ARIS et F. DERVIEUX — *La nappe phréatique du Souf*. Terres et Eaux n° 29.
- H. O. BANKS — *Sea Water Intrusion in California*. Journal A. W. W. A.
- CAQUOT-KERISEL — *Traité de Mécanique des Sols*. Gauthier-Villars.
- E. C. CHILDS and COLLIS George — *The permeability of porous materials*.
- E. CRAUSSE — *Hydraulique des canaux découverts*.
- E. DE GELIS — *Éléments d'hydraulique souterraine*. Société Géologique du Maroc.
- E. DE GELIS — *Éléments de Mécanique des Fluides dans les milieux poreux*. Institut Français du Pétrole.
- C. E. JACOB — *Flow of Ground Water dans "Engineering Hydraulics."* John Willy and Sons, New-York.
- Ch. JAEGER — *Hydraulique technique*. Dunod.
- A. KLUTE — *A Numerical method for solving the flow equation for water in unsaturated materials*. Soil Science 1952.
- M. MUSKAT — *The flow of homogeneous fluids through porous media*. Edwards Ann Arbor 1946.
- J. R. PHILIP — *The theory of infiltration*. Soil Science Baltimore U. S. A.
- P. YA POLUBARINOVA KOCHINA, Moscou.
- L. A. RICHARDS — *Water conducting and retaining properties of soils*. Desert Research-Methods of measuring soil moisture tension.
- A. E. SCHEIDEGGER — *The physics of flow through porous media* University of Toronto Press.
- H. SCHOELLER — *Hydrogéologie*. Institut Français du Pétrole.
- SOEIRO — *Annales de l'Institut technique du Bâtiment et des travaux publics* n° 110. Février 1957.
- TERZAGHI et PECK — *Mécanique des sols appliquée*. Dunod.

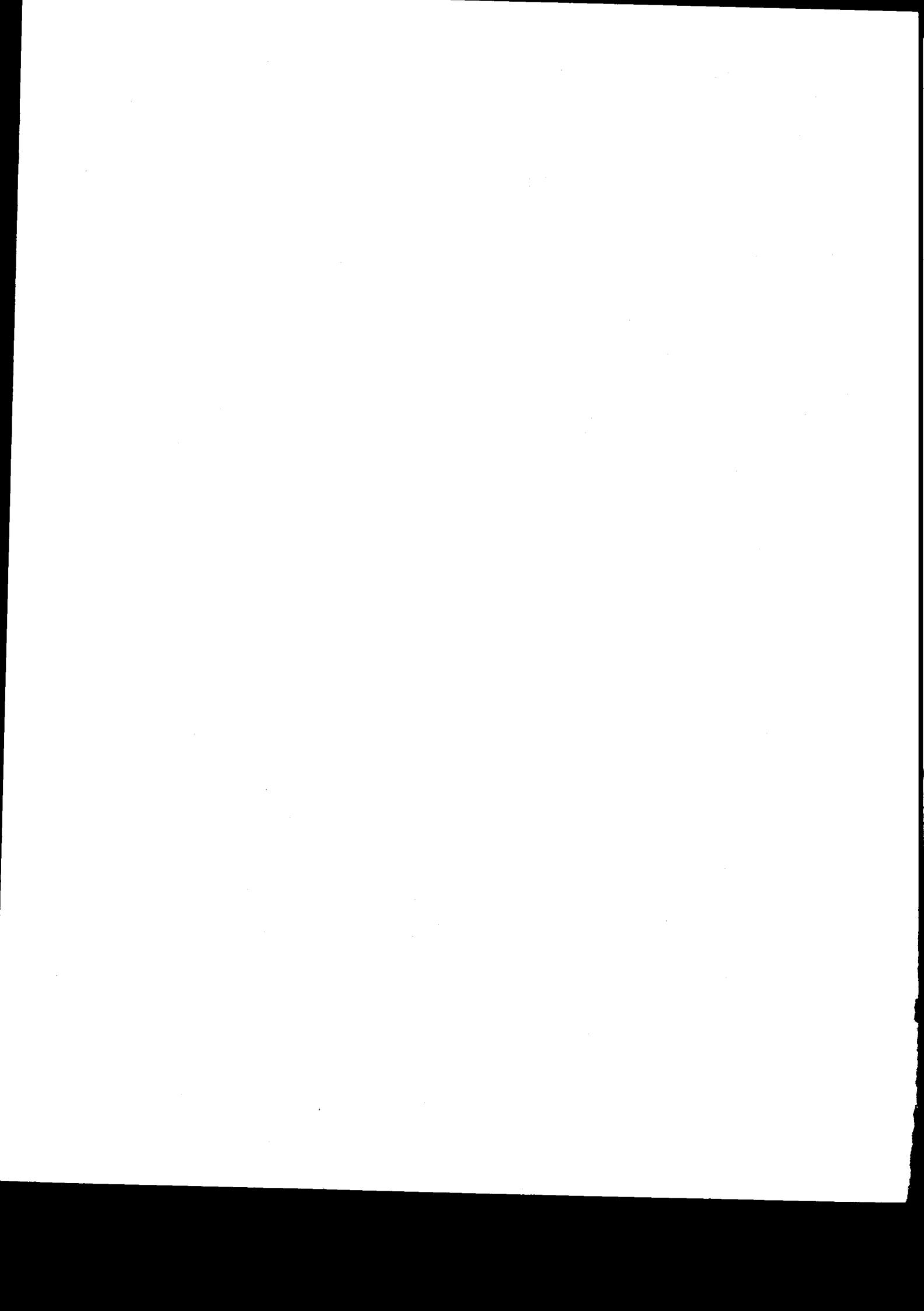


TABLE DES MATIÈRES

	7
INTRODUCTION	
<i>Chapitre I — PROPRIÉTÉS PHYSIQUES DE L'ÉCOULEMENT DE L'EAU DANS LE SOL</i>	
1,1 — Profil hydrique d'un sol — Capillarité et succion	9
1,2 — Notion de charge hydraulique — Pression et succion	12
1,3 — Porosité — Permeabilité — Loi de Darcy en milieu saturé.	13
1,4 — Permeabilité et loi de Darcy en milieu non saturé	16
1,5 — Transmissivité et coefficient d'emmagasinement	16
1,6 — Notion de hauteur critique	17
<i>Chapitre II — INTERPRÉTATION DES RELEVÉS PIÉZOMÉTRIQUES</i>	
2,1 — Piézomètre	21
2,2 — Manomètre à dépression.	22
2,3 — Nappe à surface libre sans mouvement vertical.	22
2,4 — Infiltration et évaporation dans le cas d'une nappe à surface libre	23
2,5 — Influence des facteurs météorologiques, température, pression sur une nappe phréatique.	25
<i>Chapitre III — THÉORIE DE L'ÉCOULEMENT EN MILIEU POREUX</i>	
3,1 — Généralisation de la Loi de Darcy	29
3,2 — Anisotropie et hétérogénéité	29
3,3 — Superposition des écoulements.	30
3,4 — Continuité et compressibilité.	30
3,5 — Nappe à surface libre et nappe captive	31
3,6 — Régimes permanent et transitoire — Exploitation et essais	31
3,7 — Retour aux nappes à surface libre	32
<i>Chapitre IV — LES POMPAGES D'ESSAIS DANS LES NAPPES CAPTIVES — DÉTERMINATION DE « S » ET « T »</i>	
4,1 — Équation différentielle en mouvement transitoire.	33
4,2 — Rappel des hypothèses générales	34
4,3 — Pompage à partir d'un puits — Hypothèses particulières	34
4,4 — Pompage à partir d'un puits—Équation de l'écoulement transitoire dite de Theis	35
4,5 — Interprétation graphique de l'équation de Theis	36
4,6 — Exemple de Nouakchott	38
4,7 — Anomalies rencontrées dans la méthode graphique de Theis	38
4,8 — Interprétation de mesures faites dans le forage lui-même	41
4,9 — Exemple de Taïba	43
4,10 — Précision des résultats obtenus.	44
4,11 — Débit spécifique d'un forage	45
4,12 — Interprétation des courbes de remontée après arrêt d'un forage.	45
4,13 — Conclusion.	46

Chapitre V — ÉVALUATION DES DÉBITS PRÉLEVABLES EN RÉGIME PERMANENT DANS UNE NAPPE CAPTIVE, RÉALIMENTÉE

5,1	— Équation différentielle en régime permanent	47
5,2	— Rappel des hypothèses faites	47
5,3	— Solution dans le cas général	48
5,4	— Évaluation du débit d'une nappe s'écoulant dans une direction unique	48
5,5	— Écoulement radial vers un puits	48
5,6	— Notion de rayon d'influence	49
5,7	— Puits placé dans un flot uniforme indéfini	50
5,8	— Écoulement entre un puits de pompage et un puits d'injection dans une nappe en repos	51
5,9	— Écoulement entre puits de pompage et d'injection dans une nappe en mouvement	53
5,10	— Pompage à proximité d'une zone de réalimentation (ou de perte) rectiligne	54
5,11	— Pompage à proximité d'un mur vertical rectiligne imperméable, image positive	56
5,12	— Généralisation de la méthode des images — Nappes limitées	59
5,13	— Pénétration partielle dans une nappe	60
5,14	— Rabattement dans le forage lui-même	62
5,15	— Conclusion	64
		64

Chapitre VI — LES NAPPES LIBRES

6,1	— Caractères distinctifs des nappes libres	65
6,2	— Nécessité d'une simplification des équations du mouvement	65
6,3	— Hypothèses de Dupuit	66
6,4	— Équation de continuité dans l'écoulement de Dupuit	66
6,5	— Régime transitoire — Pompages d'essais	67
6,6	— Retour à Nouakchott	67
6,7	— Régime permanent — Méthode générale de Forchheimer	68
6,8	— Écoulement permanent à direction unique	68
6,9	— Écoulement radial permanent vers un puits	69
6,10	— Apport de la pluie	69
6,11	— Hypothèses de Jaeger	70
		70

Conclusion — LES FACTEURS ESSENTIELS DE LA RÉUSSITE DES ESSAIS DE POMPAGE

71

BIBLIOGRAPHIE

75

IMPRIMERIE BERGER-LEVRAULT, NANCY

778582-1-61

DÉPÔT LÉGAL : 1^{er} TRIMESTRE 1961

