

Schutz und Nutzbarmachung des Grundwassers und die damit verbundenen Untersuchungen

Vorträge, gehalten an der Frühjahrstagung
vom 2./3. Mai 1969 in Neuenburg

Etude, protection et exploitation des nappes souterraines

Conférences présentées lors de la réunion de printemps
les 2/3 mai 1969 à Neuchâtel

Nr. 76

Überreicht durch die

Schweizerische Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik
Société Suisse de mécanique des sols et de travaux de fondations

Offert par la

Inhaltsverzeichnis / Table des matières

Dr. H. Jäckli, Zürich

Unsere Grundwasservorkommen; ihre Nutzung, ihre Gefährdung, ihr Schutz

F. Baldinger, Bern

Technische Massnahmen zum Schutze des Grundwassers

Dr. O. Rescher, Lausanne

Aménagement du Bas-Rhône

Contribution à l'étude de la nappe phréatique de la plaine du Rhône

J. C. Ott, Genève

Etude de la nappe phréatique de la vallée du Bas-Rhône

Essais de pompage et mesures géophysiques

Dr. Th. Dracos, Zürich

Bewegung nicht mischbarer Flüssigkeiten in homogenen Böden

Dr. H. Schmassmann, Liestal

Die Grundwasservorkommen im oberen Muschelkalk des Kantons Basel-Landschaft

D. Baroni, Genève

Station expérimentale de réalimentation d'une nappe souterraine à Vessy (Genève)

Dr. P. Nänny, Zürich

Probleme der Speisung des Grundwasservorkommens im Gebiet von Tenero-Gordola im Zusammenhang mit der Erstellung des Verzasca-Kraftwerkes

Dr. P. Nänny, Zürich

Problemi dell'alimentazione della falda freatica nella zona di Tenero-Gordola in relazione ai lavori di costruzione dell'impianto idroelettrico della Verzasca S.A.

Dr. G. Amberger, Genève

Un nouveau puits de captage profond à Troinex près de Genève

R. Blasche, Bern

Aus der Praxis des Horizontalbrunnenbaues

E. Recordon, Lausanne

Méthodes modernes de calcul des débits et des réserves des nappes d'eau souterraines

Der letzte Beitrag wurde nicht an der Tagung vorgetragen, sondern ist die Antrittsvorlesung vom 13. Dezember 1967 im Zyklus «Dynamique des eaux souterraines» am geologischen Institut der Universität Neuenburg. Da jedoch die behandelten Fragen mit dem Tagungsthema eng verwandt sind, wurde er diesem Heft beigefügt.

La dernière contribution n'a pas été présentée à la session de Neuchâtel, mais donnée comme leçon inaugurale du cours de «Dynamique des eaux souterraines» à l'Institut de Géologie de l'Université de Neuchâtel le 13 décembre 1967. La parenté du sujet traité avec le thème de la session a paru justifier de l'inclure dans le même numéro de nos publications.

Unsere Grundwasservorkommen; ihre Nutzung, ihre Gefährdung, ihr Schutz

Von Prof. Heinrich Jäckli, Dr. sc. nat. ETH, Geologe, Zürich

Vortrag, gehalten an der Tagung der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik am 2. Mai 1969 in Neuchâtel

I. Vorkommen

1. Grundwasser und Grundwasserleiter

Was verstehen wir unter Grundwasser? Gemäss DIN 40491 ist Grundwasser solches Wasser, «das Hohlräume der Erdrinde zusammenhängend erfüllt und nur der Schwere, das heisst dem hydrostatischen Druck unterliegt». Im Gegensatz zu diesem ausserordentlich weit gefassten Grundwasserbegriff soll im folgenden unter Grundwasser im engeren Sinn solches Grundwasser verstanden werden, das für die Wasserversorgung nutzbar ist. Es wird in der Schweiz gemäss den meisten kantonalen Gesetzen als öffentliches Gewässer behandelt.

Das so definierte nutzbare Grundwasser zirkuliert in einem *Grundwasserleiter*, also in einem geologischen Körper, der dank seiner Porosität oder seiner Gesteinsklüftung Grundwasser in nutzbaren Mengen enthält und weiterleiten kann.

Unsere wichtigsten Grundwasserleiter sind die sandigen Kiese eiszeitlichen oder nacheiszeitlichen Alters, also die fluviatilen Schotter unserer Talsohlen. Sie sind aber recht ungleich auf die Fläche der Schweiz verteilt. Sie spielen die Hauptrolle im bernischen, solothurnischen und aargauischen Mittelland, in den Talsohlen des Zürchbietes und des Kantons Thurgau und im Rheintal von Schaffhausen bis Basel, ferner in den wichtigsten Alpentälern, dem Rhonetals, den Tessiner Tälern, dem Urner Reusstal und dem Tal des Alpenrheins. Dagegen ist der Jura, die Westschweiz zwischen Aaretal und Genfersee und ebenso auch die Ostschweiz östlich des Thurtales ausgesprochen arm an nutzbaren Grundwasserströmen.

Neben den genannten Schottern als poröse Lockergesteine können aber auch Festgesteine, also Fels, unter günstigen Bedingungen die Wirkung eines Grundwasserleiters ausüben, insbesondere klüftige Kalke und Dolomite, in welchen eine Zirkulation von nutzbarem *Karstwasser* möglich ist. Kalke mit Karstwasser spielen für die Wasserversorgung in den Alpen die Rolle von wichtigen Quellbildnern. Im Tafel- und Faltenjura gewinnt in neuerer Zeit die Nutzung von Karstwasser auch in vertikalen Filterbrunnen immer mehr an Bedeutung. Bereits bestehen dort vereinzelte solcher Brunnen, die sich zum Teil durch einen grossen Ertrag auszeichnen. Die systematische Karstwassernutzung in vertikalen Brunnen steckt aber in unserem Land noch in den Anfängen.

2. Grundwassertypen

Wenn man die Beziehungen zwischen Fluss- und Grundwasser berücksichtigt, können drei verschiedene Grundwassertypen unterschieden werden:

Typus 1: Grundwasservorkommen, die ohne Beziehung zu einem Fluss stehen. Sie werden ausschliesslich durch Niederschläge gespeist. Ihre Feldergiebigkeit ist deshalb üblicherweise nicht sehr gross. Man findet sie im Deckenschotter auf Hochplateaux (z.B. Irchel), längs Talfanken oder in alten Talrinnen, die heute nicht mehr von Bächen oder Flüssen durchflossen werden (z.B. Birrfeld).

Typus 2: Grundwasservorkommen, für welche ein Fluss als direkter Vorfluter wirkt. In diesem Fall hat der Fluss auf das Grundwasser weder in chemischer noch in quantitativer Beziehung einen Einfluss. Dagegen übertragen sich die Spiegelschwankungen des Flusses in Ufernähe auf die Spiegelschwankungen des Grundwassers (z.B. Aare bei Aarburg und Olten, Rhein bei Ellikon). Auch solche Grundwasservorkommen werden durch Niederschläge gespeist; für sie gilt bezüglich der Feldergiebigkeit dasselbe wie für Typus 1.

Typus 3: Flusswasser infiltriert ins Grundwasser. Das ist dort der Fall, wo der Fluss in durchlässigem Kies fliesst und der Flusspiegel höher als der Grundwasserspiegel liegt, so dass vom Fluss zum Grundwasser ein Druckgefälle entsteht. Solche Beziehungen finden sich beispielsweise im zürcherischen Tösstal, im Limmattal von Zürich bis zur Aare, im Aaretal von Thun bis Bern, im Emmental. Durch die Flussinfiltration findet eine natürliche Grundwasseranreicherung statt, wodurch die Feldergiebigkeit des Grundwasservorkommens bedeutend grösser wird, als der Versickerung aus den Niederschlägen entsprechen würde. Neben diesen quantitativen Vor-

teilen hat aber eine Flusswasserinfiltration oft qualitative Nachteile, indem dabei der Chemismus des Grundwassers in unerwünschtem Sinne beeinflusst wird.

3. Grundwasserstockwerke

Wo zwei oder mehrere übereinanderliegende Grundwasserleiter von undurchlässigen Schichten getrennt werden, kann ein Stockwerkbau im Grundwasser entstehen, wobei in den einzelnen Stockwerken verschiedene Druckhöhen, verschiedene Durchlässigkeiten, verschiedene Feldergiebigkeiten und verschiedener Chemismus erscheinen können. Ist das Druckniveau des tieferen Grundwasserstockwerkes höher als die Terrainoberfläche, so spricht man von artesisch gespanntem Wasser, und wo dieses in Fassungen genutzt wird, von artesischen Brunnen. Die Speisung tieferer Grundwasserstockwerke abzuklären ist oft recht schwierig. Kennzeichnend für tiefe Grundwasserstockwerke ist häufig ihr geringer Sauerstoffgehalt, da jenes Grundwasser durch die undurchlässige Deckschicht von der Luft getrennt ist, und ferner die grosse bakteriologische Reinheit, da die Trennschichten einen willkommenen Schutz gegen oberflächliche Verunreinigungen darstellen.

4. Chemische Beschaffenheit

Wir sind in der Schweiz in der glücklichen Lage, über chemisch vorzügliches Grundwasser zu verfügen, soweit es in den Schottern zirkuliert und nicht durch Flussinfiltration und nicht durch oberflächliche Verunreinigungen beeinflusst wird. Es ist sauerstoffreich, arm an Eisen und Mangan und eignet sich ohne jede Aufbereitung zur Verwendung als Trinkwasser wie auch als Industriewasser.

Fehlt es aber an Sauerstoff im Grundwasser, so kann sich sekundär ein sogenannter «reduzierter» Chemismus ausbilden, wobei Nitrate (NO_3^-) in Nitrite (NO_2^-) oder in Ammoniak (NH_3) reduziert werden und Eisen und Mangan in Lösung gehen können. Zeigt ein Grundwasser diesen reduzierten Typus, sei es ständig oder auch nur temporär, so verlangt es vor der Nutzung eine oft sehr komplizierte und kostspielige Aufbereitung.

Sauerstoffmangel kann bedingt sein durch

- natürliche Lehmabdeckung tiefliegender Grundwasserstockwerke,
- Gehalt an organischer Substanz im Grundwasserleiter oder unmittelbar darüber, besonders ausgeprägt in Torfgebieten,
- Infiltration von organisch belastetem Fluss- und Bachwasser, besonders ausgeprägt bei Stauhaltungen von Flusskraftwerken,
- Verunreinigungen der Oberfläche oder der Deckschichten über dem Grundwasser durch Öl oder Benzin, durch Abwasserver-sickerungen oder Deponien von Industrieabfällen oder Kehricht.

II. Nutzung

1. Brunnenergiebigkeit und Feldergiebigkeit

Ursprünglich wurden unsere Grundwasservorkommen in Sodbrunnen genutzt, die in grosser Zahl in den Dörfern der Talsohle das Grundwasser an die Oberfläche zu schöpfen erlaubten. Mit der Erfindung der Motorpumpen konnte man dann aus einem einzelnen Sodbrunnen ununterbrochen grosse Grundwassermengen pumpen. Es wurden Filterbrunnen von grosser Leistungsfähigkeit entwickelt, vorerst der vertikale Filterbrunnen und später der sogenannte Horizontalbrunnen mit horizontal angeordneten Filterrohren.

Die Grenzen der Nutzung sind durch zwei Faktoren bedingt:

- Einerseits durch die Brunnenergiebigkeit, deren Grösse von der Durchlässigkeit des Grundwasserleiters und der Mächtigkeit des Grundwassers in der Umgebung des Brunnens abhängt.
- Andererseits durch die Feldergiebigkeit, die von der Neubildung auf lange Sicht abhängt. Es kommt gelegentlich vor, dass in kleinen Grundwassergebieten mit grosser Durchlässigkeit moderne, sehr leistungsfähige Brunnen mit einer grossen Brunnenergiebigkeit gebaut werden, die dann aber im Betrieb in kurzer Zeit das betreffende Grundwasservorkommen leerpumpen, weil der grossen Brunnen-

ergiebigkeit keine entsprechend grosse Feldergiebigkeit gegenübersteht, das heisst weil die Neubildung von Grundwasser geringer ist als die Leistungsfähigkeit der Fassung.

2. Natürliche Grundwasseranreicherung durch Infiltration von Flusswasser

Besonders grosse Feldergiebigkeiten ergeben sich bei Grundwasseranreicherungen durch Infiltration von Oberflächenwasser aus Flüssen, Bächen, Fabrikkanälen oder Bewässerungsanlagen.

In der stark überbauten Talsohle von Zürich beispielsweise wird das Grundwasser zu über 90% durch natürliche Flussinfiltration von Sihl- und Limmatwasser ins Grundwasser gespeist. Da diese Infiltration bis nach Dietikon aus Fließstrecken der Flüsse erfolgt, ist die dadurch bewirkte Sauerstoffzehrung im Grundwasser nicht sehr bedeutend und verunmöglicht jedenfalls nicht, dass uferinfiltriertes Grundwasser in einer grossen Zahl moderner Fassungen genutzt wird. Erst in der Stauhaltung des Kraftwerkes Wettingen führt die Flussinfiltration aus dem schlammhaltigen, heute allerdings durch Kolmatierung stark abgedichteten Staubecken im benachbarten Grundwasser des Wettinger Feldes zu einer sehr starken Sauerstoffzehrung, die anfänglich die Grundwasserqualität stark beeinträchtigte und in einzelnen Fassungen komplizierte Aufbereitungsmassnahmen nötig machte.

3. Künstliche Verstärkung der natürlichen Infiltration von Flusswasser

Durch den Betrieb von Grundwasserfassungen in der Nähe eines natürlicherweise bereits infiltrierenden Flusses wird das Spiegelgefälle zwischen Fluss- und Grundwasser erhöht und damit die Infiltration verstärkt. Unter günstigen Voraussetzungen kann auf diese Weise die Feldergiebigkeit des Grundwasservorkommens weit über das ursprüngliche natürliche Mass erhöht werden. Ein Beispiel hiefür stellen die Grundwasserfassungen im «Hardhof» der Stadt Zürich dar, welche bei einer Leistung von rund 60000 m³/Tag ein Wasser fördern, das etwa zu 2/3 in unmittelbarer Nähe aus der Limmat infiltriert, während der Rest teils aus entfernter infiltriertem Flusswasser, teils aus Niederschlägen stammt.

4. Künstliche Grundwasseranreicherung

Neben der natürlichen Grundwasseranreicherung durch Flussinfiltration besteht aber auch die Möglichkeit, Grundwasser durch künstliche Infiltration anzureichern. Die Stadt Basel betreibt flächenhafte Versickerung in den «Langen Erlen» und gemeinsam mit Basel-Land im «Hardwald», wobei als Rohwasser Rheinwasser verwendet wird, das aber vorgängig durch eine Schnellfiltration geklärt wird. Der Untergrund hat nur noch die Aufgabe eines Langsamfilters, eines Temperaturausgleichers und eines unterirdischen Reservoirs zu erfüllen. Anderorts wird mit Schluckbrunnen (z.B. in Winterthur) oder mit Sprühanlagen (z.B. Val de Travers) angereichert.

In geologischer Beziehung eignen sich zur künstlichen Anreicherung Gebiete, in denen die durchlässigen Schichten bis nahe an die Oberfläche reichen und über dem natürlichen Grundwasserspiegel noch ein trockener Kieskörper von einiger Mächtigkeit als natürlicher Filter und Speicher zur Verfügung steht.

5. Übernutzung und Reserven

In den dicht besiedelten und stark industrialisierten Tälern des Mittellandes sind viele Grundwasservorkommen heute bereits so stark genutzt, dass nach längeren Trockenperioden der Grundwasserspiegel einen sinkenden Trend aufweist und Tiefstände erreicht, die früher unbekannt waren. Solange solche Tiefstände bei Schneeschmelz- oder Niederschlagsperioden immer wieder aufgefüllt werden, kann kaum von einer Übernutzung gesprochen werden, weil dabei der Grundwasserleiter die Rolle eines unterirdischen Jahres- oder Mehrjahresspeicher ausübt, die meistens durchaus willkommen ist. Geht aber der sinkende Trend weiter und vermögen auch starke Niederschläge den Spiegel nicht mehr auf die frühere Höhe zu heben, so muss man eine eigentliche Übernutzung annehmen, die vorerst durch eine Drosselung der Entnahmemengen, auf lange Sicht aber wohl nur durch eine künstliche Grundwasseranreicherung kompensiert werden kann.

Neben solchen Vorkommen gibt es aber noch eine grosse Zahl anderer, sowohl im Mittelland wie insbesondere in den Alpentälern, deren heutige Nutzung noch bescheiden ist und die grosse noch ungenutzte Grundwasserreserven bergen.

Auch das Karstwasser in den Kalken des Juras und der Alpen stellt eine erst wenig genutzte Reserve dar, die in den kommenden Jahren und Jahrzehnten ohne Zweifel systematischer als bisher untersucht und der Nutzung zur Verfügung gestellt werden wird.

III. Gefährdung

1. Gefährdung der Grundwassergüte

a. Hygienische Verunreinigungen

Eine hygienische Verunreinigung des Grundwassers kann durch Düngung, durch undichte Jauchegruben, durch undichte Kanalisationsleitungen, durch Versickerung von Abwasser und ähnlichem entstehen. Die Erfahrung zeigt glücklicherweise, dass die Filterwirkung im sandigen Kies unserer Schotter in vertikaler Richtung, besonders bei intakter Humusbedeckung, sehr gut ist. In horizontaler Richtung ist sie etwas bescheidener. Die modernen Jaucheverschlüsse und die gewaltigen Mengen von Schweinejauche, die in den modernen Schweinemästereien anfallen, stellen allerdings für die Grundwassergebiete besonders dort eine ernsthafte hygienische Gefährdung dar, wo der Grundwasserspiegel hoch liegt und die Deckenschichten darüber keine genügende Schutzwirkung garantieren.

In Kalkgebieten ist dagegen die Filterwirkung des Untergrundes erfahrungsgemäss höchst bescheiden, weshalb Karstquellen leider recht häufig den an Trinkwasser gestellten hygienischen Anforderungen nicht genügen.

b. Chemische Veränderungen

Wie bereits erwähnt, verursacht die Infiltration von organisch stark belastetem Flusswasser im Grundwasser eine Sauerstoffzehrung, die in fortgeschrittenem Stadium häufig zu Eisen- und Manganlösung, Reduktion des Nitrates und der Bildung von Ammonium und Nitrit und damit zu einer sehr weitgehenden Beeinträchtigung des Grundwasserchemismus führen kann. Diese ist besonders intensiv bei Infiltration von Flusswasser aus Stauhaltungen der Flusskraftwerke.

Andere Beeinträchtigungen werden verursacht durch unsachgemäss Deponien von Kehricht und Industrieabfällen. Werden solche Stoffe durch Regen- oder Grundwasser ausgelaugt, so führen die Auslaugungsprodukte unterhalb der Deponiestelle im Grundwasser zu einer erhöhten Mineralisation und zu einer Reduktion des Sauerstoffs, häufig verbunden mit anderen unerwünschten chemischen Nebenerscheinungen. Besonders intensiv ist die Auslaugung dort, wo solche Stoffe in grundwassergefüllte ehemalige Kiesgruben geschüttet wurden oder noch werden. Um Beeinträchtigungen dieser Art zu verringern, bestimmen seit längerer Zeit die Kantone, dass zum Schutz des Grundwassers die Kiesgruben nicht bis unter den Grundwasserspiegel reichen dürfen und dass die Gruben im Grundwassergebiet nicht mit Kehricht und Industrieabfällen, sondern mit chemisch absolut inertem, unlöslichem Material, nämlich mit Kieswaschschlamm, Lehm, Ziegeleiabfällen und ähnlichem aufzufüllen sind.

c. Geschmackliche Beeinträchtigungen

Eine moderne Art von Grundwasserunreinigung wird verursacht durch Öl und Benzin, die bei Unfällen, bei Fehlmanipulationen und bei leckenden Tankanlagen oder Ölleitungen in den Grundwasserleiter und ins Grundwasser gelangen. Üblicherweise reichen solche Öl- und Benzinversickerungen in vertikaler Richtung nicht tiefer als bis zum Kapillarsaum des Grundwassers, in horizontaler Richtung meist nur einige Dutzend bis wenige hundert Meter weiter.

Wesentlich weitreichender ist dagegen die geschmackliche Wirkung der im Benzin und Öl gelösten aromatischen Stoffe. Sie gelangen durch das einsickernde Regenwasser ins Grundwasser und können selbst bei stärksten Verdünnungen im Grundwasserstrom über sehr grosse Distanzen geruchlich und geschmacklich festgestellt werden. Dank der sehr grossen Persistenz der Kohlenwasserstoffe im Boden kann eine solche Verunreinigung während Jahren anhalten und die Nutzung des Grundwassers zu Trinkzwecken aus geschmacklichen Gründen verunmöglichen.

d. Temperaturerhöhung

In neuester Zeit taucht eine neue Gefahrenquelle für Grundwasservorkommen längs infiltrierenden Flüssen auf: Die Erhöhung der Flusstemperatur durch Rückgabe erwärmten Kühlwassers aus thermischen Kraftwerken. Wo Flüsse mit auf diese Weise erhöhte Temperatur ins Grundwasser infiltrieren, übertragen sie die Temperaturerhöhung durch Leitung und Konvektion teilweise auch auf das Grundwasser. Wo Grundwasser zu Trinkzwecken verwendet wird, ist jede Temperaturerhöhung unerwünscht. Befindet sich solches Grundwasser bereits bei der bisherigen Temperatur in einem labilen chemischen Gleichgewicht, so kann eine kleine zusätzliche Temperaturerhöhung diese chemischen Verhältnisse ungünstig beeinflussen, indem die Sauerstoffzehrung beschleunigt wird und in der Folge damit zusammenhängende Sekundärreaktionen ausgelöst werden. Es wäre

deshalb erwünscht, dass das Grundwasser nirgends durch Infiltration von erwärmtem Flusswasser auf höhere Temperaturen als rund 15° erwärmt würde. Diesbezügliche Erfahrungen fehlen uns heute noch. Der ganze Problemkreis muss deshalb mit der Inbetriebnahme der ersten Atomkraftwerke an der Aare und später am Rhein im Massstab 1:1 sorgfältig geprüft werden.

2. Beeinträchtigung der Grundwassermenge

Die verschiedenen Arten einer quantitativen Beeinträchtigung der nutzbaren Grundwasservorkommen füllen eine lange Liste.

a. Überbauungen

Dazu gehört an erster Stelle die zunehmende Überbauung der bisher landwirtschaftlich genutzten Schotterflächen, die Ableitung des Niederschlagswassers in Kanalisationen durch Drainagen und als Folge davon eine Reduktion des in den Untergrund versickernden Anteils des Niederschlages.

b. Flussbauten

Eine wichtige Komponente der Grundwasserneubildung, die Infiltration von Bach- oder Flusswasser ins Grundwasser, wird künstlich unterbunden, wenn bei Bachkorrekturen die Bette dicht verbaut werden, wenn im Zuge von Flussbauten die Ufer mit einer wasserdichten Uferverkleidung statt mit einem durchlässigen Blockwurf geschützt werden, wenn längs Flüssen die bis dahin durchlässigen Uferböschungen durch undurchlässige Ufermauern ersetzt werden, damit dem Ufer entlang beispielsweise neuer Verkehrsraum für Straßen oder Bahnen gewonnen werden kann.

c. Drainagen

Wo landwirtschaftliche Drainagen auf lehmigem oder torfigem Boden liegen, üben sie auf nutzbares Grundwasser keinen direkten Einfluss aus. Wo sie jedoch in durchlässigen Kiesböden, zum Beispiel im Gebiete aufsteigender Quellen am Talrand, angelegt werden, und zudem während des ganzen Jahres, also auch bei Niederwasserständen in Trockenzeiten, nennenswerte Wassermengen abführen, kann das eine quantitative Beeinträchtigung des Grundwasservokommens bedeuten.

Ähnliches gilt für Drainagen um Bauwerke, soweit sie ständig Wasser wegführen, sei es mit natürlichem Gefälle oder durch Pumpbetrieb, wenn dieses Wasser über die Kanalisation einem Bach oder Fluss zugeführt und nicht wieder zur Versickerung gebracht wird.

d. Tieferlegung von Vorflutern

Die Tieferlegung von Bächen und Flüssen bewirkt eine Reduktion der Grundwassermächtigkeit, wo das betreffende Oberflächengewässer für das Grundwasser als Vorfluter wirkt. Sie verursacht in Flussnähe eine Vergrößerung des Gefälles und der Strömungsgeschwindigkeit im Grundwasser, nicht aber eine Veränderung der Durchflussmenge. Für Grundwasserfassungen in Ufernähe bedeutet das aber eine Erniedrigung der Wassersäule und damit eine entsprechende Verringerung der Brunnenergiebigkeit.

e. Vorübergehende Grundwasserabsenkungen

Jede Wasserhaltung im Grundwasser bedeutet für die Zeit ihres Betriebes eine Wegführung von Grundwassermengen, die damit der Nutzung nicht zur Verfügung stehen, soweit sie nicht wieder künstlich zur Versickerung gelangen. Es ist deshalb erwünscht, solche Grundwasserabsenkungen örtlich und zeitlich auf ein Minimum zu beschränken und das dabei gepumpte Grundwasser wieder zur Versickerung zu bringen.

Wo Spundwände zur Erleichterung der Wasserhaltung geschlagen werden, sind sie nach Beendigung der Wasserhaltung wieder zu entfernen, damit sie kein bleibendes Hindernis im Grundwasserstrom darstellen.

Das bei uns eher selten angewandte Gefrierverfahren ermöglicht eine vorübergehende Abdichtung, die mit dem Auftauen vollständig reversibel ist und keine bleibenden Nachteile für den Grundwasserleiter aufweist.

Wenn aber in nutzbaren Grundwassergebieten im Zusammenhang mit Grundwasserabsenkungen Injektionsschleier oder Dichtungswände erstellt würden, die nicht mehr entfernt werden können, so würden sie wie bleibende Einbauten wirken, obschon sie nur kurzfristig für die Dauer der Wasserhaltung eine Aufgabe zu erfüllen hätten. Sie würden Fremdkörper im Grundwasser darstellen, dadurch die natürliche Wasserströmung verändern und das unterirdische Reservoirvolumen verringern, weshalb im Hinblick auf den quantitativen Schutz des Grundwassers auf ihre Verwendung in nutzbaren Grundwassergebieten zu verzichten ist.

f. Bleibende Einbauten im Grundwasser

Der Grundwasserleiter erfüllt in nutzbaren Grundwassergebieten drei Funktionen:

- Er ermöglicht den horizontalen Grundwasserdurchfluss;
- er stellt einen unterirdischen Speicherraum mit einem für die Grundwasserfassungen nutzbaren Porenvolumen von rund 20–25% dar, und
- er wirkt schliesslich als natürlicher Filter.

Es bedeutet deshalb eine quantitative Beeinträchtigung eines Grundwasservokommens, wenn bleibende Einbauten tief ins Grundwasser hineinreichen, weil dadurch dort diese drei Funktionen nicht mehr in ihrem ursprünglichen natürlichen Ausmass erfüllt werden können. Besonders schwerwiegend wirken tiefe, lange Einbauten quer zur Strömungsrichtung, beispielsweise Strassenunterführungen in dichtem Trog oder lange Gebäude mit mehreren Kellern.

g. Kiesgruben

Kiesgruben schränken die Plazierung von Grundwasserfassungen oder Grundwasseranreicherungsanlagen ein und können dadurch eine zukünftige rationelle Grundwasserbewirtschaftung beeinträchtigen. Durch Kiesgruben, die sogar unter den Grundwasserspiegel reichen, wird dort für alle Zeiten der Grundwasserleiter entfernt und damit dessen Wirkung als natürlicher Filter beseitigt. Werden die so entstandenen Baggerweiher in Kiesgruben nicht eingedeckt, sondern offen gelassen, so wird zwar die Wasserzirkulation nicht beeinträchtigt, dagegen wird das dort einst vorhandene Grundwasser zum Oberflächengewässer abgewertet und den Verunreinigungsgefahren ausgesetzt, denen offene Wasserflächen nun einmal unterliegen. Unbeobachtete, nicht eingezäunte, zugängliche Baggerweiher verlocken zudem zur unerlaubten Deponierung von Abfällen aller Art, welche eine ernsthafte hygienische und chemische Gefährdung des Grundwassers darstellen. Nur Verbotsstafeln haben erfahrungsgemäss keine grosse Wirkung.

Im Ausland werden Baggerweiher in zunehmendem Masse in öffentliche Erholungs- und Parkanlagen einbezogen. Sie entsprechen oft um so mehr einem Bedürfnis, als natürliche Seen meist fehlen. Auch bei uns können bestehende Baggerweiher als Bestandteil künftiger Erholungsgebiete durchaus geeignet sein. An ihre Reinheit sind aber höchste Anforderungen zu stellen: Dem Weiher dürfen keine oberirdischen Zuflüsse zugeleitet werden, weder als offene Bäche, noch als Kanalisation. Der Bevölkerung müssen Toiletten zur Verfügung gestellt werden, die über eine Kanalisation an eine Kläranlage angeschlossen sind. Die Weiher müssen in eine gepflegte Parkanlage eingebettet sein, wo niemand unerlaubt Unrat und Abfälle ablagern darf. Die Ufer dürfen deshalb nicht mit Fahrzeugen erreicht werden können. Autoparkplätze müssen abseits der Ufer errichtet werden.

Jedoch darf diese Verwendung von Baggerweiichern niemals als Grund für den Abbau von Kies unter den Grundwasserspiegel anerkannt werden.

Werden Baggerweiher wieder eingedeckt, um das Grundwasser vor oberflächlichen Verunreinigungen zu schützen, so ist zu bedenken, dass das Eideckmaterial in der Regel entweder nicht durchlässig oder nicht filtrierend ist. Besteht es nämlich aus Waschschlamm oder Lehm, so wirkt es wie eine sehr grosse Einbaute, nämlich als undurchlässiger Riegel, der die natürliche Grundwasserströmung behindert und das nutzbare Reservoirvolumen verringert. Wird aber anderseits ein Baggerweiher mit grobem Schutt eingedeckt, zum Beispiel mit Ziegelabfällen, Betonschutt, Bollensteinen, Findlingen usw., so ermöglicht eine solche Eideckung dank ihrer Durchlässigkeit zwar eine gute Grundwasserzirkulation, doch fehlt dann dieser Strecke die Filterwirkung, die früher durch den Kies ausgeübt wurde.

Im einen wie im anderen Fall liegen somit die Verhältnisse ungünstiger als im natürlichen Zustand. Aus diesen Gründen ist der Kiesabbau stets oberhalb des höchsten Grundwasserstandes einzustellen, damit der Grundwasserspiegel zu keinem Zeitpunkt und nirgends entblösst und der natürliche Grundwasserleiter durch die Kiesgrube nicht tangiert wird.

IV. Grundwasserschutz

Wie können wir unsere Grundwasservorkommen, die unseren jetzigen und zukünftigen Bedarf an Trinkwasser decken helfen müssen, gegen die Gefahren, die eben aufgezählt wurden, schützen?

1. Schutz der Fassungen

Der eigentliche *Fassungsbereich* rund um die Grundwasserfassungen herum soll von jeglicher Düngung und damit vor landwirtschaftlicher Nutzung geschützt sein, was verlangt, dass er in der Regel eingezäunt, eventuell auch aufgeforstet wird, wenn er in freiem Gelände steht. Im Wald gelegene Grundwasserfassungen sind diesbezüglich weniger gefährdet.

Um den Fassungsbereich herum wird mit Vorteil eine «engere Schutzzone» ausgeschieden, in welcher unter anderem ein Bauverbot zu errichten ist. Eine landwirtschaftliche Nutzung mit nur vorsichtiger und mässiger Düngung kann zugelassen werden.

Ausserhalb der «engeren» Schutzzone folgt dann konsequenterweise die «weitere» Schutzzone, in welcher Wohnbauten, Geschäftshäuser und Schulhäuser toleriert werden, nicht aber grundwassergefährdende Gewerbebetriebe und Industrien oder Kiesgruben.

2. Schutz des übrigen Grundwassergebietes

Ausserhalb dieser «weiteren» Schutzzone, die um eine bestehende oder zukünftige Fassung herum zu errichten ist, liegt in der Regel das *Grundwasserschutzgebiet*, soweit dort noch keine Fassungen errichtet oder geplant sind, aber doch ein schutzwürdiger Grundwasserleiter vorhanden ist. Ungeordnete Kehrichtablagerungen sind nicht zuzulassen, Kiesgruben werden zwar geduldet, sind aber mindestens einige Meter über dem höchsten Grundwasserstand einzustellen, damit das Grundwasser in ihnen nie entblösst wird.

Ausserhalb des Grundwasserschutzgebietes, also undurchlässigen Untergrund umfassend, liegt schliesslich das übrige Einzugsgebiet, wo Ablagerungen von Kehricht und Industrieabfällen, Kiesgruben, Steinbrüche usw. zugelassen werden können, soweit dadurch nicht Quellen, Bäche oder Seen verunreinigt werden.

3. Kiesbewirtschaftung

Die Interessenkollision zwischen Grundwassernutzung und Kiesnutzung zu bewältigen, wird immer schwieriger. Uns scheint aber der Grundwassernutzung die Priorität gegenüber der Kiesnutzung zuzukommen, denn die Kiesnutzung ist eine einmalige pro Parzelle; wenn dort der Kies einmal abgebaut ist, kann kein zweites Mal Kies abgebaut werden. Die Nutzung des Grundwassers dagegen ist eine endlose; eine Grundwasserfassung, die einmal erstellt ist, kann für alle Zeiten an jener Stelle Grundwasser nutzen.

Und doch braucht unsere Bauwirtschaft auch Kies, und zwar Kies in möglichst grossen Mengen, in möglichst guter Qualität und zu möglichst niedrigem Preis. Die Erfüllung dieser Anforderungen verlangt in Zukunft eine eigentliche *Kiesplanung*, ähnlich wie auch die systematische Nutzung des Grundwassers eine *Grundwasserplanung* verlangt.

Vorerst müssten die vorhandenen Kiesvorkommen festgestellt und die über dem höchsten Grundwasserspiegel und ausserhalb der «weiteren» Schutzzone von Grundwasserfassungen gelegenen abbaubaren Vorräte geschätzt und auf einer Kieskarte festgehalten werden.

Als zweite Phase müsste dann jenes Gebiet ausgeschieden werden, in welchem der zukünftigen Grundwassernutzung gegenüber der Kiesnutzung die Priorität eingeräumt werden müsste, Kiesgruben also nicht zuzulassen wären. Insbesondere sind auch alle jene Gebiete abzugrenzen, die für eine zukünftige Grundwasseranreicherung aus geologischen und hydrologischen Gründen in Frage kommen.

Als dritte Phase schliesslich müsste dann für die verbleibenden Kiesvorkommen ein eigentlicher Wirtschaftsplan aufgestellt werden, wobei neben dem Grundwasserschutz auch der Landschaftsschutz, die Transportverhältnisse, die Qualität und Menge des Kieses und in unserem liberalen Staat selbstverständlich auch die Besitzesverhältnisse und die Rechtsverhältnisse mitberücksichtigt werden müssten. Es bestehen in unserem Lande nämlich auch ausserhalb der Grundwasserschutzgebiete noch Kiesvorkommen, und zwar in quartären wie auch in tertiären Ablagerungen, in denen Kies ohne ernsthafte Gefährdung des Grundwassers abgebaut und die dabei entstandenen Gruben in gewissen geologisch günstigen Fällen mit Kehricht und Industrieabfällen wieder aufgefüllt werden könnten. Solche Vorkommen abzugrenzen und der Nutzung zu erschliessen, wäre eine der Aufgaben einer systematischen Kiesplanung.

V. Moderne Grundwasserbewirtschaftung

Bisher war die Bewirtschaftung des Grundwassers in der Regel eine ziemlich einseitige, sie war nämlich in erster Linie auf die Nutzung ausgerichtet. In Zukunft wird aber mehr als bisher zu einer systematischen Bewirtschaftung neben der Nutzung auch der qualifi-

tative und quantitative Schutz und die Anreicherung des Grundwassers gehören. Das aber rationell betreiben zu können, verlangt eine gewisse grösse des zu bewirtschaftenden Areals. Der Gemeindebann ist dazu meist zu klein. Das Grundwasser richtet sich nicht nach politischen Grenzen, weder nach solchen der Gemeinden noch der Kantone. Ähnlich wie bei regionalen Versorgungsgruppen oder bei Kläranlagen oder bei Kehrichtverbrennungsanlagen müsste für die rationelle Bewirtschaftung des Grundwassers eine neue Organisationsform, so etwas wie ein «Grundwasserverband» geschaffen werden. Sein regionaler Bereich müsste nach grundwassergeologischen Gesichtspunkten, nicht nach politischen Grenzen ausgeschieden werden. Er hätte die Kosten für einen grosszügigen Schutz und eine moderne Anreicherung, wie auch die Vorteile einer rationalen Grundwasser Nutzung auf seine Mitglieder gerecht zu verteilen und gleichzeitig die berechtigten Interessen der Öffentlichkeit am Grundwasser zu wahren.

Literaturverzeichnis

- Baldinger, F. (1963): Der mengen- und gütemässige Schutz des Wassers im Aargau. «Plan», Nr. 3/1963. Solothurn.
- Burger, A. (1959): Hydrogéologie du Bassin de l'Areuse. Diss. Université de Neuchâtel.
- (1966): La distribution de l'eau sur le plan régional et interrégional. «Wasser und Luft in der Raumplanung». Bericht über die int. Vortragstagung Pro Aqua 1965, Basel. Verlag Oldenbourg, München.
- Hug, J. u. Beilick, A. (1934): Die Grundwasserverhältnisse des Kantons Zürich. Beitr. Geol. der Schweiz. Geotechn. Serie, Hydrologie, I. 1 Karte 1:100000.
- Jäckli, H. (!967): Die hydrogeologische Karte der Schweiz 1:500000. Ecl. geol. Helv. 60/2.
- (1968): Injektionen in nutzbaren Grundwasserströmen? «Schweiz. Bauzeitung», Jg. 86. H.15, S. 244 und H. 23, S. 412.
- (1968): Richtlinien zur Ausscheidung von Grundwasserschutzgebieten und Grundwasserschutzzonen. Prov. Richtlinien zur Orts-, Regional- und Landesplanung des Delegierten für Wohnungsbau, Blätter 516021–516030.
- (1968): Die Grundwasservorkommen des Kantons Aargau. «Wasser- und Energiewirtschaft» Nr. 9/10 1968.
- Knorr, M. (1966): Die hygienische Beurteilung resistenter Schadstoffe im Boden und Grundwasser. «Gesundheits-Ingenieur», 87. Jg., H. 11.
- Märki, E. (1968): Vom Schlammssammler zum umfassenden Gewässerschutz. «Wasser- und Energiewirtschaft» Nr. 9/10 1968.
- Nänni, P. (1959): Probleme des Gewässerschutzes im Zusammenhang mit dem Bau von Wasserkraftanlagen. «Wasser- und Energiewirtschaft» Nr. 8–10, 1959.
- (1966): Probleme des Schutzes der Trinkwasserfassungen. «Monatsbulletin des Schweiz. Vereins von Gas- und Wasserfachmännern», Nr. 3, 1966.
- (1966): Die Bedeutung der Grundwasservorkommen für die Versorgung unseres Landes mit Trink- und Brauchwasser. «Wasser – Boden – Luft».
- Probst, P. (1968): Wasserversorgung und generelle Planung für die regionale Wasserbeschaffung und -verteilung im Kanton Aargau. «Wasser- und Energiewirtschaft» Nr. 9/10, 1968.
- Rutsch, R. (1952): Geologische Probleme der Erschliessung unterirdischer Wasservorkommen. «Monatsbulletin der Schweiz. Ver. von Gas- und Wasserfachmännern» 5, 1952.
- Schmassmann, H., Schmassmann, W. und Wylemann, E. (1950): «Die Oberflächengewässer, Grundwasservorkommen und Abwässer des unteren Birstales». Tätigkeitsbericht der Natf. Ges. Baselland, Bd. 18.
- Schmassmann, H. (1965): Ursachen, Folgen und Bekämpfung von Grundwasserunreinigungen in der Schweiz. Internat. Jb. Chemische Industrie, Ausgabe 1965, Solothurn.
- (1966): Grundwasserschutzgebiete in der Raumplanung. Wasser und Luft in der Raumplanung, Vortragstagung Pro Aqua 1965 in Basel. Verlag R. Oldenbourg, München 1966.
- (1969): Unfälle mit Mineralölen. «Bull. Ver. Schweiz. Petrol.-Geol. und -Ing.» 35/88.
- Schwille, F. (1966): Die Kontamination des Untergrundes durch Mineralöl, ein hydrologisches Problem. «Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen», Jg. 10/6. Dezember 1966.
- Steffen, M. und Trüeb, E. (1954): Quartärgeologie und Hydrologie des Winterthurer Tales. Mitt. Naturw. Ges. Winterthur, H. 31.
- Weber, Alb. (1953): «Die Grundwasserverhältnisse des Kantons Thurgau». Baudep. des Kt. Thurgau und Thurgauische Naturforschende Ges., 1 Karte 1:100000.

Adresse des Verfassers: H. Jäckli, Dr. sc. nat. ETH, Geologe, Limmatstr. 289, 8049 Zürich-Höngg.

Technische Massnahmen zum Schutze des Grundwassers

Von **Friedrich Baldinger**, dipl. Ing., Direktor des Eidg. Amtes für Gewässerschutz, Bern

Vortrag, gehalten an der Tagung der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik am 2. Mai 1969 in Neuenburg

Nach dem grundlegenden Vortrag von Prof. Dr. H. Jäckli (SBZ Jahrg. 87, Heft 42, S. 817) über die Erforschung der Grundwasservorkommen in der Schweiz, über ihre Kartierung, Nutzung und Gefährdung obliegt es mir, die technischen Massnahmen zum Schutze des Grundwassers aus der Sicht der eidgenössischen Gewässerschutzfachstelle in Kürze darzulegen. Dabei komme ich nicht darum herum, auf die geltenden gesetzlichen Grundlagen hinzuweisen.

1. Rechtsgrundlagen

Nach der Bundesverfassung (Art. 24quater) haben die Kantone unter der Aufsicht des Bundes die eidgenössische Gewässerschutzgesetzgebung (GSchG) zu vollziehen. Es obliegt ihnen insbesondere, künftige Verunreinigungen zu verhindern und bestehende Missstände zu beheben (Art. 6 GSchG). Dabei haben sie gegen die Verunreinigung oder andere schädliche Beeinträchtigung der ober- und unterirdischen Gewässer diejenigen Massnahmen anzuordnen, die neben verschiedenem anderem die Verwendung von Grund- und Quellwasser als Trinkwasser gewährleisten (Art. 2, Abs. 1 GSchG). Dabei war die Meinung des Gesetzgebers, das Grundwasser nicht durch gewisse Eingriffe zuerst verunreinigen zu lassen, um es nachher zu Trinkzwecken aufzubereiten. Es sind vielmehr alle diejenigen Massnahmen zu ergreifen, die notwendig sind, um einem Grundwasser, das von Natur aus Trinkwasserqualität aufweist, diese Güteeigenschaften zu erhalten. Der Abs. 3 des Art. 2 des eidgenössischen GSchG sagt unter anderem sogar, dass, wenn es sich um die Sicherstellung gesunden Trink- und Brauchwassers handelt, bei den zu ergreifenden Massnahmen nicht auf die entstehende wirtschaftliche und finanzielle Belastung Rücksicht zu nehmen sei. Die Strenge des Gesetzes kann dazu führen, dass Bauten, Grabungen und dergl. nicht ausgeführt werden dürfen, wenn mit Rücksicht auf die Bedeutung eines Grundwasservorkommens und seiner hydrogeologischen Verhältnisse trotz aller Massnahmen keine ausreichende Gewähr für den Schutz des Grundwassers geboten werden kann. Dieser Auslegung des GSchG ist auch das Bundesgericht mehrfach gefolgt. Es sei nur an das Projekt Sagitta in Dulliken erinnert, wo für eine Grosstankanlage die Verweigerung der Baubewilligung geschützt wurde. Solche Überlegungen waren mindestens auch mitbestimmend, als vor wenigen Jahren zwei Fluss-Kraftwerke nicht gebaut wurden.

Eine vom Eidg. Departement des Innern (EDI) bestellte Expertenkommission ist beauftragt, einen Revisionsentwurf zum Bundesgesetz über den Schutz der Gewässer gegen Verunreinigung auszuarbeiten. Von diesem Gremium ist kaum eine Lockerung der Grundwasserschutzbestimmungen zu erwarten. Es steht aber eine Änderung von Art. 4, Abs. 2 in dem Sinn zur Diskussion, als nicht wie bisher die Anlage von Kiesgruben nur in der Nähe von Grundwasseraufnahmen untersagt würde, sondern das Ausbeuten von Kies unterhalb des Grundwasserspiegels in Fällen, in denen sich das Grundwasservorkommen nach Menge und Qualität für die Wasserversorgung eigne, ganz allgemein zu verbieten sei.

2. Untersuchung von Grundwasservorkommen

Die vom Bund für die systematische Untersuchung von Seen und Flussgebieten gewährte finanzielle Unterstützung kann auch auf die Erkundung der Grundwasservorkommen ausgedehnt werden, sofern ein oder mehrere Kantone Träger des Forschungsprogrammes sind. Beitragsberechtigt sind die Kosten für Sondierbohrungen, Pumpversuche und dergleichen sowie die Arbeit des Hydrogeologen, soweit das Untersuchungsprogramm dem qualitativen Gewässerschutz dient, also beispielsweise der Abgrenzung von Grundwasserschutzgebieten und -schutzzonen sowie zur Festlegung der notwendigen technischen Schutzmassnahmen.

Wir sind froh, dass das ETH-Institut für Orts-, Regional- und Landesplanung Prof. Dr. H. Jäckli beauftragt hat, für die Grundwasservorkommen in Lockergesteinen eine moderne Kartierungsmethode mit zugehöriger Legende auszuarbeiten. Zurzeit bemühen

wir uns um die allgemeine Zustimmung zu dieser einheitlichen und gegenüber früher aussagekräftigeren Grundwasserkarte der Schweiz. Es wäre dringend erwünscht, dass auch für Grundwasser im Felsgestein (Karstgrundwasser) eine einheitliche Kartierungsmethode zur Verfügung stehen würde.

3. Technische Massnahmen zum Schutze des Grundwassers

Im folgenden kann nur auf die wichtigsten technischen Grundwasserschutzmassnahmen hingewiesen werden. Es soll damit das Studium der einschlägigen Literatur und vor allem der ORL-Richtlinien zur Ausscheidung von Grundwasserschutzgebieten und -schutzzonen angeregt werden. Vor allem möchte ich auf die dort enthaltene «Tabelle der Nutzungsbeschränkungen und Schutzmassnahmen» hinweisen.

a) Abwasser- und Abfallbeseitigung

Um die in der Schweiz im allgemeinen übliche direkte Verwendung von Grundwasser weiterhin gewährleisten zu können, müssen bezüglich Abwasser- und Abfallbeseitigung etwa die folgenden generellen Forderungen erfüllt werden:

- Neue Abwasserversickerungen sind grundsätzlich zu verbieten und noch bestehende durch die Kanalisierung der Baugebiete zum Verschwinden zu bringen.
- Damit bei der Infiltration von Fluss- und Bachwasser ins Grundwasser dessen Kontaminierung verhindert werden kann, wird – übrigens auch noch aus andern Gründen – durch die mechanisch-vollbiologische Abwasserreinigung und mit weiteren Gewässerschutzmassnahmen in den Fließgewässern die zweitbeste von vier Güteklassen angestrebt. Das ist bei konsequenter Anwendung der heutigen Verfahrenstechnik in der Abwasserbehandlung weitgehend zu erreichen.
- Insbesondere ist zu verhindern, dass Gifte sowie Geruchs- und Geschmackstoffe ins Grundwasser gelangen und dass auf dem Infiltrationsweg eine Sauerstoffzehrung erfolgt. Desgleichen muss die radioaktive Verseuchung des Grundwassers verhindert werden. Wenn das Tempo im Bau kommunaler und industrieller Abwasserreinigungsanlagen der letzten Jahre gehalten, in einzelnen Landesgegenden noch intensiviert werden kann, besteht die berechtigte Hoffnung, dass das eben kurz skizzierte Ziel erreicht wird.
- Es hat sich in den meisten Kantonen eingebürgert, dass Abwasseranlagen über Grundwasser je nach den örtlichen Verhältnissen konsequent oder doch wenigstens stichprobenweise einer Dichtigkeitsprüfung durch Wasserfüllung unterzogen werden. Mit den modernen Zuschlagstoffen zu fachgerecht hergestelltem Beton und mit den heutigen Fugendichtungen ist es bei sachgemässer Ausführung möglich, Abwasseranlagen (Becken, Rohrleitungen und an Ort und Stelle betonierte Kanäle) praktisch dicht herzustellen.
- In Grundwasserschutzgebieten sind offene Materiallager von löslichen, grundwassergefährdenden Stoffen, ungeordnete Kehrichtablagerungen, sogenannte geordnete Müll-Deponien von mehr als einer Hektare Fläche und lösliche, wassergefährdende Industrieabfälle nicht zuzulassen.

b) Transport, Umschlag und Lagerung von Mineralölen und flüssigen Chemikalien

Ist Öl trotz Abwehrmassnahmen aus irgendeinem Grund bis auf den Grundwasserspiegel gelangt, so ist eine nachhaltige Verschlechterung des Grundwassers um so wahrscheinlicher, als der mikrobielle Abbau von Mineralölen im Untergrund erwiesenermassen sehr langsam vor sich geht, das will heißen, viele Jahre beanspruchen kann. Das zwingt zu konsequenten technischen Schutzmassnahmen im Zusammenhang mit dem Transport, dem Umschlag und der Lagerung von Mineralölen. Bei den Ölfernleitungen ist in dieser Hinsicht die bundesrätliche Verordnung über Sicherheitsvorschriften für Rohrleitungsanlagen vom 1. Juli 1966 massgebend. Aus den Art. 16 bis 24 erwähne ich bezüglich des

Grundwasserschutzes nur das wichtigste. Danach ist als zweifellos sicherste Massnahme das Verlegen von Rohrleitungen für flüssige Stoffe über – wegen ihrer quantitativen und qualitativen Eigenschaften besonders schutzwürdigen – Grundwasservorkommen wenn irgendwie möglich zu vermeiden oder jedenfalls auf das Unumgängliche zu beschränken. Die Kantone sind auch beauftragt, die für die Anlage künftiger Trinkwasserfassungen vorgesehenen Gebiete zu bezeichnen, in denen keine Rohrleitungen für flüssige Stoffe verlegt werden dürfen. Gegenüber bestehenden Grundwasserfassungen ist ein Sicherheitsabstand von mindestens 300 m einzuhalten, und Ölffernleitungen sind nicht oberhalb, sondern unterhalb von wichtigen Quellfassungen zu verlegen. Wo die Kreuzung von Grundwasservorkommen wirklich unvermeidlich ist, sind von den zuständigen eidgenössischen Behörden, nach Anhören der kantonalen Fachstellen, besondere Schutzmassnahmen anzurordnen. Als solche kommen, sowohl einzeln als auch kombiniert angewandt, in Frage:

- Rohre mit verstärkter Wandung
- Leckwarn- und Leckschutzmassnahmen
- und andere von der Aufsichtsbehörde anerkannte zweckdienliche Massnahmen und Einrichtungen.

Der Leckwarnung dienen Einrichtungen zur möglichst raschen Anzeige von Verlusten an befördertem Gut und zur Lokalisierung der Leckstellen. Leckschutzmassnahmen sind Massnahmen und Einrichtungen, die in der Lage sind, das Austreten von Stoffen aus Leckstellen in die Umgebung zu verhindern. Ich kann meine persönliche Meinung nicht verbergen: der sicherste Schutz ist die Meidung der Grundwasservorkommen.

Zu Ölunfällen Anlass gibt immer auch wieder der *Umschlag* flüssiger Brenn- und Treibstoffe zwischen Zisternenwagen auf Schiene und Strasse sowie aus solchen in Lagerbehälter und umgekehrt. Entsprechende zweckdienliche bauliche und betriebliche Schutzvorkehrten sind bekannt und erprobt.

Bei der Lagerung flüssiger Brenn- und Treibstoffe in neuen Behältern gelten zum Schutz der Gewässer die vom EDI auf den 1. Januar 1968 erlassenen «Technischen Tankvorschriften». Aus diesen umfangreichen Vorschriften kann ich nur ein paar Grundsätze herausgreifen. Das Gebiet der Schweiz wird in bezug auf die zu treffenden Gewässerschutzmassnahmen kontonweise in die drei Zonen A, B und C eingeteilt. In allen drei Zonen sind die sogenannten «allgemeinen Schutzmassnahmen» anzuwenden, die u.a. folgendes betreffen:

- die minimale Blechstärke von 5 mm
- den Messstutzen und den Messstab
- das Verhindern von Überfüllungen
- die Druckprüfungen
- den Schutz gegen Aussen- und Innenkorrosion
- den kathodischen Schutz.

In der Zone A haben die schärfsten der sogenannten «speziellen Schutzmassnahmen» Platz zu greifen. Damit sind Leckverluste zu verhindern und, wenn sie trotzdem auftreten sollten, rasch sichtbar zu machen und zurückzuhalten. Zur Zone A sind u.a. Grundwasservorkommen zu zählen, die hinsichtlich Menge und Güte zur Wassergewinnung geeignet sind sowie durchlässige Areale der Einzugsgebiete von Grundwasservorkommen, die unterirdisch in diese entwässern.

Auch in der Zone B sind spezielle Schutzmassnahmen zu treffen. Sie sind etwas weniger streng als in der Zone A, müssen aber auch Leckverluste verhindern und, wenn diese trotzdem auftreten, rasch sichtbar gemacht werden. Das nicht mehr geforderte Zurückhalten des Leckgutes ist im einfacher ausgeführten Gebäudekeller für eine beschränkte Menge und während einer gewissen Zeit noch immer gewährleistet. Die Zone B soll folgende Gebiete umfassen:

- Grundwasservorkommen, die sich nach Menge und Güte für die Wassergewinnung wenig eignen;
- schlecht durchlässige Randgebiete und Deckschichten von Grundwasservorkommen, in denen wegen ihrer Mächtigkeit eine Verunreinigung von nutzbarem Grundwasser kaum zu befürchten ist;
- Gebiete mit durchlässigem Untergrund, zum Beispiel Kalkgesteine des Juras, soweit sie nicht zur Zone A gehören.

Die Kantone sind in Zusammenarbeit mit Hydrogeologen daran, diese Zoneneinteilung vorzunehmen, zum Teil ist sie bereits erfolgt. Unser Amt bemüht sich zurzeit darum, diese Gebiets-

ausscheidungen im Jura, im Mittelland und in den Alpen nach einigermassen einheitlichen Gesichtspunkten vornehmen zu lassen. In den meisten Kantonen werden die *Heizöltanks*, soweit sie unterirdisch gelagert werden dürfen, zu 80 bis 90 % in Gebäudenkellern, gelegentlich auch in Spezialkellern, aufgestellt. Benztanks sind in der Zone A als Doppelwandkonstruktion mit Leckwarngeräten auszuführen.

Auch wenn man annimmt, dass Unfälle bei kleinen Mineralölbehältern absolut und relativ zahlreicher sind als bei oberirdischen Stehtankanlagen, so kann bei Unfällen an grossen Lagern im Einzelfall ungleich mehr Öl ausfliessen und irreparable Schäden an Gewässern verursachen. Diese Überlegungen begründen die unzweifelhaft schwerwiegende neue Vorschrift, dass Stehtanklager für Öl und Benzin in der Zone A grundsätzlich nicht zuzulassen seien. Nur wenn besondere Gründe vorliegen, können oberirdische Grosstanklager ausnahmsweise auch in der Zone A bewilligt werden, aber auch dann nur, wenn zu den speziellen Schutzmassnahmen noch weitere Schutzvorkehren hinzukommen. Man denkt dabei an Grundwasserbeobachtungsrohre, Sanierungsbrunnen, Dichtungsschürzen, Volumenbeschränkungen und dergleichen, die einzeln oder kombiniert miteinander angezeigt sein können. In diesem Zusammenhang haben wir zur Diskussion gestellt, ob nicht die an der Versorgung von Bevölkerung und Wirtschaft mit flüssigen Brenn- und Treibstoffen interessierten Kreise eine sich über das ganze Land erstreckende Planung der künftigen Lagerhaltung durchführen sollten. Die legitimen Interessen am Wasser und am Öl sollten sich aufeinander abstimmen lassen.

Es wurde bereits darauf hingewiesen, dass die Technischen Tankvorschriften in erster Linie für *neue Behälter* und Umschlagstellen mit den Zubehören gelten. Zurzeit ist eine bundesrätliche Spezialverordnung in Vorbereitung, die die Vorschriften für die Sanierung bestehender Tanks und Umschlagstellen enthalten wird.

c) Grundwasserschutzmassnahmen bei verschiedenen Grossbauwerken

Die vom EDI am 27. Mai 1968 herausgegebenen «Richtlinien über Gewässerschutzmassnahmen beim *Strassenbau*» leiten die Fachstellen des Bundes und der Kantone an, was zum Schutze der ober- und unterirdischen Gewässer bei Strassen vorzukehren ist, die einen häufigen Verkehr mit Fahrzeugen zum Transport wassergefährdender Flüssigkeiten aufweisen. Bezuglich Grundwasserschutz greife ich aus diesen Richtlinien folgendes heraus. Strassen sind nicht durch den Fassungsbereich bestehender und künftiger Grundwasserfassungen zu führen. Grundsätzlich gilt das gleiche für die engere Schutzone von Grundwasser- und Quellfassungen. Wo sich die Führung der Strasse durch die engere Schutzone ausnahmsweise nicht vermeiden lässt, sind besondere Schutzmassnahmen vorzukehren, die während des Baues und des Betriebes der Strasse die Möglichkeit einer Verunreinigung des Grundwassers ausschliessen. Nur wo die Erfüllung der eben genannten Bestimmungen mit unverhältnismässigen Kosten verbunden wäre, kann ausnahmsweise die vorübergehende oder dauernde Verlegung der Fassung zu Lasten des Strassenbaues in Betracht gezogen werden, sofern ein vollwertiger Ersatz möglich ist.

Als besondere Schutzmassnahmen in der engen Schutzone von Grundwasser- und Quellfassungen kommen allgemeine und zusätzliche Schutzmassnahmen in Betracht. Zu den allgemeinen Schutzvorkehren gehören:

- das Abdichten und öbständige Ausführen von Fahrbahnen, Mittelstreifen, Standspuren, Banketten und Wasserrinnen
- das Entwässern der Strassenfläche mit dichten Leitungen
- das Aufstellen von Leitschranken auf den Mittelstreifen.

Die Richtlinien zählen zusätzliche Schutzmassnahmen auf, die zu treffen sind, wenn die Strasse auf einem Damm oder auf Gelände Höhe verläuft, sich in einem Einschnitt befindet oder Gebiete mit hydrologisch besonders kritischen Verhältnissen nicht gemieden werden können.

Da Professor Dr. R. Müller Grundwasserfragen im Zusammenhang mit der zweiten Juragewässerkorrektion behandelt, kann ich mich auf den Hinweis beschränken, dass bei Wasserkraftanlagen und Gewässerkorrektionen fallweise über die nötigen Grundwasserschutzmassnahmen entschieden werden muss.

Aménagement du Bas-Rhône

Contribution à l'étude de la nappe phréatique de la plaine du Rhône¹

par O. J. RESCHER et M. URECH

1. Introduction

Dans le cadre de l'élaboration du projet de l'aménagement hydro-électrique du Bas-Rhône, les questions relatives à la protection de la nappe phréatique de la plaine du Rhône ont joué un rôle important (fig. 1).

Cet aménagement a fait l'objet depuis longtemps de nombreuses études, tant du côté vaudois que valaisan, mais ce n'est qu'en 1962, à une époque où les besoins croissants en énergie du pays exigèrent l'étude de la mise en valeur des dernières ressources hydro-électriques disponibles, que la Compagnie Vaudoise d'Electricité et les Forces Motrices Valaisannes décidèrent d'étudier en commun l'aménagement du Bas-Rhône. Cette étude fut confiée au Bureau du Rhône, communauté de bureaux d'ingénieurs-conseils composés de la Compagnie d'Etudes de Travaux Publics S.A., Lausanne, d'une part, et d'Electro-Watt Ingénieurs-Conseils S.A., Zurich, d'autre part.

En raison de l'importance du développement tant agricole qu'industriel de la plaine du Rhône entre Saint-Maurice et le Léman, il était nécessaire de prévoir toutes les mesures de protection de la nappe aquifère, afin d'éviter toutes perturbations importantes de son régime. Si, toutefois, des modifications devaient intervenir, il fallait que cela soit dans un sens favorable aux exploitations agricoles. Le projet définitif, qui a permis de satisfaire aux diverses conditions imposées, comporte quatre paliers dans le lit même du fleuve (fig. 2), sur une longueur de 27 km environ ; chaque palier est créé par une usine-barrage dont les deux groupes sont installés dans les deux piles de l'ouvrage de retenue. Cette solution, qui permet de réaliser des paliers de chute égale, nécessite la surélévation des digues du Rhône et, par endroit, un dragage du lit.

La plaine du Rhône est composée de matériaux meubles d'origine détritique. Les formations alluvionnaires amenées par le fleuve, dont le cours a vagabondé entre les deux flancs de la vallée, peuvent atteindre 15 à 50 m d'épaisseur, caractérisées souvent par des zones bien distinctes. En surface de 1 à 5 m, on trouve des limons d'épandage récents (lit majeur) recouvrant des graviers souvent grossiers. Plus en profondeur, on rencontre des graviers à intercalations de sables (lits rhodaniens très anciens, éventuellement deltas). Entre ces deux formations graveleuses apparaissent, par places (Chessel, Yvorne, etc.), des dépôts marécageux lentiformes (tourbe, parfois associés à des limons argileux) pouvant atteindre 5 m d'épaisseur. Au-dessous de 15 à 50 m, on trouve des dépôts lacustres (limons sablonneux ou légèrement argileux) de l'ancien Léman qui s'étendait jusqu'à Saint-Maurice.

Un vaste programme d'endiguement du Rhône et d'assainissement de la plaine a été réalisé au cours des années 30 et a donné à la plaine du Rhône sa physionomie

actuelle. Sur le tronçon considéré, le Rhône est endigué sur toute sa longueur et les plans d'eau au cours de l'année sont souvent supérieurs au niveau de la plaine. Le réseau de drainage est caractérisé par deux canaux artificiels importants, le Grand-Canal, sur la rive vaudoise, et le canal Stockalper, sur la rive valaisanne. C'est grâce à l'existence de ces deux canaux que la mise en valeur agricole de la plaine du Rhône a pu être réalisée.

Au début de l'étude de l'aménagement envisagé, le comportement de la nappe phréatique était assez mal connu ; on savait qu'à certaines périodes pluvieuses, le niveau de la nappe était par endroit très proche de la surface du terrain et que des variations importantes de ce niveau étaient observées au cours de l'année. Afin de recueillir le plus grand nombre possible de renseignements sur le comportement de la nappe phréatique de la plaine du Rhône, diverses prospections et études furent entreprises.

2. But des prospections et études effectuées

Les campagnes de prospection géologique et géotechnique ainsi que l'étude de la nappe aquifère effectuée devaient permettre de définir d'une part les caractéristiques des sols dans les zones d'influence des ouvrages envisagés et, d'autre part, de définir les mesures de protection de la nappe phréatique.

L'interdépendance du cours d'eau et de la nappe influence dans une large mesure la fondation des ouvrages situés dans le lit du fleuve, les méthodes de construction ainsi que le mode de surélévation des digues (fig. 3). En outre, il était également nécessaire d'étudier l'effet du pavage et du colmatage du lit du Rhône, de même que les conséquences des dragages actuels et envisagés.

Dans le cadre de cet article, seuls les problèmes relatifs à la nappe phréatique seront abordés ; les études géotechniques elles-mêmes ne seront pas traitées. Les prospections effectuées par le Bureau du Rhône, dans le but de permettre une étude plus approfondie de la nappe phréatique, ont été les suivantes :

- Observation à partir de 1963 des mouvements de la nappe à l'aide d'un réseau piézométrique.
- Essais de perméabilité dans les forages de reconnaissances exécutés en 1964 aux emplacements des futures usines.
- Essais de corrélation des niveaux du Rhône et de la nappe à l'emplacement de l'usine de Massongex.
- Essais de pompage à grande échelle à proximité des emplacements des usines d'Yvorne et de Port-Valais.

En outre, le Bureau du Rhône disposait des résultats de l'étude du chimisme de la nappe, effectuée sur territoire vaudois par L. Mornod, géologue à Bulle, dans le cadre des études de l'autoroute, ainsi que des résultats de la campagne de mesure de perméabilité des sols réalisée par le Service des améliorations foncières du canton de Vaud.

¹ Exposé donné dans le cadre des Journées de printemps à Neuchâtel, les 2 et 3 mai 1969, organisées par la Société suisse de mécanique des sols et des travaux de fondation.

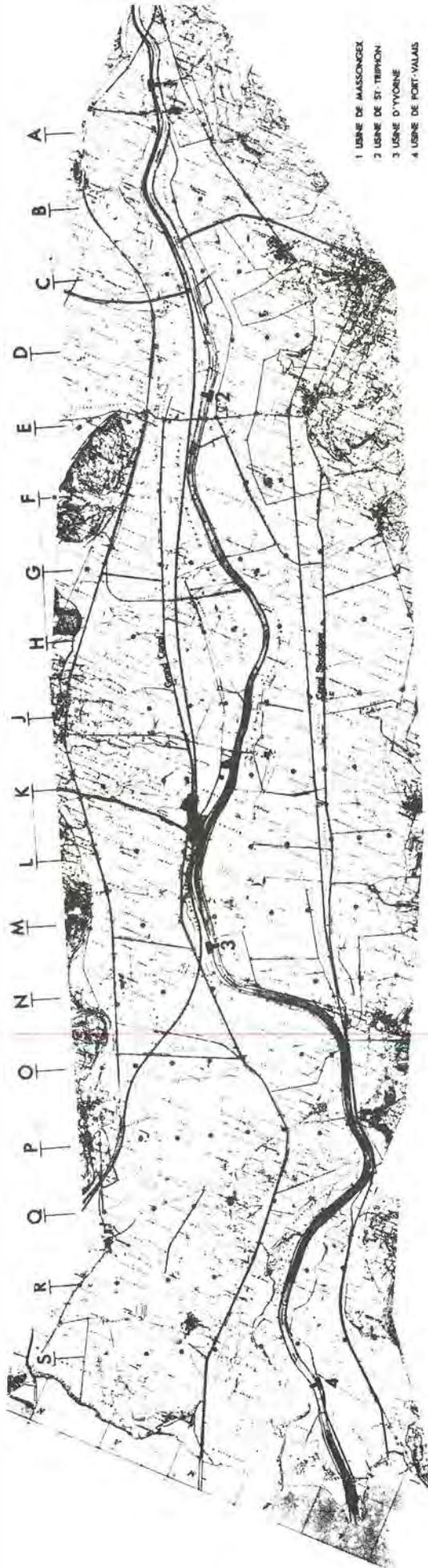


Fig. 1. — Situation de la plaine du Rhône avec indication des usines prévues et du réseau piézométrique.

3. Résultats des études effectuées

3.1 Observation des mouvements de la nappe phréatique à l'aide d'un réseau piézométrique (1963-1967)

En 1963, un réseau de points d'observation de la nappe phréatique relativement dense fut réalisé par la mise en place de 115 piézomètres disposés en quinconce, suivant dix-huit profils en travers, distants les uns des autres de 1000 m environ (voir fig. 1). Le réseau d'observation comportait, en plus, des piézomètres battus dans le sol, des limnimètres installés partout où la nappe phréatique affleurait dans la plaine, ainsi qu'en différents points le long des canaux de drainage et dans le cours d'eau. Les piézomètres, composés d'un tube crepiné de 3 pouces de diamètre, ont été battus dans le sol jusqu'à une profondeur de 3 à 4 m au-dessous du niveau de la nappe phréatique.

Les relevés de niveaux, exécutés à partir de juin 1963 tous les quinze jours, ont été espacés par la suite, et n'ont été effectués qu'une fois par mois lorsqu'on a pu constater que les variations de niveau étaient relativement faibles au cours d'un mois.

Après la première année de mesures, il était déjà possible de faire quelques constatations, dont certaines se sont confirmées par la suite.

Les cinq années d'observation ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- La plaine du Rhône peut être divisée en trois zones bien distinctes : la première, comprenant le fleuve, est située au milieu de la plaine entre le canal Stockalper et le Grand-Canal. Les deux autres zones sont situées entre les canaux et les versants de la vallée du Rhône.
- Dans la première, la nappe phréatique est en général directement influencée et alimentée par le Rhône. Son niveau se trouve constamment au-dessous de celui du fleuve, sur toute la longueur du parcours considéré.
- Un court tronçon, situé à la Porte-du-Scex, fait exception à cette constatation. En effet, le rapprochement des flancs de la vallée et l'étranglement du lit alluvionnaire provoquent une surélévation du plan d'eau de la nappe aquifère ; il se peut qu'en période de basses eaux son niveau soit légèrement au-dessus de celui du fleuve.
- Pour les deux autres zones, la nappe est indépendante du Rhône, son alimentation est assurée par les apports provenant des versants.
- L'effet du rabattement de la nappe par les canaux de drainage a été constaté dans tous les profils d'observation comme le montrent par exemple les profils des figures 4 et 5. Les mouvements du plan d'eau dans les canaux sont nettement amortis par rapport à ceux du Rhône et il existe un léger déphasage dans le temps entre ces deux mouvements.
- L'interdépendance entre les niveaux du Rhône et de la nappe est bien marquée dans deux régions : l'une située en amont de l'emplacement projeté pour l'usine de Saint-Tiphon, l'autre en aval de celui de l'usine d'Yvorne (fig. 6) ; dans ces deux régions, la nappe phréatique suit de près les variations du Rhône, alors que dans la partie centrale du parcours (fig. 7), la nappe varie peu et l'influence du fleuve est beaucoup plus faible.
- La densité du réseau piézométrique a permis d'établir des cartes des courbes de niveaux de la nappe pour deux périodes distinctes pendant lesquelles le plan d'eau du Rhône a peu varié ; l'une de basses eaux, février 1964 (fig. 8), et l'autre de hautes eaux, juillet-

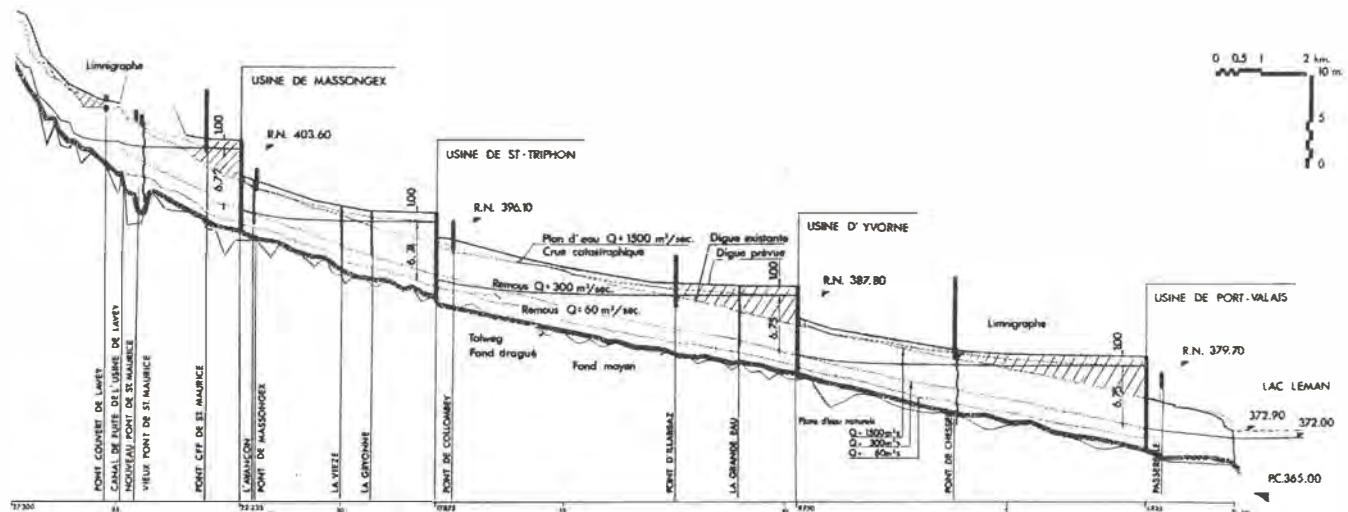


Fig. 2. — Profil en long du Rhône avec indication des usines prévues.

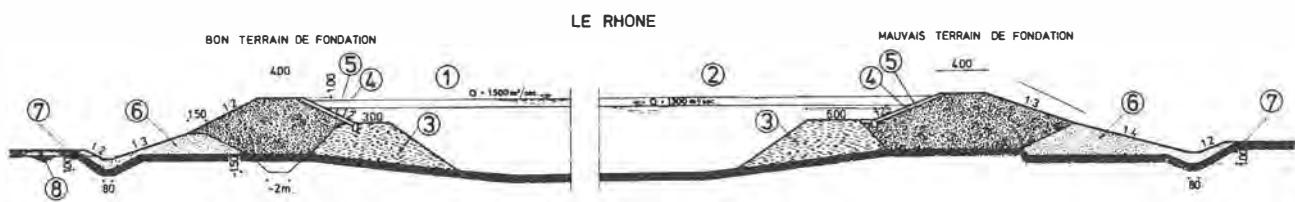


Fig. 3. — Profils types prévus pour les nouvelles digues du Rhône.

1. Crue millénaire catastrophique $Q = 1500 \text{ m}^3/\text{s}$ à la Porte-du-Sex.
2. Crue exceptionnelle $Q = 1300 \text{ m}^3/\text{s}$ à la Porte-du-Sex.
3. Digue existante.
4. Couche filtrante.
5. Revêtement de batillage.
6. Alluvions.
7. Terrain naturel.
8. Nappe phréatique.

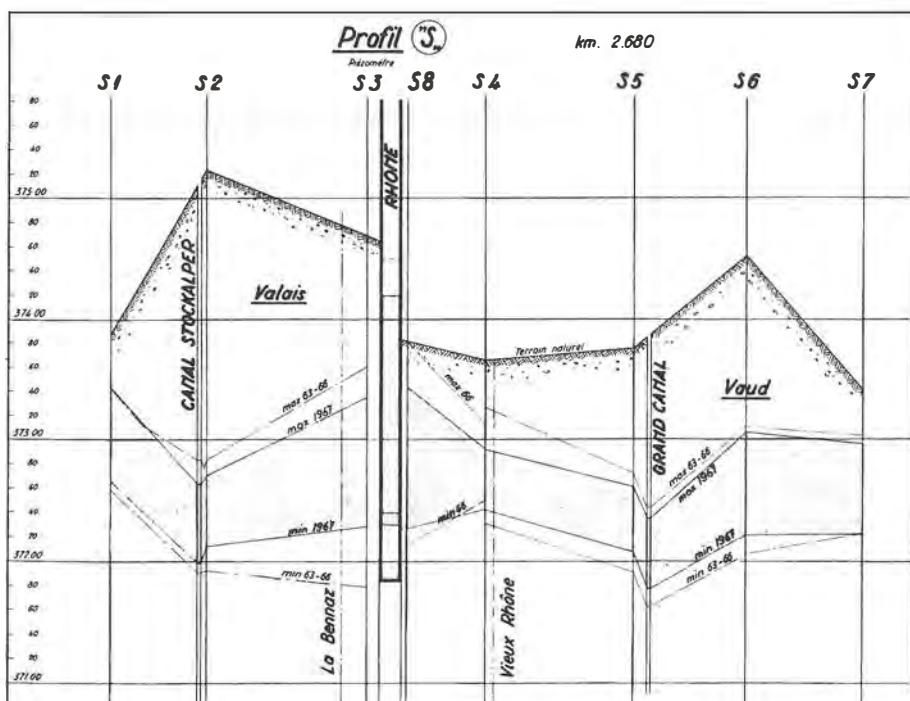


Fig. 4. — Profil d'observation dans la région de Port-Valais (profil S km 2.680 - Année hydrologique 1967).

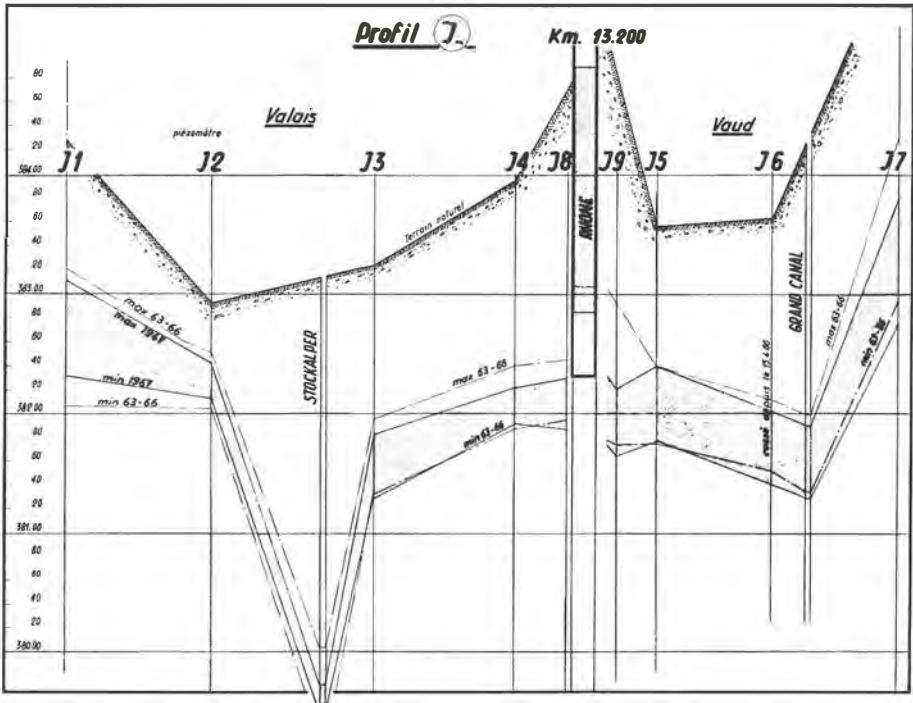


Fig. 5. -- Profil d'observation à l'amont d'Yvorne (profil J km 13.230 - Année hydrologique 1967).

août 1964 (fig. 9). Ces figures montrent clairement les variations saisonnières de la nappe, la direction et la pente de l'écoulement vers le Léman, l'effet de drainage réalisé par les canaux ainsi que les zones où la nappe est alimentée par le fleuve. Dans les grandes lignes, ces constatations se sont confirmées chaque année.

— Les observations pluviométriques, trop peu nombreuses pour la superficie à étudier, n'ont pas permis de déterminer clairement l'influence des conditions météorologiques sur le comportement de la nappe.

3.2 Essais de perméabilité

Le choix de l'emplacement des usines a été fait sur la base des résultats d'une étude géoélectrique des sols. Cette étude a permis de constater que les terrains situés près du lac (région de Port-Valais) étaient essentiellement constitués de fractions sableuses et limoneuses, alors que dans la région de Massongex on avait affaire à des terrains graveleux, formés de blocs et de gros éléments. De l'amont vers l'aval, la granulométrie décroît.

Les sondages mécaniques aux emplacements des barrages ont servi également à déterminer la perméabilité du terrain. Leur but était d'évaluer l'importance des installations de pompage à prévoir pendant la durée des travaux et de définir pour chaque usine le dispositif d'étanchement nécessaire.

A titre indicatif, les valeurs moyennes suivantes de la perméabilité ont été déterminées à partir des essais de pompage :

Massongex : (formation graveleuse)
 $K = 17 \cdot 10^{-2} \text{ cm/s}$

Saint-Tiphon : (galets et sables fins)
 $K = 6 \cdot 10^{-2} \text{ cm/s}$

Dans le cadre d'une étude agricole d'ensemble, le Service des améliorations foncières du canton de Vaud a également

procédé à des mesures de perméabilité aux abords des digues dans toute la plaine ; elles ont été limitées aux couches superficielles du terrain intéressant plus particulièrement l'agriculture. Les mesures effectuées à proximité des digues du Rhône ont confirmé les résultats des mesures antérieures.

3.3 Essais de pompage de Port-Valais et d'Yvorne

L'exploitation des résultats des observations faites en 1963 et 1964 a mis en évidence l'existence d'une corrélation entre les niveaux de la nappe souterraine et ceux du Rhône dans la partie de la plaine comprise entre les deux canaux de drainage. En règle générale, on a pu constater que le fleuve alimente la nappe phréatique, mais que l'importance de cette alimentation dépend à la fois de la perméabilité du sous-sol et du degré de colmatage du lit du fleuve en fonction de la profondeur d'eau. Actuellement, le lit peut être considéré en équilibre et une croûte, composée de blocs plus ou moins cimentés, s'est formée. On a pu se rendre compte de l'effet du colmatage à proximité des gravières où, pour l'exploitation, cette croûte avait été détruite pour permettre la création d'une fosse à graviers. Dans la zone d'influence de ces gravières, l'interdépendance des niveaux du fleuve et de la nappe s'est révélée beaucoup plus étroite.

La conception du projet de l'aménagement du Bas-Rhône devait tenir compte de ces caractéristiques de la nappe. C'est pourquoi les premières solutions envisagées, qui consistaient à réaliser un certain nombre d'usines-canaux parallèlement au Rhône, furent abandonnées. En effet, l'action de drainage des canaux de fuite aurait été trop importante et n'aurait pu être évitée que par des travaux coûteux. En augmentant à quatre le nombre des paliers des usines situées dans le lit du fleuve, on chercha à limiter l'importance de la surélévation du plan d'eau du Rhône.

Le projet sous cette forme fut mis en 1965 à l'enquête publique et l'on a pu constater l'importance que les pro-

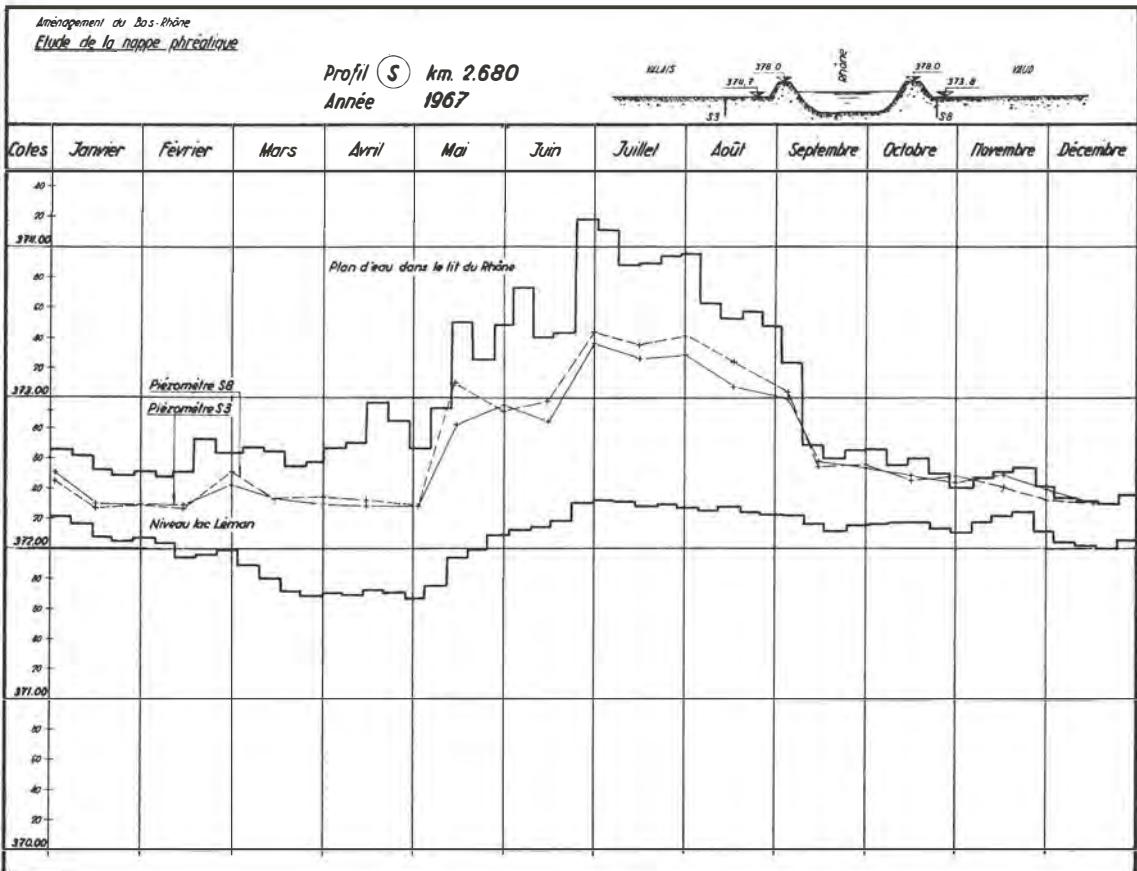


Fig. 6. — Variation du plan d'eau du Rhône et de la nappe aquifère au pied des digues (profil S km 2.680 - Année hydrologique 1967).

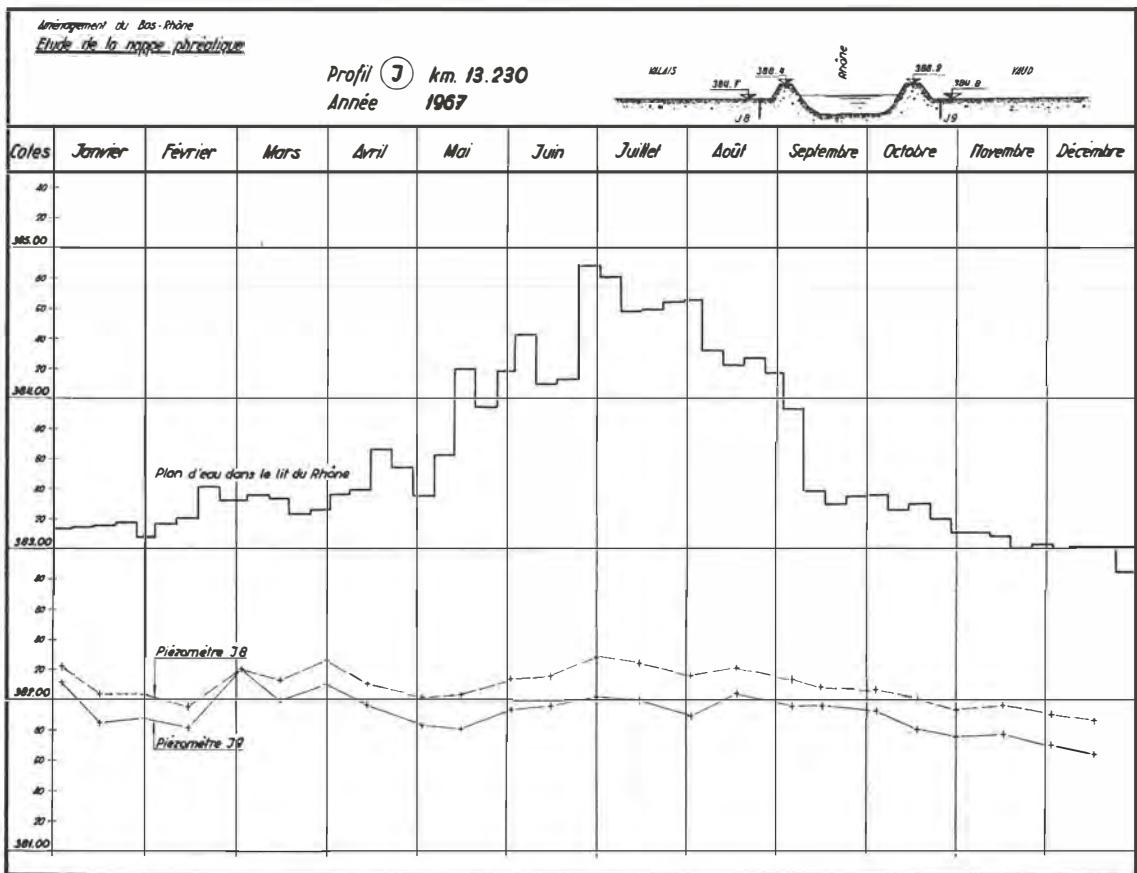


Fig. 7. — Variation du plan du Rhône et de la nappe aquifère au pied des digues (profil J km 13.230 - Année hydrologique 1967).

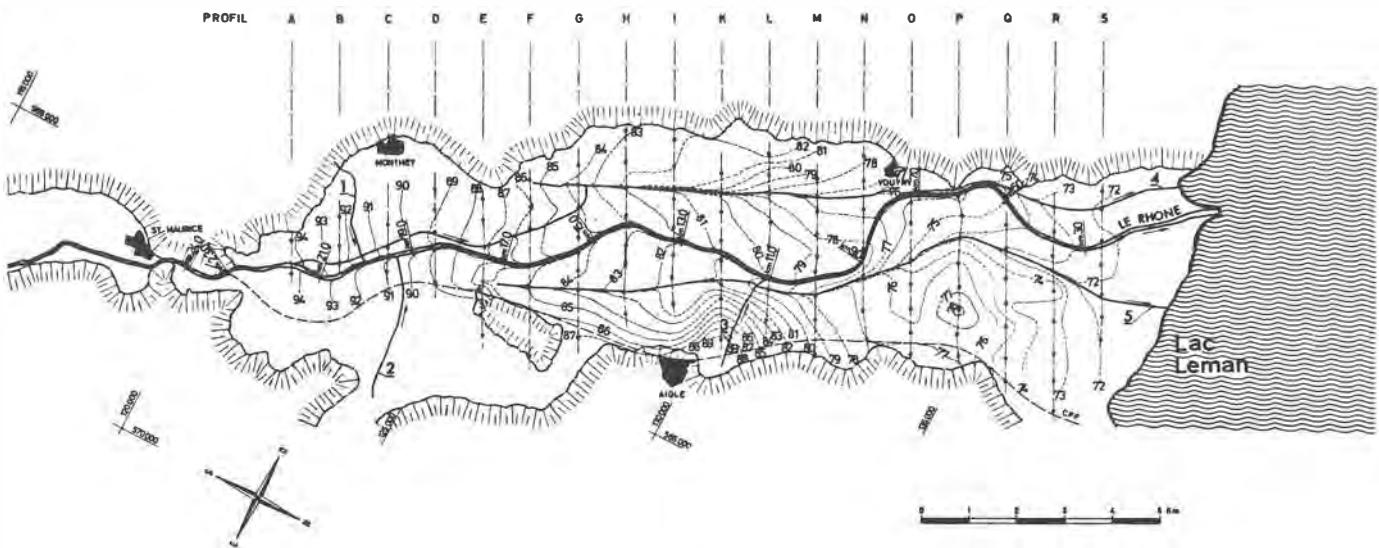


Fig. 8. — Courbes de niveau de la nappe phréatique, hiver 1964 (10.2-28.2.1964).

1. La Vièze. 2. La Gryonne. 3. La Grande-Eau. 4. Canal Stockalper. 5. Grand-Canal.

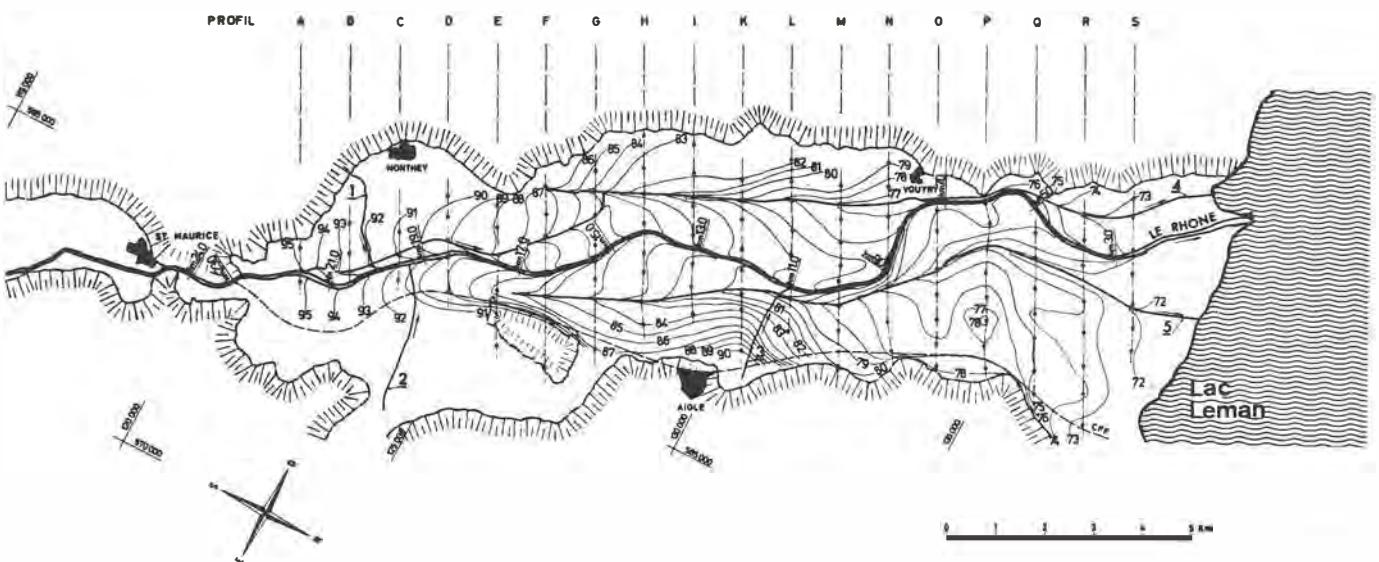


Fig. 9. — Courbes de niveau de la nappe phréatique, été 1964 (19.7-9.8.1964).

1-5. Comme figure 8.

priétaires riverains accordaient à la nappe phréatique. En effet, 69 oppositions furent enregistrées de la part de gens qui craignaient qu'en dépit des contre-canaux prévus, une modification de l'état actuel de la nappe phréatique ne se manifeste. Il fallait donc prouver aux instances intéressées l'efficacité des mesures constructives envisagées pour obtenir de la part de celles-ci la levée des oppositions. C'est pourquoi, seul un essai en vraie grandeur s'imposait pour démontrer le fonctionnement des contre-canaux prévus. Diverses possibilités pouvaient être envisagées :

- Réalisation d'un tronçon de contre-canal au pied des digues existantes les plus élevées. Puis matérialisation d'un plan d'eau surélevé du Rhône, au moyen d'une tranchée excavée au sommet de la digue, dans laquelle un niveau d'eau serait maintenu constant

par pompage. Cette méthode présentait toutefois un inconvénient, car les percolations à partir de la tranchée auraient alimenté aussi bien la nappe phréatique que le Rhône lui-même.

- Réalisation au voisinage du Rhône d'un plot d'essai constitué par une enceinte de digue circulaire, à l'intérieur de laquelle un niveau constant serait maintenu par pompage. Un contre-canal, également circulaire, serait réalisé au pied aval des digues. Cette méthode, cependant, présente l'inconvénient de ne pas tenir compte de l'effet de colmatage du lit du fleuve.
- Matérialisation du contre-canal par une rangée de forages de gros diamètre au pied des digues, abaissement par pompage du niveau de la nappe phréatique

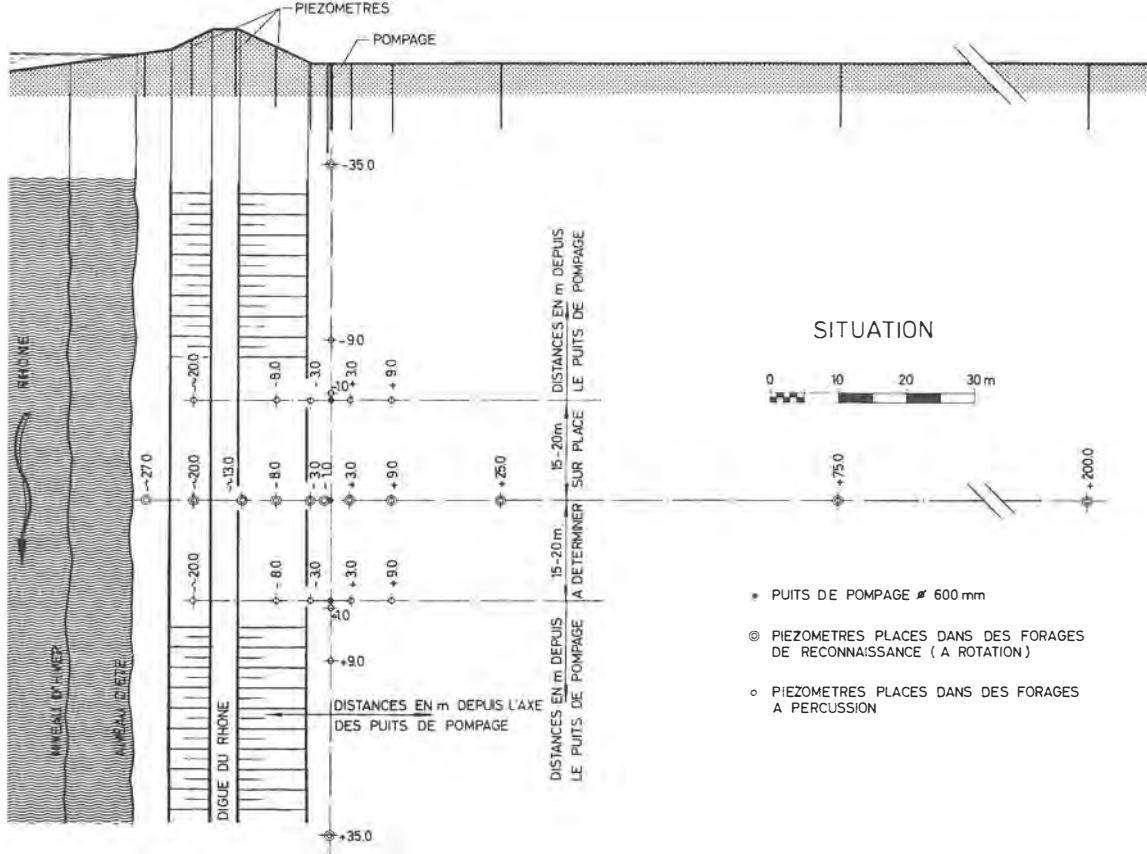


Fig. 10. — Essai de pompage d'Yvorne et de Port-Valais. Situation et profil en travers.

dans la zone des puits et réglage du niveau de celle-ci de manière à obtenir, entre ce dernier et le niveau du Rhône, une différence de hauteur égale à celle qui se présentera après la réalisation des usines du Bas-Rhône.

C'est finalement cette troisième méthode qui fut mise au point, en collaboration avec MM. H.-B. de Cérenville, ingénieur-conseil en géotechnique, et J. Norbert, géologue, et qui fut proposée aux services fédéraux et cantonaux compétents. Dans ses grandes lignes, l'essai consistait à réaliser un abaissement de la nappe à proximité du Rhône à l'aide de plusieurs puits de pompage et de déterminer, grâce à la mise en place d'un réseau de piézomètres, les perméabilités relatives du sous-sol et, dans les débits évacués par pompage, la part des eaux provenant du Rhône.

L'essai a été réalisé par la mise en place de trois puits de pompage de 10,50 m de profondeur, disposés sur une parallèle au Rhône et entourés de 29 piézomètres d'une profondeur variant de 10 à 15 m. Une partie des piézomètres a été mise en place dans des forages de reconnaissance, qui ont permis de déterminer d'une manière précise la nature et l'importance des diverses couches composant le sous-sol.

La figure 10 indique la disposition des forages et des piézomètres qui a été adoptée pour la réalisation des deux essais de pompage effectués. En effet, l'ampleur du dispositif d'essai et l'importance des frais engagés pour la réalisation de celui-ci avaient limité à deux le nombre des emplacements d'essais. Le premier dispositif a été implanté sur territoire vaudois, au km 2 du Rhône, et le second a été mis en place sur territoire valaisan, au km 8,9 du Rhône. Ces deux emplacements ont été choisis pour les raisons suivantes :

- Ils sont situés tous deux 100 m en amont de ceux fixés pour les futures usines de Port-Valais et d'Yvorne, c'est-à-dire, dans des zones où la surélévation des digues due au projet sera la plus grande.
- Ils se trouvent dans des zones correspondant à celles où de très nombreuses oppositions et réserves ont été élevées contre le projet par les communes et les exploitations agricoles riveraines.
- Du point de vue géologique, ils sont représentatifs de zones aussi différentes que possible l'une de l'autre, et peuvent être considérés comme deux cas extrêmes.

Pour conférer à ces essais un caractère de neutralité, le Bureau du Rhône décida d'en confier la supervision et l'interprétation à M. J.-C. Ott, qui traitera les problèmes posés lors des mesures et de leur interprétation dans un article particulier.

Au cours de ces essais, des prospections et des mesures très différentes les unes des autres ont été réalisées. Les plus importantes sont les suivantes :

- Levé géologique de la zone d'essai au moyen de forages de reconnaissance à rotation.
- Observations avant pompage des mouvements de la nappe phréatique et du niveau du Rhône.
- Essais d'abaissement de la nappe par pompage dans un, deux et trois puits et observations simultanées aussi bien des piézomètres que du limnimètre installé dans le Rhône.
- Mesures de résistivité dans les puits avant, pendant et après pompage.
- Injection d'une solution saline dans un piézomètre situé à proximité du Rhône lors d'un essai de pompage et observation de la progression de l'onde salée.

- Mesures, à la suite d'un essai de pompage, des vitesses ascensionnelles dans le puits à l'aide d'un micro-moulinet.

L'exécution des mesures de résistivité a été confiée à M. Treyvaud, de Géo-Consult, et les mesures de vitesse au micro-moulinet ont été réalisées par un spécialiste de Soléanche. La diversité des méthodes utilisées pour la détermination des caractéristiques du sous-sol a permis de réunir un nombre considérable de résultats de mesures. Ces derniers, toutefois, n'ont pas encore été exploités entièrement, cet important travail ne devant être effectué qu'une fois prise la décision de construire l'aménagement du Bas-Rhône.

Il est cependant possible de tirer les quelques conclusions préliminaires suivantes :

- Le lit du Rhône et la nappe sont séparés par une couche d'alluvions semi-perméables plus ou moins colmatées (pavage). Dans les tronçons, où le pavage est peu perméable, un abaissement de la nappe sur une rive se répercute sur l'autre.
- L'importance de l'alimentation de la nappe par le fleuve est différente selon les endroits considérés. Pour des essais du genre de ceux qui ont été réalisés, la part des eaux du Rhône varie entre 30 % (Yvorne) et 60 % (Port-Valais) des débits pompés.
- Les débits récoltés par les contre-canaux prévus au pied des digues dans les zones de surélévation maximum du plan d'eau actuel du Rhône seront de l'ordre de quelques mètres cubes/seconde par kilomètre de digue et ne devraient nulle part excéder $10 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}$.

L'objectif fixé, qui consistait à démontrer que des mesures de protection de la nappe étaient réalisables, a été entièrement atteint. Le dispositif choisi a permis de prouver l'efficacité des contre-canaux et a montré qu'il était possible de dimensionner ceux-ci sans risques d'erreur. En raison des conditions particulières de la plaine du Bas-Rhône, il sera même possible d'améliorer la situation actuelle en réglant le niveau de la nappe phréatique à une cote optimale. Ce réglage sera relativement aisément, car il ne s'agira que de contrebalancer l'influence des précipitations, les débits en provenance du Rhône étant en effet constants, puisque le niveau de ce dernier le sera également. D'autre part, au cas où la réalisation de retenues dans le lit du Rhône favoriserait le colmatage de ce dernier au cours des années et entraînerait de la sorte une diminution de l'alimentation de la nappe phréatique et un abaissement de celle-ci, il serait possible de procéder à une alimentation artificielle de la nappe à partir des contre-canaux.

Les résultats positifs obtenus auraient permis aux autorités compétentes de procéder à la levée des oppositions si, entre-temps, le maître de l'œuvre n'avait pris la décision de surseoir à la construction de l'aménagement du Bas-Rhône.

3.4 Analyses chimiques de la nappe aquifère

Dans le cadre de l'étude du projet de l'autoroute Lausanne - Saint-Maurice, des analyses chimiques de la nappe aquifère ont été faites par M. Léon Mornod, géologue-conseil à Bulle.

En ce qui concerne le projet de l'aménagement hydro-électrique du Bas-Rhône, on a constaté qu'en règle générale, la qualité de l'eau est bonne dans la zone de la plaine située entre le Rhône et le Grand-Canal, où la nappe est alimentée par le fleuve.

Dans la zone située entre le Grand-Canal et les versants des Alpes, la nappe n'est pratiquement plus influencée par le Rhône et sa composition chimique est nettement moins bonne. D'autre part, il semble que la perméabilité du terrain de la plaine et la distance des versants par rapport au lit du Rhône jouent un rôle sur la composition chimique de la nappe. On constate ainsi qu'à une augmentation de la perméabilité du sol proche du Rhône correspond une diminution du résidu sec, et vice versa.

D'après ce qui précède, on peut conclure que la qualité de l'eau de la nappe phréatique est favorablement influencée par le Rhône. De ce fait, le danger d'une pollution éventuelle de la nappe, à la suite de la réalisation des usines envisagées, n'est pas à craindre.

4. Conclusions

L'aménagement hydro-électrique du Bas-Rhône est caractérisé par une chaîne d'usines au fil de l'eau dans une plaine agricole et industrielle. Les problèmes à résoudre pour garantir la sauvegarde de la nappe phréatique sont nombreux et nécessitent une étude approfondie. Il apparaît cependant qu'il est possible de prévoir à l'avance les mesures propres à assurer cette sauvegarde. La réalisation des ouvrages de protection nécessaires entraîne souvent des frais relativement élevés qui ont, dans certains cas, une influence prépondérante sur la rentabilité d'un tel aménagement.

Adresses des auteurs :

O. J. Rescher, Dr ès sc. techn., Compagnie d'études de travaux publics S.A. Lausanne, Chargé de cours EPFL et Dozent der Technischen Hochschule Wien.

M. Urech, ingénieur diplômé EPF, Electro-Watt Ingénieurs-Conseils S.A., Zurich.

ÉTUDE DE LA NAPPE PHRÉATIQUE DE LA VALLÉE DU BAS-RHÔNE

ESSAIS DE POMPAGE ET MESURES GÉO-PHYSIQUES

PAR

J.-C. OTT

ingénieur-conseil, Genève

Etude de la nappe phréatique de la vallée du Bas-Rhône

Essais de pompage et mesures géo-physiques¹

par J.-C. OTT, ingénieur conseil, Genève

I. But de l'étude

Le « Syndicat d'étude du Bas-Rhône », constitué par « Electrowatt » et la « Compagnie d'études de travaux publics » (CETP), a été le promoteur de l'étude de la nappe du Rhône entre Saint-Maurice et le lac Léman.

Nous avons été chargés de façon plus particulière d'examiner les relations entre le Rhône et la nappe dans la situation actuelle et dans la situation future dans le cas d'une surélévation des digues aux deux emplacements de Vouvry et Port-Valais, envisagés entre autres comme site des usines au fil de l'eau à créer pour l'aménagement hydro-électrique du Bas-Rhône.

A cet effet, en plus d'une campagne de mesures des niveaux phréatiques, deux essais de pompage à grande échelle ont été organisés dans la plaine, au voisinage de l'axe des usines-barrage.

Il est généralement admis que, par suite du colmatage du lit, les eaux superficielles s'écoulant dans un fleuve sont relativement indépendantes des eaux phréatiques contenues dans le remplissage alluvionnaire. On sait beaucoup moins comment se font les échanges d'eau entre le fleuve et la nappe phréatique et dans quelle mesure ils peuvent être influencés par les surélévations de digue projetées.

Il s'agissait donc de fournir les bases pour déterminer les débits échangés entre le Rhône et la nappe, compte tenu des dénivellations actuelles et futures du plan d'eau de la nappe.

Nous allons indiquer les méthodes utilisées pour la résolution de ce problème particulier, certaines d'entre elles classiques, d'autres peu usuelles. Nous donnerons quelques résultats typiques des mesures et le parti qu'on en peut tirer.

II. Configuration de la nappe phréatique

La vue aérienne (fig. 1) montre la plaine du Rhône entre Saint-Maurice et le lac Léman. Mieux qu'une carte, elle fait apparaître les étranglements successifs de la plaine, dont le dernier au droit de la Porte-de-Scex est particulièrement accusé.

Sur le profil en long (fig. 2) du fleuve de forme parabolique régulière, on a fait figurer les niveaux de crue et d'étiage.

Les lignes équipotentielles de la nappe phréatique reportées sur la figure 3 ont servi à construire le profil en long de la nappe phréatique au voisinage immédiat du Rhône.

On constate que la nappe s'incline plus fortement au droit de la Porte-de-Scex, probablement à cause du resserrement de la section de passage, ce qui augmente la

perte de charge. Cette constatation a été faite pour d'autres fleuves, en particulier sur la Durance [4]². Il en résulte que la surface de la nappe passe tantôt en dessus tantôt en dessous du niveau du fleuve lorsqu'on se déplace le long du cours.

Au site de Vouvry, le niveau du Rhône est toujours situé en dessus de la nappe, aussi bien en crue qu'en étiage [6]. Au contraire, au site de Port-Valais, le Rhône est tantôt plus haut, tantôt plus bas que la nappe phréatique.

Sur la coupe en travers de la vallée du Rhône à Vouvry (fig. 4) et sur la vue (fig. 1) apparaissent les deux ouvrages de drainage qui gouvernent le niveau de base de la nappe phréatique, sur R.D. le « Grand-Canal », sur R.G. le canal « Stockalper ». Ceux-ci provoquent un appel transversal des lignes de courant, bien visible aussi sur la figure 4. On doit attirer l'attention sur le fait que le point de culmination ne coïncide pas avec le Rhône dans ce secteur.

III. Méthode d'essai et de mesure

Les deux stations d'essai de pompage à Vouvry et Port-Valais se présentent sous la forme de trois puits filtrants alignés au pied des digues du Rhône selon la disposition classique. Elles jouent en quelque sorte le rôle d'un tronçon de canal de drainage latéral calé en dessous du niveau phréatique, appelant à la fois l'eau du Rhône et celle qui circule dans les alluvions.

Il était donc nécessaire de mesurer non seulement les débits prélevés par pompage et la dépression de la surface piézométrique en plusieurs points, comme le permettaient

² Les chiffres entre crochets renvoient à la bibliographie en fin d'article.



Fig. 1. — La plaine du Rhône entre Saint-Maurice et le lac Léman. Les emplacements des stations d'essai de Port-Valais et Yvorne sont indiqués par des flèches.

¹ Exposé donné dans le cadre des Journées de printemps, à Neuchâtel, le 2 mai 1969, organisées par la Société suisse de mécanique des sols et des travaux de fondation, texte remis à la Rédaction du BTSR en 1973.

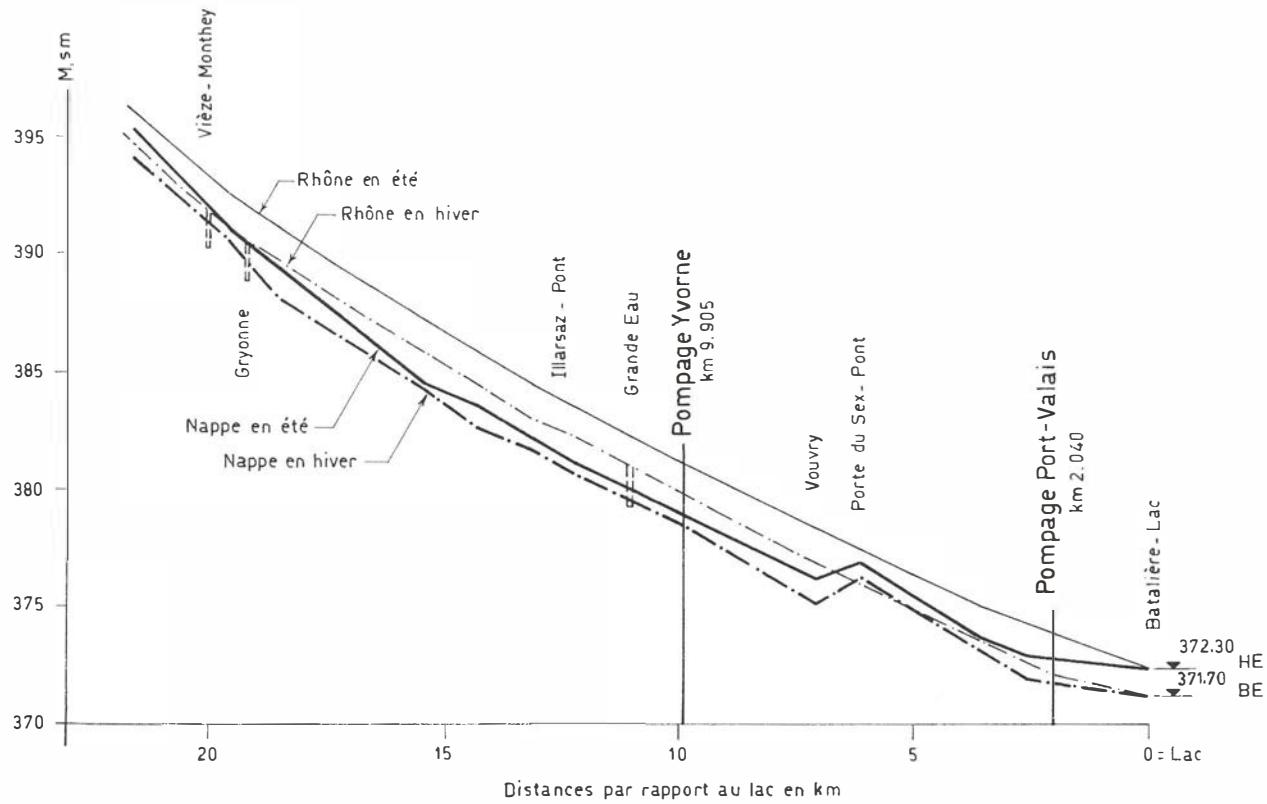


Fig. 2. — Profil en long du Rhône et de la nappe aquifère entre km 22 et le lac.

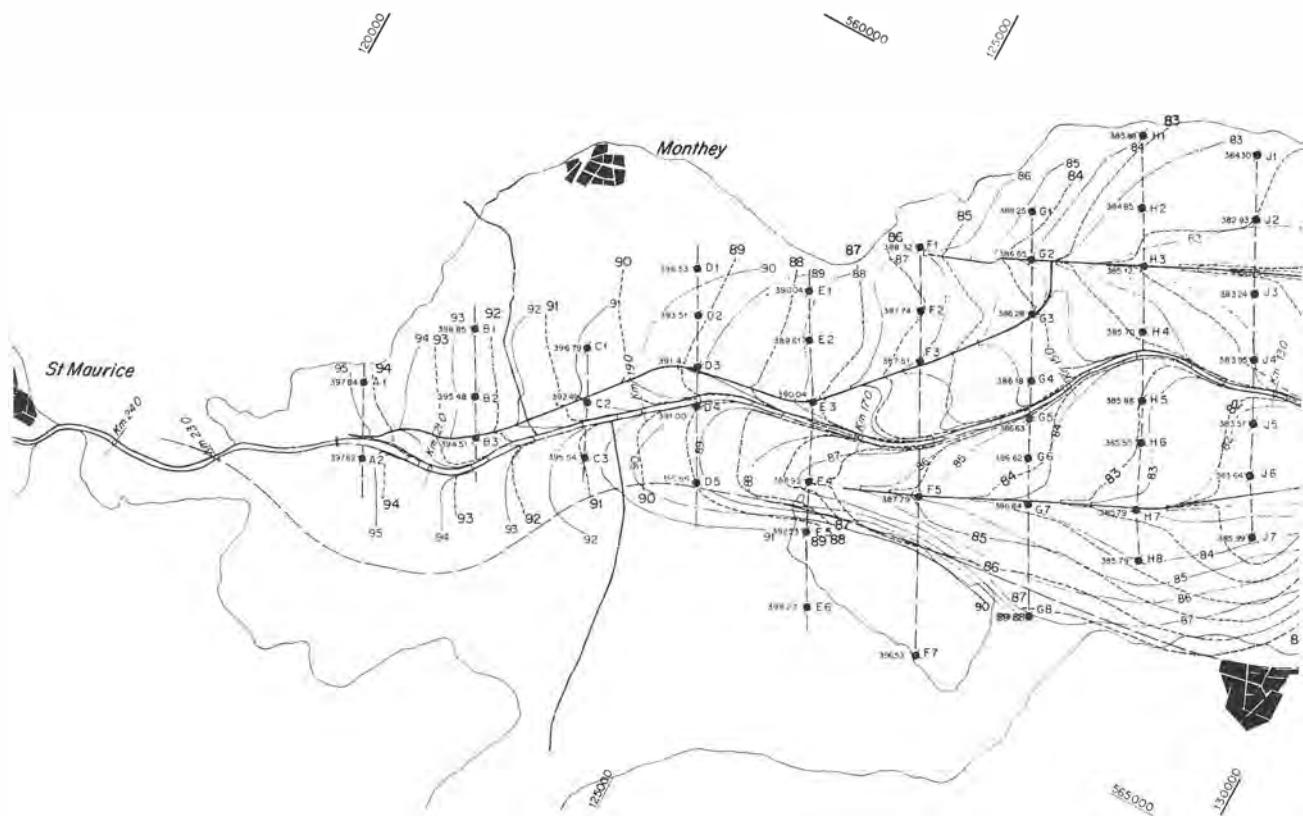


Fig. 3. — Nappe phréatique en hiver et en été 1964.

les tubes disposés en croix dans un rayon de 200 m (fig. 5) — ce qui suffit lorsqu'on veut connaître les débits qui peuvent fournir une nappe ; il fallait encore trouver le moyen d'identifier l'origine de l'eau et si possible de calculer la proportion provenant respectivement du fleuve et de la nappe souterraine.

Nous avons alors proposé de procéder aux mesures suivantes (avant, pendant et après les pompages pour les séries 1, 3, 4) :

1. Niveau piézométrique en relation avec les niveaux du Rhône (toutes les heures).
2. Jaugeage des débits dans les puits.
3. Températures avec la sonde « Géoconsult » à couple thermo-électrique.
4. Résistivité de l'eau.

Ces deux séries de mesures étaient prises :

dans tous les piézomètres à différentes profondeurs (nappe phréatique) ;
dans les bacs de jaugeage ;
dans le Rhône.

5. Vitesses ascensionnelles dans les puits de pompage avec le procédé « Solétanche ».
6. Détermination des vitesses nettes de circulation par injection de sel.
7. De plus, nous avons examiné à l'emplacement des essais de pompage dans de petites tranchées de reconnaissance, les caractéristiques de la couche tapissant le lit du fleuve, à savoir :
perméabilité sur échantillons intacts ;
densité du sol « *in situ* » ;
granulométrie des alluvions sur carottes de sondage.

8. Degré de saturation et porosité du sol en dessus de la nappe, essai exécuté sur prélevements en tranchée (au site d'Yvorne seulement) (fig. 19).

IV. Résultats généraux des essais et mesures hydrologiques

Les essais et mesures s'étendent sur les deux mois de : août - septembre, octobre - novembre, respectivement à Yvorne et à Port-Valais (fig. 6).

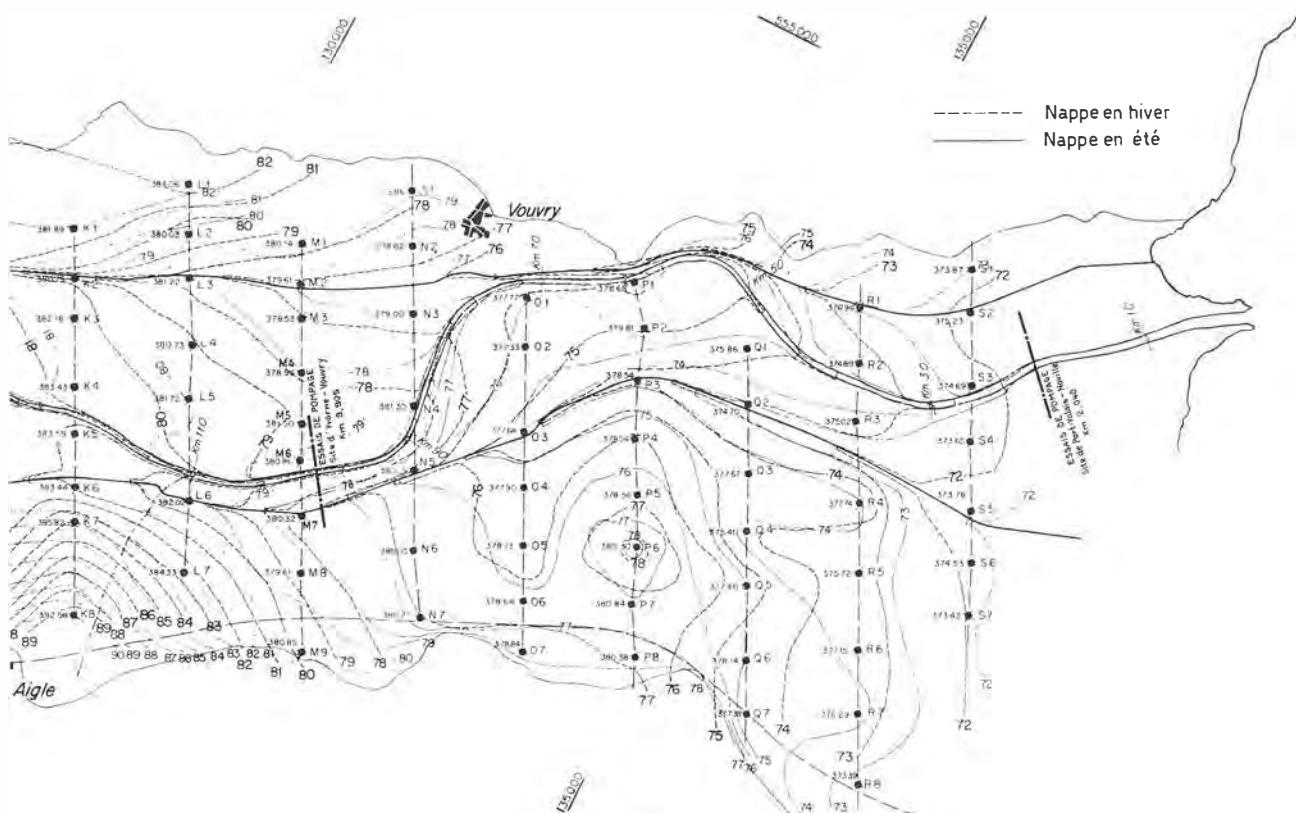
Le rabattement de nappe imposé à l'intérieur des puits filtrants en réglant le débit des pompages était de 2,85 à 3,00 m et 1,95 à 2,00 m respectivement à Vouvry et Port-Valais. Dans ces conditions, on obtenait rapidement un débit stabilisé total de 42 l/sec à la station d'essai de Vouvry et 62 l/sec à Port-Valais.

En établissant ainsi un régime quasi permanent d'écoulement, l'entonnoir de dépression s'agrandissait progressivement, en fin d'essai le niveau aux piézomètres les plus éloignés ne variant plus de façon sensible (± 1 cm).

L'observation des niveaux de la nappe phréatique une fois par heure au moyen de tubes « Symalène » de 1 ½' perforés sur toute leur hauteur de 10 m et foncés dans le sol par battage.

Plus de 30 000 mesures ont été nécessaires. Pour savoir si l'influence du rabattement de nappe se faisait sentir également sur l'autre rive du Rhône, nous avons placé dans le profil en travers des piézomètres supplémentaires qui sont en dehors des limites de la figure 5.

La figure 8 montre, à une échelle très déformée, les profils en travers en direction perpendiculaire au Rhône des nappes primitives avant pompage, puis déprimées pro-



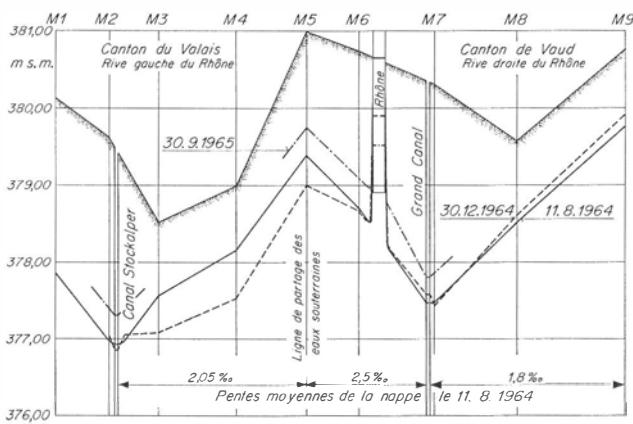


Fig. 4. — Profil en travers de la nappe phréatique dans la région d'Yvorne-Voutry.

gressivement. Les digues et le fond du lit du Rhône ont été tracés.

Station d'essai d'Yvorne

Le lit du Rhône est surélevé par rapport à la plaine et alimente la nappe «en parapluie». Le raccordement de la nappe avec le Rhône est très brutal, avec une forte courbure. Malgré cela, le pompage provoque un rabattement de nappe à environ 50 m sur la rive vaudoise, de l'autre côté du Rhône. Cette observation très importante montre *qu'il y a peu de relation entre la nappe et le Rhône*. Cette constatation est corroborée par le fait que le Rhône (voir fig. 4) n'est pas le point de culmination entre les deux canaux latéraux. *C'est donc l'alimentation par les pluies et non celle par les fuites au travers du lit qui impose de*

façon prépondérante la configuration de la surface de la nappe phréatique.

On verra plus loin une confirmation de ce fait au moyen des mesures de résistivité. Une couche de limon fin de 3 m d'épaisseur qui sépare le lit des alluvions grossières perméables (voir fig. 11) en est la cause.

Station d'essai de Port-Valais

A Port-Valais, au contraire, rien de tel ne se produit. L'effet du rabattement ne se fait pas sentir de l'autre côté du fleuve sur la rive valaisanne. Le lit du Rhône coule directement sur des alluvions grossières, comme on a pu le vérifier lors du creusement des puits et dans les tranchées creusées en période de basses eaux (fig. 15).

Le profil en long de la nappe rabattue (fig. 7) a une forme très classique, où l'on remarque la dissymétrie que provoque l'écoulement général de la nappe avec sa pente de $0,3\text{ \%}$, à Port-Valais.

Le débit de chaque puits est légèrement décroissant d'amont en aval (puits A : 25 l/sec ; puits B : 19,5 l/sec ; puits C : 18 l/sec).

Mesure des perméabilités étagées [10]

Le procédé préconisé par Soléthane consiste à mesurer les vitesses ascensionnelles à différents niveaux dans un puits filtrant au moyen d'un moulinet à axe vertical (fig. 10). Cela tout d'abord à l'état initial naturel sans apport d'eau, ensuite en provoquant soit une absorption soit un soutirage d'eau, à un débit constant bien déterminé et relativement faible.

On trace le diagramme (fig. 11), avec en abscisse la vitesse ascensionnelle et en ordonnée la profondeur du forage. Il permet immédiatement de calculer la perméabilité à chaque profondeur au moyen de la pente du diagramme.

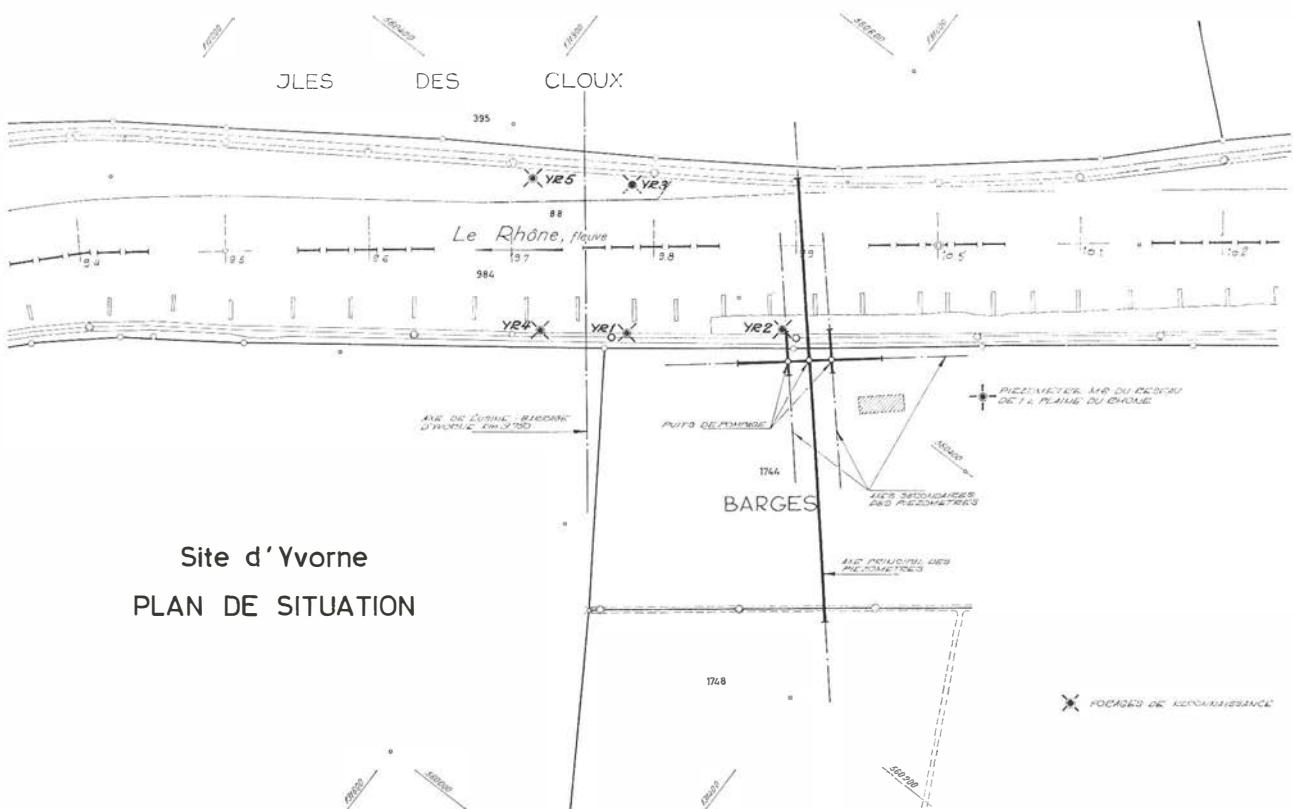


Fig. 5. — Essais de pompage au site d'Yvorne. Disposition de la station d'essai et des piézomètres.

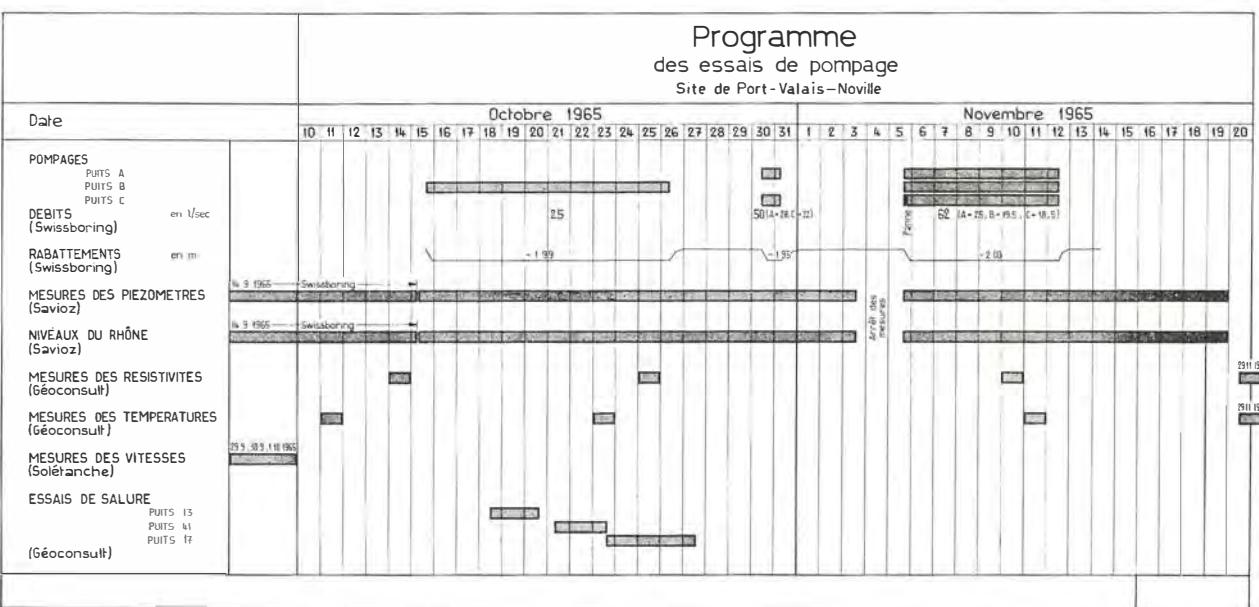
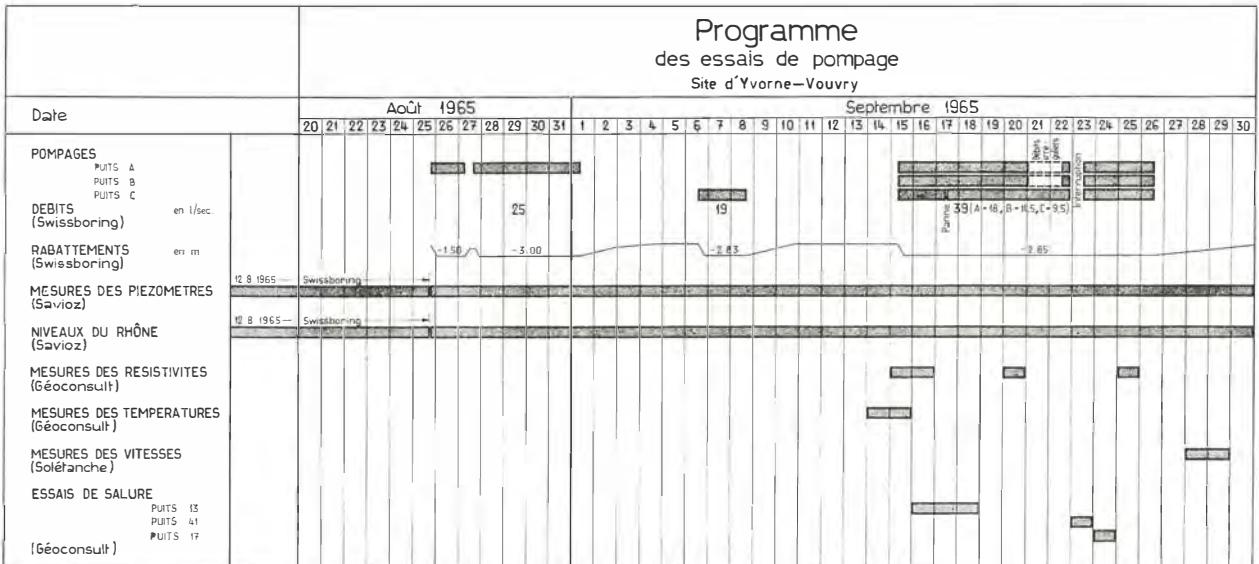


Fig. 6. — Programme des essais de pompage et des mesures. Sites d'Yvorne et de Port-Valais.

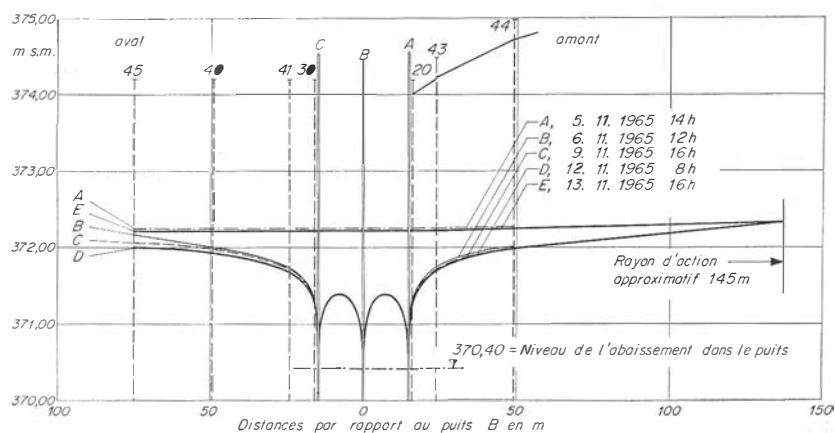
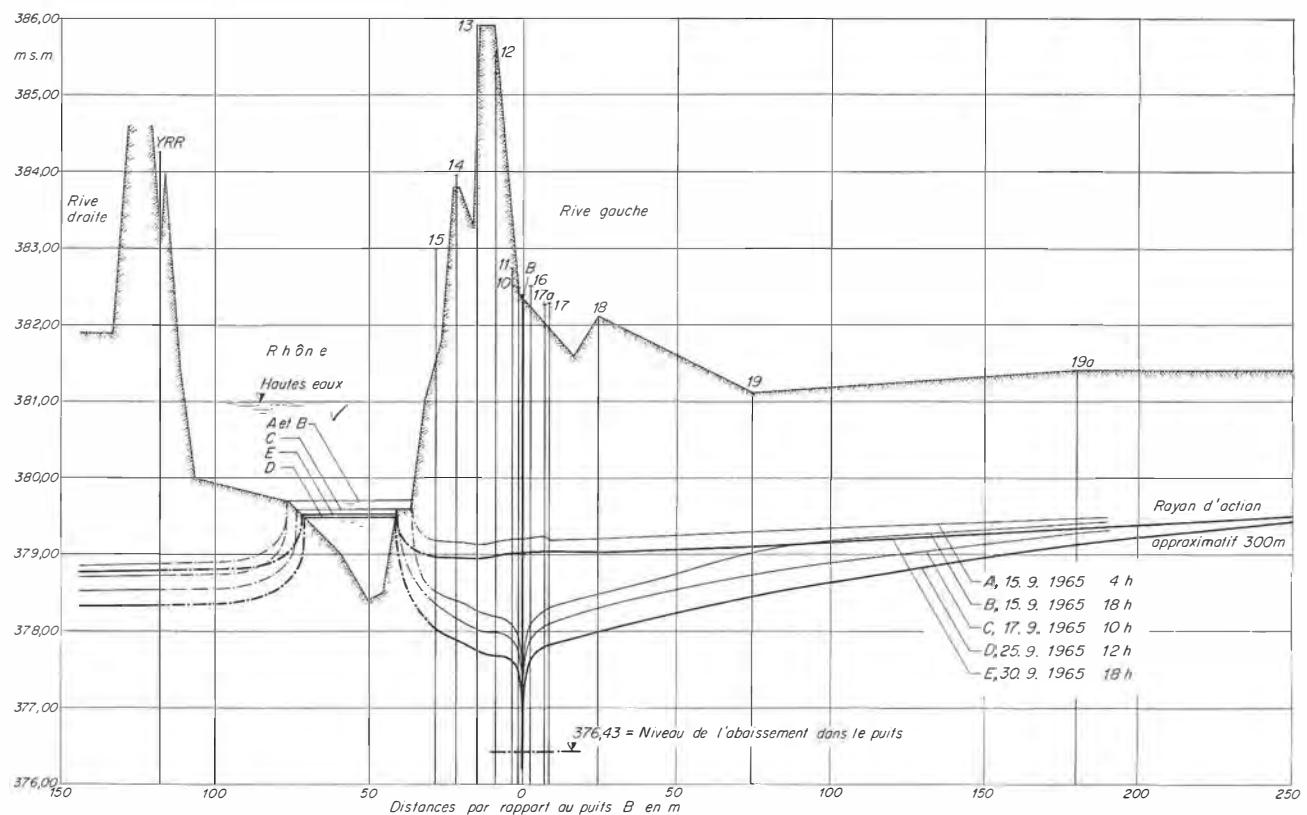


Fig. 7. — Profil en long de la nappe à la station d'essai de Port-Valais. Avant et durant le pompage.

A : Nappe avant pompage.
 B, C : Nappe en cours d'abaissement. Régime transitoire.
 D : Nappe stabilisée abaissée. Régime permanent.
 E : Nappe rétablie après pompage.

Site d'Yvorne



Site de Port-Valais

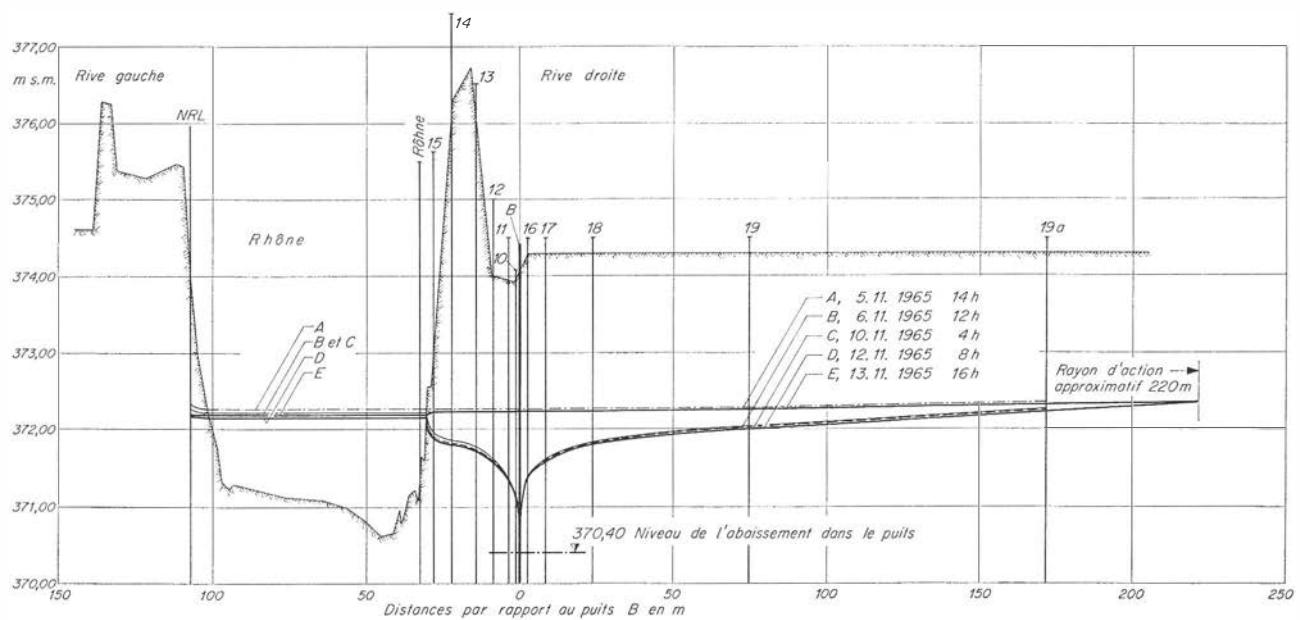


Fig. 8. — Profil en travers de la nappe aux stations d'essai d'Yvorne et de Port-Valais — avant et après pompage. Remarquer la réaction du piézomètre sur rive opposée (R.D.) à Yvorne.

Tableau comparatif des perméabilités

	Perméabilités moyennes k calculées en partant de la mesure de la forme de la nappe (niveaux des piézomètres) et du débit d'un puits selon la formule de Dupuit				Perméabilités moyennes k calculées à partir des vitesses ascensionnelles mesurées au moulinet dans les puits par Solexpert
Site	Puits	Profil	k_1 m/sec au voisinage du puits	k_2 m/sec dans un large rayon	k_1 m/sec dans le rayon du puits
VOUVRY	A	vers l'amont transversal	$1,39 \cdot 10^{-3}$ $1,49 \cdot 10^{-3}$	$3,10 \cdot 10^{-3}$ $2,88 \cdot 10^{-3}$	mesures après pompage $2,10 \cdot 10^{-3}$
	B	—	—	—	$1,50 \cdot 10^{-3}$
	C	vers l'amont transversal	$1,51 \cdot 10^{-3}$ $1,52 \cdot 10^{-3}$	$2,35 \cdot 10^{-3}$ $2,16 \cdot 10^{-3}$	$1,20 \cdot 10^{-3}$
PORT-VALAIS	A	—	—	—	mesures avant pompage 3×10^{-3}
	B	vers l'amont vers l'aval transversal	$2,22 \cdot 10^{-3}$ $2,21 \cdot 10^{-3}$ $2,22 \cdot 10^{-3}$	$10,2 \cdot 10^{-3}$ $7,4 \cdot 10^{-3}$ $7,5 \cdot 10^{-3}$	$2,2 \cdot 10^{-3}$
	C	—	—	—	$2,0 \cdot 10^{-3}$

Fig. 9. — Tableau comparatif des perméabilités des alluvions déterminées par diverses méthodes.

En effet, pompons un débit Q dans le puits filtrant assez faible pour que la perte de charge dans le tubage soit négligeable par rapport au rabattement Z . La mesure des vitesses verticales au micromoulinet fournit le débit Q_i par tranche d'épaisseur E_i . La perméabilité de cette tranche du terrain est :

$$K_i = \frac{Q_i \ln \cdot R/r}{2\pi E_i Z} \text{ où } Q_i = v_i S$$

avec Z = rabattement lors du pompage

R = rayon d'action

r = « rayon efficace » du puits

\ln = logarithme népérien

S = section du puits

v_i = vitesse ascensionnelle dans la tranche i

Q_i = débit dans une tranche

Le logarithme du rapport R/r qui intervient varie dans des limites assez étroites et on admet généralement :

$R = 500 r$, soit approximativement : $\ln R/r \cong 2\pi$

$$\text{d'où : } K_i \cong \frac{Q_i}{E_i Z} = \frac{S v_i}{E_i Z}$$

Ces mesures, répétées avant et après pompage ont montré : que la nappe phréatique est *unique sans échanges verticaux*; que les alluvions ont une perméabilité

qui varie passablement avec la profondeur à Yvorne et peu à Port-Valais.

Ils ont également permis un contrôle du calcul des perméabilités à partir d'une autre méthode.

Comparaison des résultats pour la perméabilité

Les valeurs moyennes de la perméabilité des alluvions, à l'exclusion du lit du Rhône, ainsi que les écarts des valeurs obtenues par différentes méthodes ressortent du tableau 9 ci-après.



Fig. 10. — Micromoulinet à axe vertical à compte-tours électronique pour la mesure des vitesses ascensionnelles dans les puits de pompage (Soléstanche).

Puits aval C (rive gauche)

(28 Septembre 1965)

$$Q = 6.35 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Z = 0.91 \text{ m}$$

$$S = 68.3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

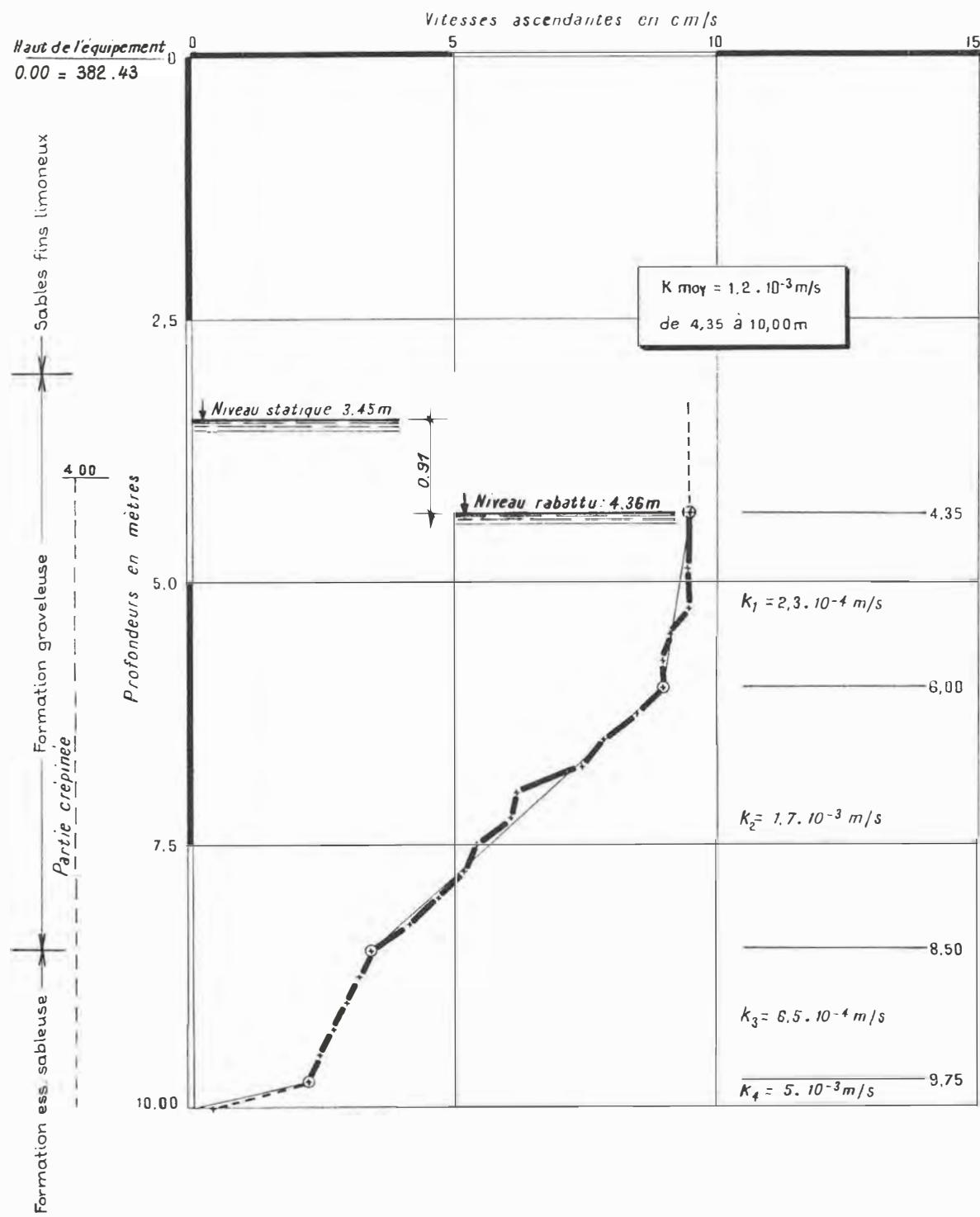


Fig. 11. — Diagramme des vitesses ascensionnelles dans le puits aval C' à la station d'essai d'Yvorne.

Mesure de la résistivité [7 et 8]

La méthode de mesure mise au point par « Géoconsult » consistait à descendre une sonde dans chaque piézomètre (fig. 12) et à mesurer « in situ » la résistivité et en suivre l'évolution avant et pendant les pompages, voire après.

L'inverse de la résistivité, c'est-à-dire la conductivité, caractérise la minéralisation de l'eau. Faible pour de l'eau glaciée du Rhône, elle augmente dans le sol d'autant plus que l'eau circule plus lentement. Il n'est donc pas étonnant que d'un piézomètre à l'autre il y ait des variations sensibles.

Pour chaque profil on a calculé la valeur moyenne pondérée de la résistivité qui résulte de la distance entre les points de mesures. Celle-ci est reportée sur divers profils en travers et en long. Ces profils (voir fig. 13), à leur tour, permettent de calculer par intégration la résistivité moyenne de l'eau souterraine comprise dans le bloc de terrain délimité par la zone d'appel d'eau que l'on a calculée compte tenu de la porosité du sol et du volume d'eau extrait depuis le début du pompage. On constate que la conductivité, c'est-à-dire la minéralisation, baisse au voisinage des puits filtrants.

Nous avons donc songé à utiliser ce contraste, comme l'avait suggéré Herder [2], en mesurant la conductivité de l'eau pompée qui est un mélange de l'eau du Rhône et de l'eau de la nappe.

Soit : C_0 = conductivité de l'eau dans les puits de pompage à la station de jaugeage ;

C_1 = conductivité moyenne de l'eau souterraine ;

C_2 = conductivité de l'eau du Rhône ;

Y = proportion venant du Rhône ;

$X = 1 - Y$ = proportion venant de la nappe phréatique.

En admettant que le mélange est entièrement dissocié, c'est-à-dire qu'il ne provoque ni précipitation ni dégagement ou absorption gazeuse, ce qui n'est pas toujours le cas, on obtiendra :

$$X = \frac{C_0 - C_2}{C_1 - C_2} \quad \text{et} \quad Y = 1 - X = \frac{C_0 - C_1}{C_1 - C_2}$$

Application : Prenons les données du 25.9.65 ci-dessous.

$$C_0 = 1/82 \quad \text{mélange au bac}$$

$$C_1 = 1/66 \quad \text{nappe phréatique}$$

$$C_2 = 1/197 \quad \text{Rhône}$$

$$X = \frac{0,012 - 0,005}{0,015 - 0,005} = 7/10.$$

La nappe fournit les 7/10 du débit total.

Yvorne - Vouvry

Date	Mélange au bac $\rho \text{ Ohm} \times \text{m}$	Nappe moyenne pondérée $\rho \text{ Ohm} \times \text{m}$	Rhône $\rho \text{ Ohm} \times \text{m}$	Observations
15.9.65	84	67	197	Début pompage
16.9.65	82	77	210	Début pompage
20.9.65	80	72	193	Pendant pompage
25.9.65	82	66	197	Fin pompage



Fig. 12. — Mesure de la résistivité des eaux souterraines par « Géoconsult » (R. Treyvaud).

Port-Valais - Noville

Date	Mélange au bac $\rho \text{ Ohm} \times \text{m}$	Nappe moyenne pondérée $\rho \text{ Ohm} \times \text{m}$	Rhône $\rho \text{ Ohm} \times \text{m}$	Observations
14.10.65	—	63	120 (11.10)	Avant tout pompage
25.10.65	94	62,7	136 (23.10)	Fin pompage B
10.11.65	94	54,3	140 (11.11)	Pendant pomp. A + B + C
29.11.65	—	50	142	Après tout pompage

Sans attacher une valeur trop absolue aux chiffres trouvés, on peut dire que les débits qui parviennent aux pompes provenaient donc peu du Rhône à Yvorne (1/4 à 1/3) et beaucoup du Rhône à Port-Valais (2/3 à 3/5).

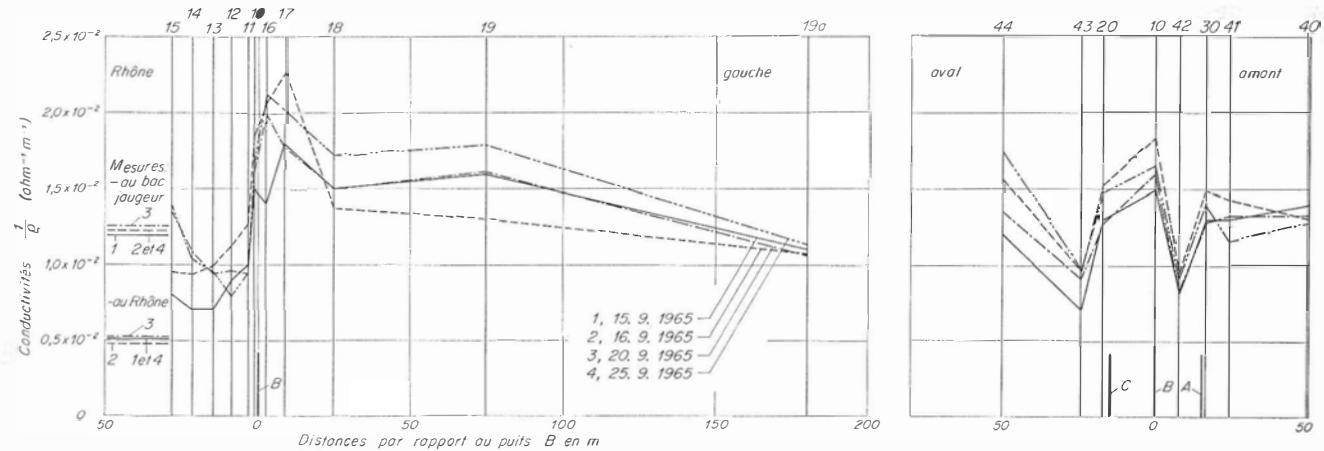
Cette conclusion confirme bien les observations mentionnées précédemment quant au colmatage du lit.

Si nous traitons plus en détail ces résultats, c'est que nous pensons que la méthode a fourni dans le cas particulier des résultats tout à fait intéressants. Il faut toutefois prendre garde aux variations saisonnières, qui peuvent perturber les calculs si les mesures ne sont pas suffisamment proches dans le temps.

Il est également confirmé, comme l'avait signalé A. Mornod [9], que la minéralisation de la nappe augmente à mesure qu'on s'éloigne du Rhône, ce qui indique que le Rhône participe bien à l'alimentation de la nappe souterraine.

Les mesures de résistivité échelonnées de mètre en mètre dans les piézomètres à Port-Valais ou ailleurs ont montré que la minéralisation est plus forte en surface. C'est l'effet de l'évaporation superficielle qui se manifeste ainsi avant les pompages. Après la conductivité est identique à tous les niveaux, probablement sous l'effet du brassage.

Site d'Yvorne



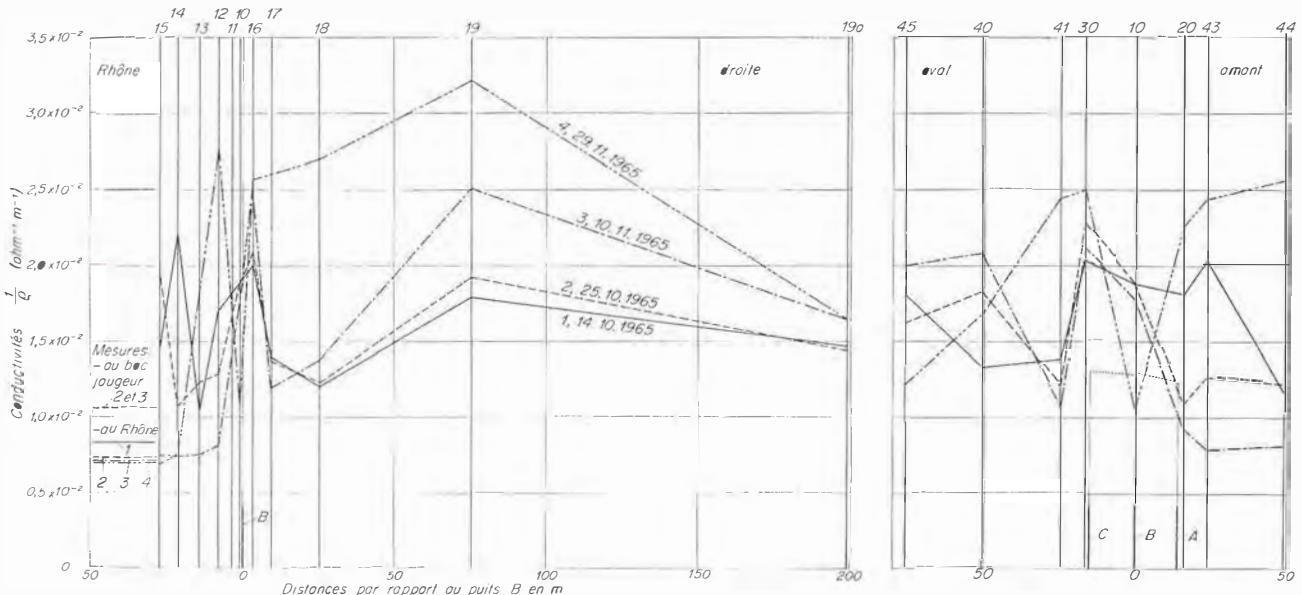
1 : Mesures au 1^{er} jour de pompage dans les puits A, B et C

2 : Mesures au 2^e jour de pompage dans les puits A, B et C

3 : Mesures au 6^e jour de pompage dans les puits A, B et C

4 : Mesures au 11^e jour de pompage dans les puits A, B et C

Site de Port-Valais



1 : 14.10.1965 Mesures avant tout pompage

2 : 25.10.1965 Mesures au 10^e jour de pompage dans puits B

3 : 10.11.1965 Mesures au 5^e jour de pompage dans puits A, B et C

4 : 29.11.1965 Mesures au 17^e jour après fin de pompage

Fig. 13. — Diagramme des conductivités dans les profils à Yvorne et à Port-Valais.

Mesures de température [7 et 8]

Bien qu'une campagne complète de mesure ait été faite dans le même but que les mesures de résistivité à diverses profondeurs (tous les 1 m) dans les piézomètres, il a fallu bien vite constater que le contraste était trop faible pour permettre de déterminer les proportions d'eaux d'origines différentes. Nous indiquons, à titre d'orientation, quelques valeurs calculées à partir des observations.

Température extérieure annuelle moyenne à Bâle, 317 m.

Période 1910-1950 9°3

Yvorne — les 14 et 15 septembre 1965

Surface de la nappe	max.	15°
	min.	10°
	moyenne	12°55 (28 mesures)
Fond des piézomètres	max.	11°7
	min.	9°1
8 à 9 m de profondeur	moyenne	9°66 (28 mesures)
Gradient de		
0 à 3 m sous nappe		-2,9°, soit 0,97°/ml
3 à 6 ou 7 m sous nappe		0,12°/ml
Rhône		9°4 (le 14 septembre) et 10°35 (le 15 septembre)

Port-Valais — Après essais de pompage le 29 novembre 1965

Surface de la nappe	max.	10°4
	min.	7°8
	moyenne	9°46
Fond des piézomètres	max.	10°
long. 10 m	min.	9°1
8,5 m dans la nappe	moyenne	9°48
Température du Rhône	3°2	le 29.11.65
	4°9	le 11.11.65
Température de l'eau pompée		
le 11.11.65	9°7	

L'influence de la température extérieure est prépondérante. Le degré géothermique varie avec la saison. Il est négatif en septembre (chaud); la surface de la nappe est alors plus chaude que le fond, dont la température est voisine à 0,4° près de la moyenne annuelle à Bâle. Les variations thermiques saisonnières de l'atmosphère se font sentir jusqu'à une profondeur de 3 à 4 m en dessous de la surface de la nappe à Yvorne, soit à une profondeur de 4,50 à 5,50 sous la surface du sol.

Entre la mi-septembre et fin novembre, la température superficielle de la nappe a baissé de 3°1 et celle en profondeur de 0,2° seulement.

Bien que d'après les déterminations faites au moyen des mesures de résistivité le Rhône livre la plus grande partie de l'eau pompée à Port-Valais, la température de celle-ci (9°7) est très supérieure à celle du Rhône (4°9). On devrait donc admettre que l'eau du fleuve se réchauffe assez rapidement dans le sol.

Les mesures de température dans le cas particulier se prêtent mal à la détermination des proportions respectives d'eaux d'origines diverses.

Le cadre réservé à cet exposé nous interdit de donner de façon détaillée les résultats complets de ces mesures qui, à d'autres égards, peuvent présenter un grand intérêt.

Perméabilité des terrains formant le lit du fleuve

Pour obtenir un dernier recouplement des observations, nous avons procédé, en basses eaux, à l'examen des couches formant le lit du fleuve.



Fig. 14. — Prélèvement dans le limon pour essai de perméabilité sur échantillon non dérangé.

Alors qu'à Yvorne le lit est formé de limons ou de graviers à granulométrie étendue, nous avons trouvé à Port-Valais des couches de graviers, à structure ouverte, très perméables (fig. 15) dans le lit même.

Les résultats d'essais de perméabilité sur échantillons intacts prélevés (fig. 14) par carottage sont résumés dans la figure 18.

On constate que les matériaux tapissant le lit sont beaucoup plus étanches que les alluvions profondes.

Le limon qui se dépose en période de décrue se superpose aux graviers qui sont charriés en pleine crue et forment des lits alternés souvent érodés par la crue suivante (fig. 16). Il n'est pas exclu que les eaux de nappe qui retournent au Rhône à Port-Valais seulement en période de basses eaux contribuent à l'érosion des couches de matériaux fins plus étanches et empêchent, dans une certaine mesure, le colmatage du lit.

Corrélations entre les fluctuations du niveau du Rhône et celui de la nappe phréatique

Les niveaux piézométriques et ceux du Rhône sont soumis à des variations saisonnières. Nous avons tenté en vain d'établir une corrélation étroite sur les mesures d'ensemble faites pendant deux saisons par CETP.

Par contre, aux emplacements des stations d'essai de pompage, les mesures très serrées ont permis de tracer les variations des piézomètres en fonction du temps (1 mesure par heure) et de constater certaines relations (fig. 17).



Fig. 15. — Structure ouverte perméable dans les alluvions tapissant le lit du Rhône (Port-Valais).



Fig. 16. — Destruction par érosion d'une couche de limon déposée par la décrue précédente (Port-Valais).

Site	Lit du Rhône (détermination sur éprouvettes)		Alluvions encaissantes de la plaine (détermination par pompage)
	Fond	Entre épis ou haut de digue	
Yvorne (automne 1965) Port-Valais (printemps 1966)	(pas accessible) 6×10^{-4}	$4,6 \times 10^{-5}$ $2 \text{ à } 5 \times 10^{-5}$	$2 \text{ à } 3 \times 10^{-2}$ $7 \text{ à } 10 \times 10^{-2}$

Fig. 18. — Tableau. Comparaison des perméabilités des alluvions aux sites d'Yvorne et de Port-Valais.

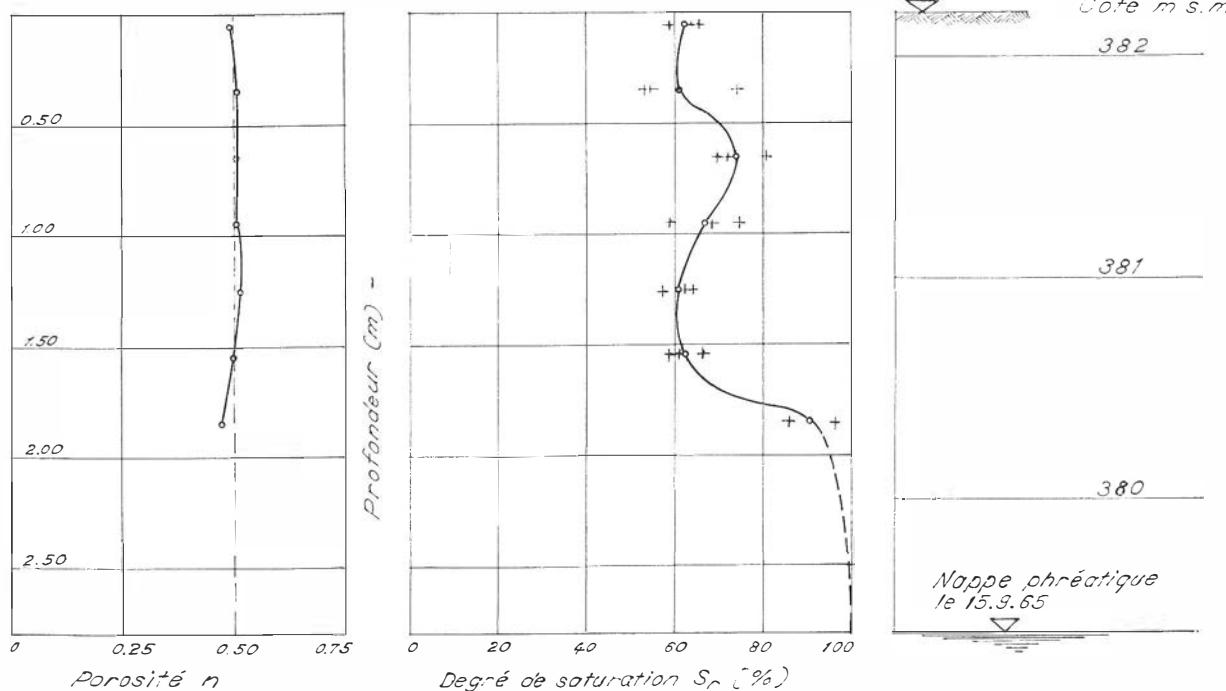


Fig. 19. — Porosité et degré de saturation du sol en dessus de la nappe au site d'Yvorne.

Les ondes provoquées par les variations de charge périodiques de l'usine de Lavey durant quelques heures se manifestaient dans le Rhône puis se transmettaient dans la nappe de façon de plus en plus amortie à mesure que les piézomètres étaient plus éloignés de la berge.

Un déphasage, pratiquement nul à Vouvry, était appréciable à Port-Valais.

On peut tenter d'expliquer cette différence par le fait que la hauteur d'ascension capillaire en dessus de la nappe phréatique est de l'ordre de $\frac{1}{2}$ m à Vouvry (fig. 19) et presque nulle à Port-Valais.

Tant que les ondes dans le Rhône ont une hauteur inférieure à l'épaisseur de la nappe capillaire, les différences de pressions se transmettent sans mouvement d'eau appréciable et quasi instantanément.

L'étude des variations de nappe en régime transitoire sous l'effet d'onde artificielle créée dans le Rhône aurait pu être un procédé élégant pour déterminer indirectement la transmissivité du sol entre le Rhône et les alluvions en bordure.

Ce problème a été traité par J. G. Ferris [5] et résolu pour des ondes sinusoïdales, telles que les marées.

Soit, avec les notations de Castany [12]

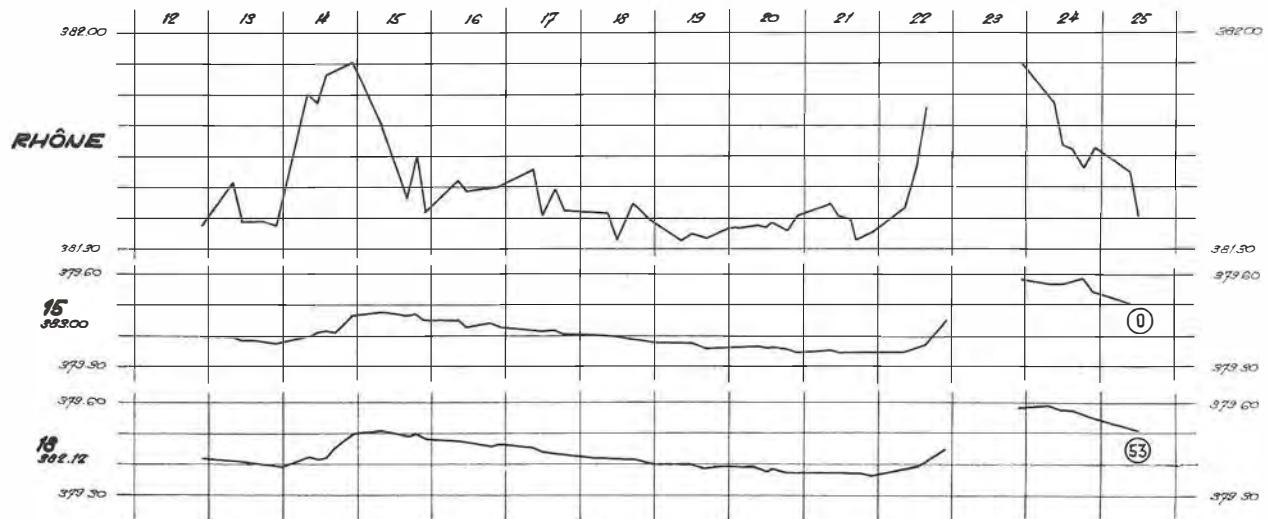
$t_0/2$ = durée de passage de l'onde dans le fleuve,
 h_0 = la hauteur de l'onde par rapport au niveau moyen du fleuve,
 h_x = la hauteur de l'onde souterraine mesurée à la distance x du fleuve dans un piézomètre,
 t_x = le temps de propagation de l'onde souterraine à partir du temps de passage du maximum dans le fleuve (entre la berge et le piézomètre à la distance x)

on a

$$h_x = 2h_0 e^{-x\sqrt{\frac{\pi S}{t_0 T}}}$$

SITE D'YVORNE

AOUT 1965



SITE DE PORT-VALAIS

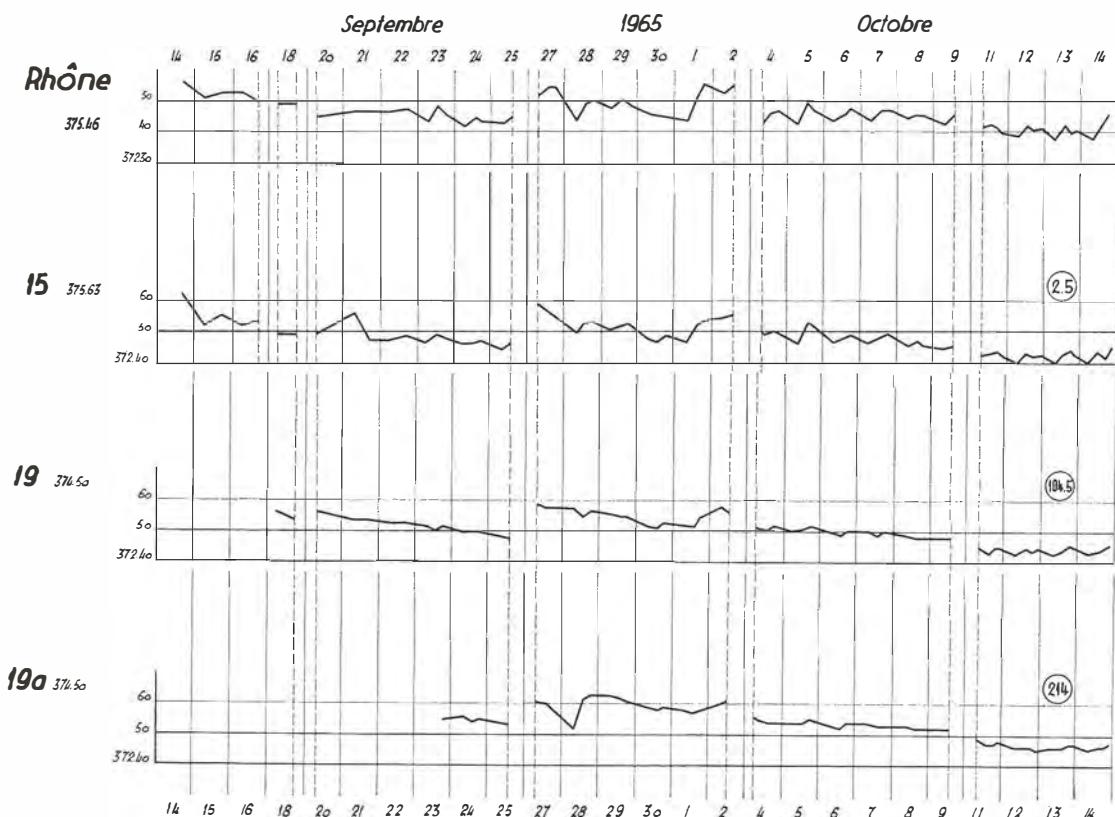


Fig. 17. — Corrélation entre les variations du niveau du Rhône et celles de la nappe à distance croissante du fleuve. Sites d'Yvorne et de Port-Valais.

$$t_x = x \sqrt{\frac{t_0 S}{4\pi T}}$$

Connaissant t_0 , h_0 , x et h_x on peut calculer, en se donnant une valeur approchée du coefficient d'emmagasinement S , la valeur du coefficient de transmissivité $T = KH$.

Les valeurs h_0 , t_0 et h_x peuvent être relevées sur des diagrammes analogues à ceux de la figure 17.

V. Conclusions

Les essais de pompage effectués en automne 1965 ont permis de compléter les études antérieures concernant la nappe phréatique. Les essais ont en effet apporté des renseignements fondamentaux sur la relation qui existe entre le Rhône et la nappe.

Ces essais ont montré notamment que :

- le lit du Rhône et la nappe sont séparés par une couche d'alluvions semi-perméables plus ou moins colmatés, mais dont la perméabilité est généralement beaucoup moins grande que celle des terrains alluvionnaires de la plaine du Rhône dans laquelle circule la nappe ;
- dans des terrains de limon fin, la frange capillaire saturée a une épaisseur de l'ordre d'un mètre ; elle est surmontée d'une couche de terrain dont les pores retiennent encore une forte proportion d'eau ;
- en été, le niveau de la nappe est en tous points plus bas que le plan d'eau du Rhône, alors qu'en hiver son niveau s'élève sur certains tronçons au-dessus du niveau du Rhône ;
- dans les tronçons où le lit du Rhône est colmaté, le raccord de la nappe au plan du cours d'eau est brutal, il n'y a pas d'exhaussement progressif de la nappe lorsqu'on s'approche des berges.

Il en résulte que les oscillations du plan d'eau du Rhône sont généralement amorties en se transmettant sur la nappe, sauf pour de petites oscillations qui n'entraînent pas de déplacement d'eau dans la frange capillaire.

Par ailleurs, l'indépendance relative du Rhône et de la nappe dans un tronçon colmaté a été mise en évidence par l'observation sur une rive d'un abaissement de la nappe pendant le pompage sur l'autre rive.

En outre, les coefficients de perméabilité respectifs des différentes couches ont pu être déterminés, ce qui permettra le calcul des débits de fuite lors de l'établissement du projet d'exécution.

Enfin, par des mesures géoélectriques des eaux en présence, on a déterminé dans les pompages la proportion respective des eaux d'origines diverses. Ces mesures permettront au besoin d'estimer la quantité d'eau livrée par le Rhône à la nappe.

Les données qui précèdent permettent de préciser les précautions qu'il faudra prendre pour construire les retenues projetées. Il s'agira en effet simplement d'empêcher le plan d'eau de la nappe souterraine de monter au voisinage des digues surélevées et, éventuellement, de réalimenter la nappe dans le cas d'envasement progressif de la retenue (Yvorne).

Les essais de pompage, dont les puits filtrants disposés en file parallèle à la berge matérialisent en quelque sorte un contre-canal latéral, ont montré qu'il est possible de commander le niveau phréatique dans la plaine. La meilleure preuve en est donnée par un des essais dont le rayon d'action s'étend par-dessous le lit du Rhône sur la rive opposée. Nous avons estimé sommairement le débit de

fuite du Rhône surélevé par les retenues. Ce débit ne conduirait pas à des contre-canaux de dimensions inacceptables.

Nous ne voudrions pas manquer de souligner que le Bureau d'études de l'aménagement du Bas-Rhône, qui a assumé la charge financière d'essais très coûteux, contribue à servir l'intérêt général des populations riveraines et à l'avancement de l'hydrologie en nous autorisant à en publier les principaux résultats.

Il convient de l'en remercier ici.

La direction des essais était assumée par M. M. Urech, ingénieur auprès d'Electrowatt.

Le dispositif des pompages et le choix des sites ont été déterminés par H. B. de Cérenville, ingénieur-conseil, et J. Norbert, géologue.

Les puits filtrants et les pompages ont été exécutés par « Swissboring » en collaboration avec « Solexpert international », qui a mis son personnel et ses appareils à disposition pour les mesures au micromoulinet.

Les méthodes de mesures thermiques et électriques ont été mises au point et exécutées par « Géoconsult », Lausanne.

Le Bureau Rey-Bellet, à Saint-Maurice, a reporté les niveaux piézométriques sur les diagrammes au fur et à mesure des essais.

L'auteur de ces lignes s'est vu chargé de la supervision et de l'interprétation d'ensemble des campagnes de mesures et d'essais, tâche délicate qui lui a été facilitée par la parfaite collaboration des personnes et des organismes mentionnés ci-dessus.

Les conclusions auxquelles il a abouti quant à l'effet d'une surélévation du plan d'eau du Rhône sur la nappe souterraine figurent « in fine » dans l'exposé de M. Urech et M. Rescher [6], ce qui le dispense de les mentionner ici.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] F. SOEIRO : *Contribution à l'étude du mouvement de l'humidité dans les milieux poreux isothermes*.
- [2] Dr W. HERDER : *Über Erscheinungen und Veränderungen des Grundwassers in der Zone Wettingen-Baden nach dem Aufstau der Limatt*. Wasser und Energie Wirtschaft N° 11, 1965.
- [3] H. CAMBEFORT : *Contribution à l'étude du rabattement des nappes aquifères*.
- [4] H. CAMBEFORT : *L'alimentation des nappes d'eau par les rivières*.
- [5] J. G. FERRIS : *Cyclic fluctuations of water level as a basis for determining aquifer transmissibility*. Ass. Internat. d'Hydrologie. Sc. gén., Bruxelles, II, p. 148-155 (1951).
- [6] O. J. RESCHER et M. URECH : *Aménagement du Bas-Rhône. Contribution à l'étude de la nappe phréatique*. Bulletin technique de la Suisse romande, n° 17, 22 août 1970.
- [7] *Etude géothermique et géoélectrique dans les sondages sur la rive gauche du Rhône en aval d'Illarsaz*, 7 octobre 1963. « Géoconsult » (document interne non publié).
- [8] *Rapport sur une campagne de mesures géophysiques effectuées dans les forages de Port-Valais*, 5 décembre 1969. « Géoconsult » (document interne non publié).
- [9] A. MORNOD, hydrologue : *Carte des caractéristiques chimiques de la nappe phréatique du Rhône*, établie pour le Bureau de l'autoroute N 3 (document non publié).
- [10] *Mesure des vitesses d'écoulement dans les puits A¹, etc.* « Solexpert International », 13 octobre 1965 (document interne non publié).
- [11] J. NORBERT, géologue : *Aménagement du Bas-Rhône. Essais de pompage Yvorne et Noville*. Géologie, décembre 1965 (document interne).
- [12] CASTANY : *Traité des eaux souterraines*. Ed. Dunod.

Adresse de l'auteur :

J.-C. Ott, ingénieur-conseil,
Chemin Rieu 13, 1208 Genève.

BEWEGUNG NICHTMISCHBARER FLUESSIGKEITEN IN HOMOGENEN BOEDEN

Von Prof. Dr. Th. Dracos

Der Schutz und die Bewirtschaftung der verfügbaren Wasserreserven ist eine der wichtigsten Aufgaben unserer Zeit. Diese Aufgabe kann nicht auf dem Wege der Verbote gelöst werden. Sie sollte vielmehr die Ingenieure und Geologen herausfordern, ihre Kenntnisse in den entsprechenden Gebieten zu erweitern und Lösungen zu suchen, die eine Intensivierung der Nutzung der Wasserreserven bei gleichzeitiger Reduktion der Verunreinigungsgefahren gestatten. Dies gilt im besonderen Masse für das Grundwasser.

In einem gebirgigen Land wie die Schweiz sind die Grundwasservorkommen beschränkt und fallen meistens mit den dicht besiedelten Gebieten zusammen.

Die rasche wirtschaftliche Entwicklung führt ihrerseits zu einer ständigen Zunahme des Verbrauches von Erdölprodukten. Bei der Verarbeitung, der Lagerung, dem Transport und dem Umschlag dieser Produkte ist es nicht zu vermeiden, dass sich Unfälle ereignen, bei welchem das Grundwasser in Mitleidenschaft gezogen wird. Es ist deswegen notwendig, geeignete Schutz- und wirksame Sanierungsmethoden zu entwickeln, um die Schäden auf ein tragbares Minimum zu reduzieren. Dazu ist die Erweiterung des Kenntnisses über die Bewegung der nichtmischbaren Flüssigkeiten, Wasser und Öl in Böden unerlässlich.

An der Berührungsfläche von zwei nichtmischbaren Flüssigkeiten entsteht eine "Grenzflächenspannung" σ . Die Benetzungsfähigkeit der Oberfläche eines festen Körpers durch eine Flüssigkeit führt ihrerseits zur Bildung der Menisken. Die Grenzflächenspannung hat in Zusammenhang mit der Krümmung der Grenzfläche, die durch die Meniskusbildung entsteht, den Anstieg der benetzenden Flüssigkeit in Kapillarröhren zur Folge. (Fig. 1)

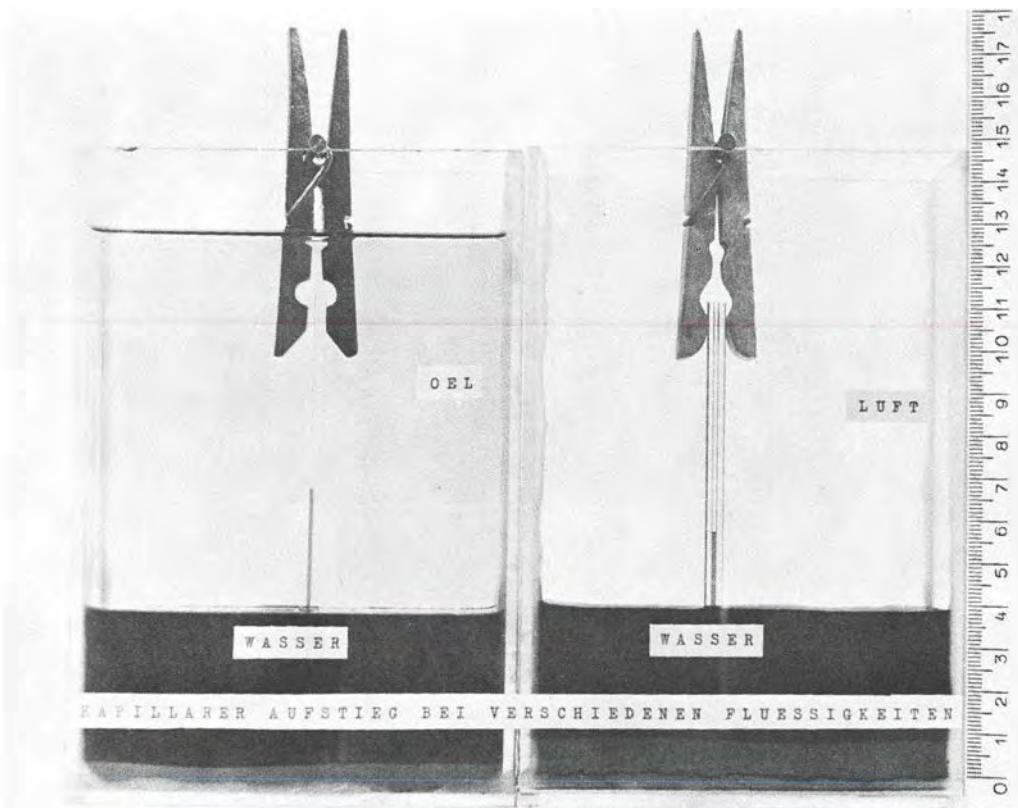


Fig. 1.— Ansteigen der benetzenden Flüssigkeit in Kapillarröhren

In den meisten natürlichen Bodenarten ist das Wasser die benetzende Flüssigkeit sowohl gegenüber des Lufts als auch gegenüber dem Öl. In den Kapillaren Porengängen entsteht im Gleichgewichtszustand an den Menisken, die sich an den Kontaktstellen von Wasser mit Luft oder Öl bilden, eine Druckdifferenz. $\Delta p = p_c$, der "Kapillardruck". Diese Druckdifferenz ist proportional zur Grenzflächenspannung und umgekehrt proportional zum Krümmungsradius des Meniskus resp. zum Durchmesser der Pore. Der Druck ist auf der Seite der benetzenden Flüssigkeit, hier des Wassers um p_c kleiner als auf der Seite der nichtbenetzenden Flüssigkeit, d.h. der Luft oder des Öls. Um das Wasser aus einer Pore durch Luft oder Öl zu verdrängen, muss der Druck auf der Luft- resp. Oelseite um mindestens p_c grösser sein als auf der Wassersseite. Dabei ist der Kapillardruck p_c an der engsten Stelle der Pore massgebend. Dieser Druck kann je nach Kornzusammensetzung und Lagerungsdichte des Bodens beträchtlich werden.

Schon diese einfache Feststellung gestattet einige wichtige Aussagen über das Verhalten des Öls in wasserführenden Bodenschichten zu machen. Eine unmittelbare Folge des Kapillardruckes ist, dass sich das Öl in den groben Poren ansammelt und bewegt. Die Migration des Öls aus den feineren in die gröberen Poren kann auch gegen die Wirkung der Gravitationskräfte erfolgen, wie aus den Ergebnissen eines in der Fig. 2 festgehaltenen Experiments hervorgeht. Das leichtere Öl dringt nämlich im groben Material weit unter den Wasserspiegel.

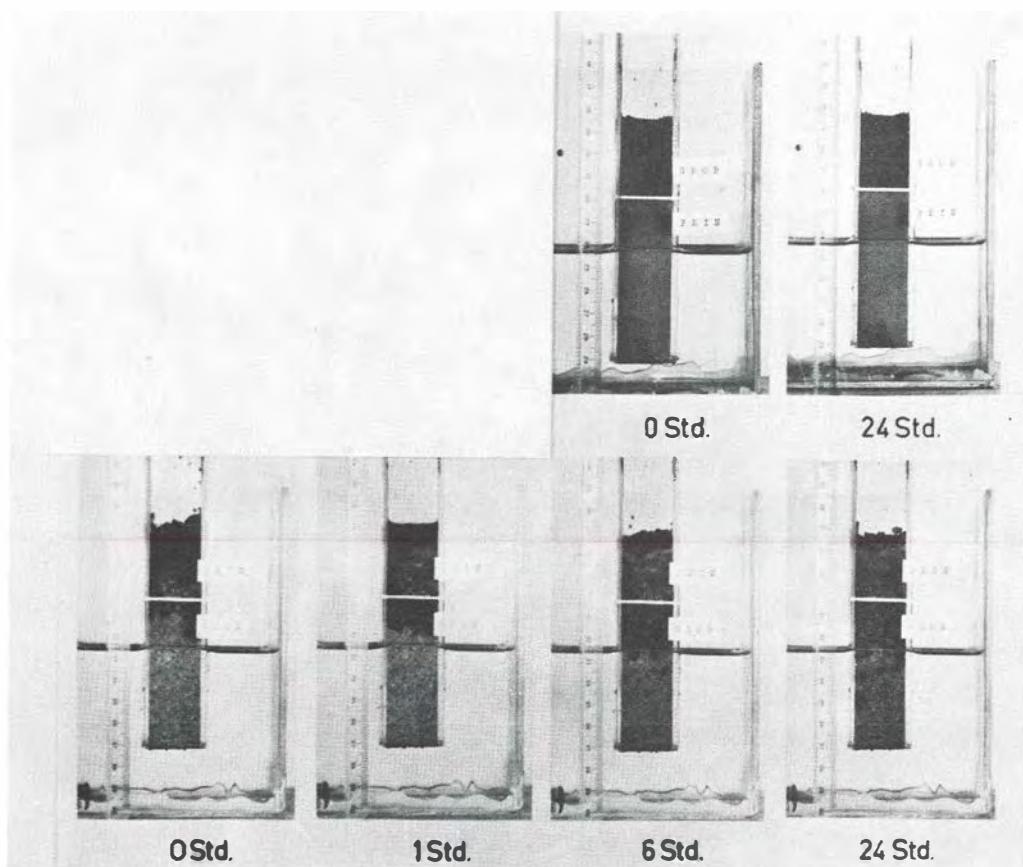


Fig. 2. – Einfluss des Kapillardruckes. Migration des Öls aus der feinen ölgesättigten in die darunter liegende grobe wassergesättigte Schicht.

Dieses Verhalten des Oels kann zur Verhinderung seiner Ausbreitung genutzt werden. Es genügt das Areal, innerhalb welchem die Verunreinigung begrenzt werden soll, durch eine Schürze zu umgeben, die einen genügenden kapillaren Kontrast gegenüber dem anstehenden Boden aufweist. Dabei stehen grundsätzlich zwei Möglichkeiten offen. Man kann entweder eine wenig durchlässige Schürze erstellen (Fig. 3),

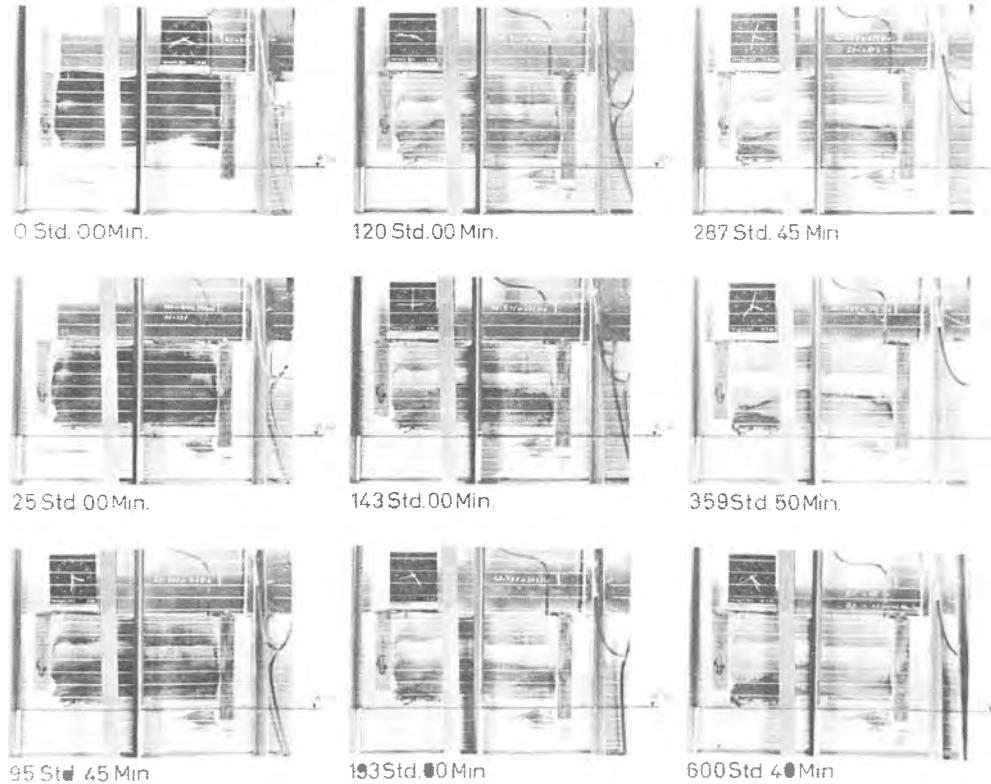


Fig. 3.— Verhinderung der Oelausbreitung durch wenig durchlässige Schürzen (Beton).

was bei relativ durchlässigen Böden zu empfehlen ist, oder "wenn möglich" eine sehr starck durchlässige Schürze vorsehen, wenn der anstehende Boden homogen und feinkörnig ist. (Fig. 4)

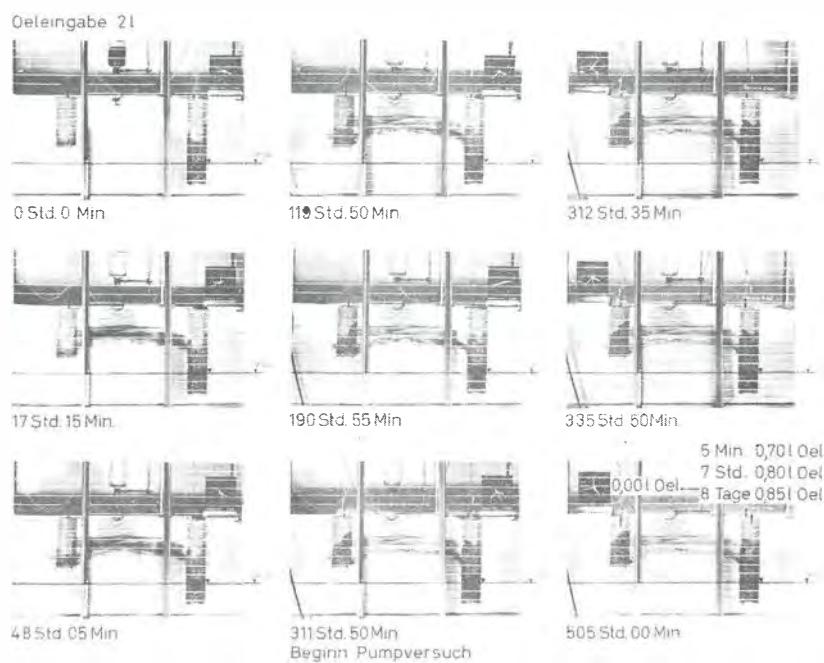


Fig. 4.— Verhinderung der Oelausbreitung durch stark durchlässige Schürzen.

Beide Schürzenarten müssen genügend tief unter den tiefsten Grundwasserspiegel reichen. Beim Bau von wenig durchlässigen resp. undurchlässigen Schürzen ist zusätzlich darauf zu achten, dass das Material, aus dem die Schürze erstellt wird, hydrophil und nicht oleophil ist. Andernfalls bietet auch eine absolut dichte Wand keinen Schutz gegen die Oelausbreitung. Dies geht eindeutig aus dem Ergebnis des in der Fig. 5 angegebenen Versuches hervor.

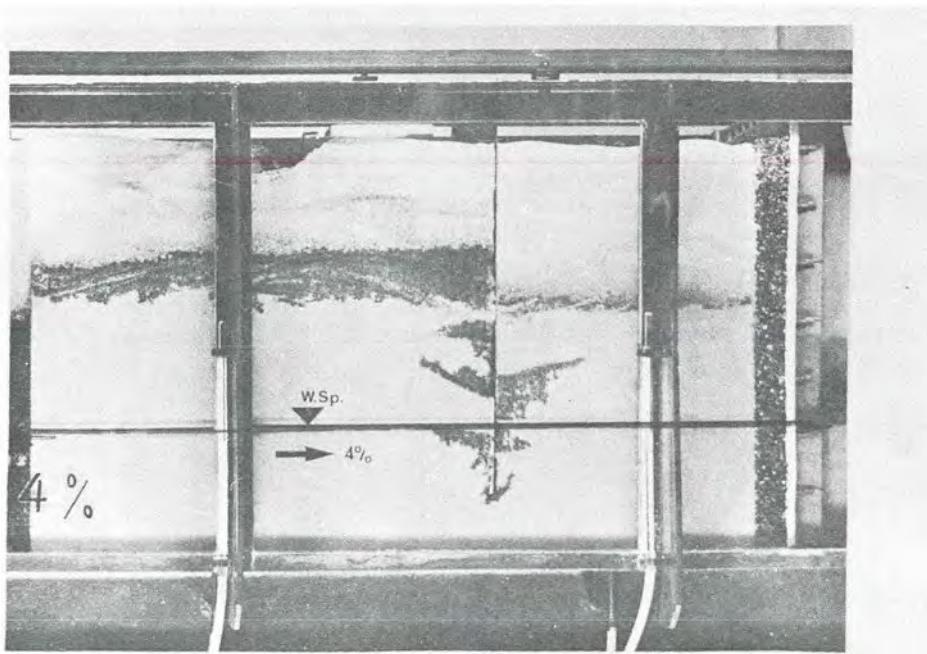


Fig. 5.— Versagen einer oleophilen undurchlässigen Schürze.

Der Kapillardruck spielt auch bei der Strömung nichtmischbarer Flüssigkeiten in Böden eine bedeutende Rolle. Das Gesetz von Darcy und die Kontinuitätsgleichung können bei geeigneter Umformung auf jede einzelne Flüssigkeit angewandt werden und ergeben:
für das Wasser:

$$q_w = -k \left(\frac{k_{r,w}}{\mu_w} \right) \operatorname{grad} (p'_w + \gamma_w z) \quad \dots \quad (1)$$

$$n \frac{\partial s_w}{\partial t} + \operatorname{div} q_w = 0 \quad \dots \quad (2)$$

und für das Öl:

$$q_o = -k \left(\frac{k_{r,o}}{\mu_o} \right) \operatorname{grad} (p'_o + \gamma_o z) \quad \dots \quad (3)$$

$$n \frac{\partial s_o}{\partial t} + \operatorname{div} q_o = 0 \quad \dots \quad (4)$$

An den Grenzflächen zwischen den einzelnen Flüssigkeiten gelten die Bedingungen:

$$\text{Wasser-Luft Grenzflächen: } p'_w = p_w - p_{c,wa} \quad \dots \quad (5a)$$

$$\text{Wasser-Oel Grenzflächen: } p'_w = p_w + p'_o - p_{c,wo} \quad \dots \quad (5b)$$

$$\text{Oel-Luft Grenzflächen: } p'_o = p_o - p_{c,oa} \quad \dots \quad (6)$$

Die Sättigungsbilanz ergibt:

$$s_w + s_o + s_a = 1 \quad \dots \quad (7)$$

Darin bedeuten:

$$q \text{ den spezifischen Durchfluss, } k \text{ die absolute Durchlässigkeit } k = \frac{\mu k_{\text{Darcy}}}{\gamma}, \text{ } k_r = k_r(s)$$

relative Durchlässigkeit in Funktion der Sättigung s und n die Porosität. Die Indizes entsprechen den Flüssigkeiten, w für Wasser, o für Öl und a für Luft. Der Kapillardruck p_c in den einzelnen Poren ist unbekannt. Statistisch gesehen besteht aber ein Zusammenhang zwischen Sättigung und Kapillardruck, gegeben durch die Beziehung:

$$p_c = G \sqrt{\frac{n}{k} J(s)} \quad \dots \quad (8)$$

$J(s)$ ist die Leverett-Funktion. Sie ist für Sande eine Universalfunktion und weist im Sättigungs-Drainage-Zyklus eine Hysteresis auf. (Fig. 6)

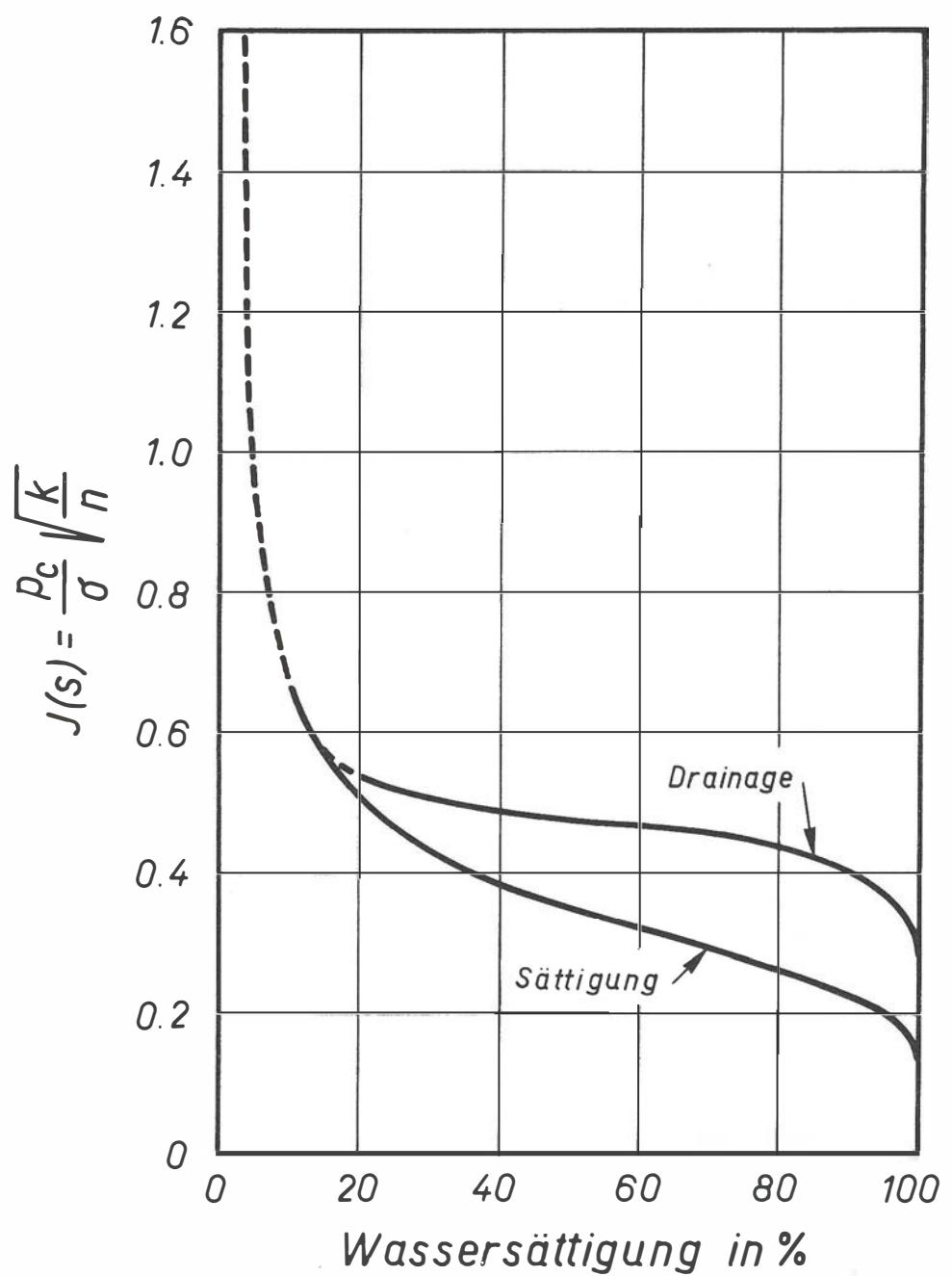


Fig. 6.— Leverett Funktion $J(s)$.

Die Gleichungen (1) bis (2) beschreiben die Bewegung nichtmischbarer Flüssigkeiten in Böden. Sie sind in der hier angegebenen Form ohne wesentliche Vereinfachung unlösbar.

Geeignete Vereinfachungen können erst eingeführt werden, wenn man durch experimentelle Untersuchungen einen besseren Einblick in die Vorgänge gewonnen hat. Mit Hilfe der genannten Gleichungen kann man aber einige Schlüsse über die wichtigsten Parameter, die die Bewegung beeinflussen, ziehen und die Versuchsergebnisse besser interpretieren.

Eine der wichtigsten Feststellungen ist, dass die Ergiebigkeit q proportional zur relativen Durchlässigkeit k_r ist. Letztere nimmt, wie zahlreiche Bestimmungen ergaben (Fig. 7) mit abnehmender Sättigung rasch ab und wird gleich Null bevor die Sättigung der betreffenden Flüssigkeit auf Null abgesunken ist.

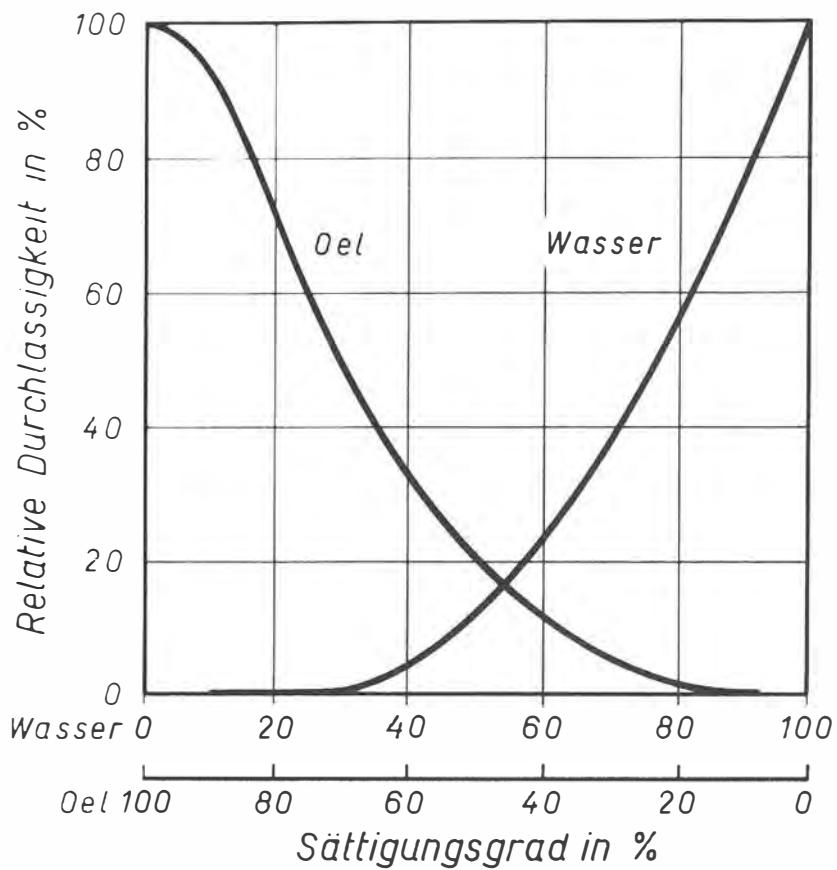


Fig. 7.— Relative Durchlässigkeit k_r in Funktion der Sättigung für Wasser und Oel.

Das bedeutet, dass die Ausbreitungsgeschwindigkeit einer Flüssigkeit mit abnehmender Sättigung abnimmt und bei einer bestimmten Sättigung zu Null wird. Die Ausbreitung einer begrenzten Oelmenge ist demnach auch begrenzt, was durch Versuche bestätigt wurde (Fig. 8).

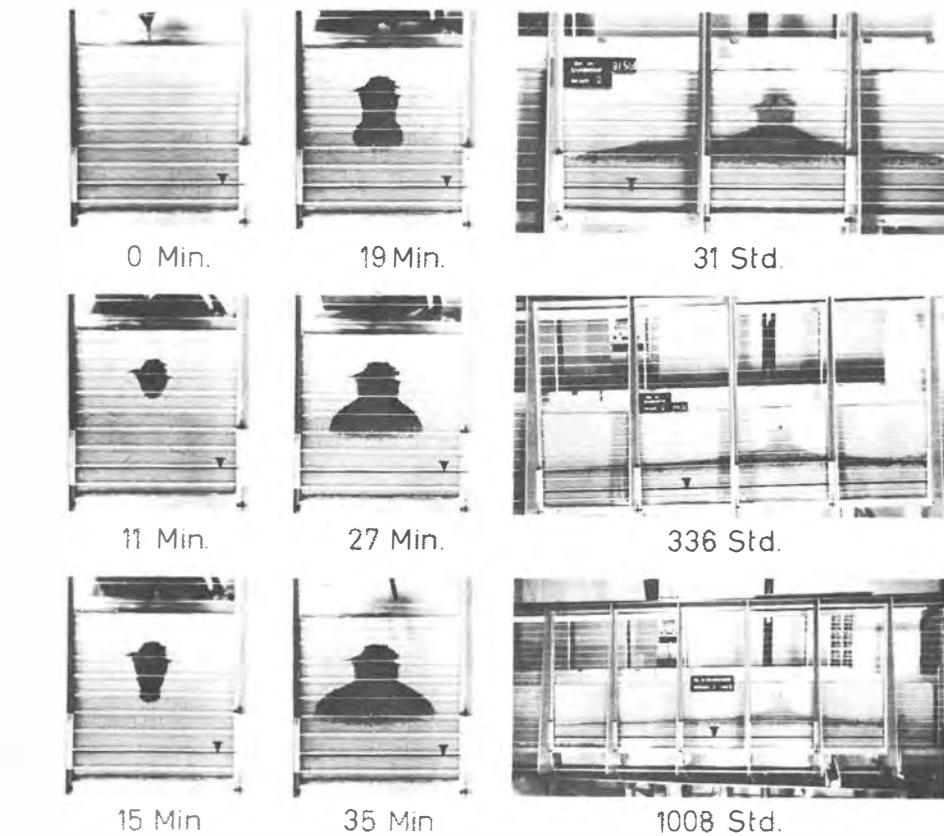


Fig. 8.— Oelinfiltration oberhalb des Kapillarsaumes und anschliessend Ausbreitung des Oels innerhalb des Kapillarsaumes.

Aus diesem Experiment wird auch die Wirkung des Kapillardruckes, der durch die Grenzflächenbeziehungen (5a), (5b) und (6) berücksichtigt wird, klar ersichtlich. Das in den Boden infiltrierende Oel bewegt sich im offenen Kapillarbereich vertikal nach unten. Diese Bewegung hört auf, sobald die Wassersättigung zu gross wird und die Luft nur noch "insular" vorkommt. Ein weiteres Eindringen des Oels ist in dem Fall nur möglich, wenn Wasser aus den Poren verdrängt wird. Dazu ist aber ein Ueberdruck auf der Oelseite notwendig, der dem Drainage-Kurvenast der Leverett-Funktion entspricht und der beträchtlich sein kann. Bevor der Ueberdruck das notwendige Mass erreicht, setzt die horizontale Ausbreitung bereits ein. Solange die Oelmenge nicht zu gross ist, beginnt dadurch ein druckabbau. Unter diesen Umständen ist es verständlich, dass das Oel in den Versuchen nie bis zum Grundwasserspiegel eingedrungen ist. Es ist zu erwarten, dass auch unter natürlichen Bedingungen dies der Fall sein wird. Die Ausbreitung des Oels erfolgt innerhalb des Kapillarsaumes und oberhalb des Grundwasserspiegels. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit nimmt nach Abbruch der Oeleingabe rasch ab und das Oel kommt schliesslich zum Stillstand.

Die Ergebnisse der Versuche, die mit den theoretischen Ueberlegungen gut übereinstimmen, sind sehr ermutigend, haben aber auch ihre unangenehmen Aspekte. Oel, das sich im Boden nicht mehr ausbreitet, kann auch nicht mehr aus dem Boden entfernt werden, es sei denn, man würde den verunreinigten Boden entfernen. Durch die üblichen Sanierungsmaßnahmen, z.B. durch Brunnen oder Drainage, kann nur das Oel entfernt werden, das im Boden mobil ist. Es bleibt also immer eine wenn auch begrenzte Verunreinigung zurück, die unter Umständen durch lösliche Bestandteile den Geschmack und Geruch des Grundwassers in grösserem Umkreis und auf Jahre hinaus beeinträchtigen kann.

Die Grundwasservorkommen im Oberen Muschelkalk des Kantons Basellandschaft *

Dr. HANSJÖRG SCHMASSMANN, Liestal

W. 212

Im Tafel- und im Faltenjura des Kantons Basellandschaft entspringen mengenmässig bedeutende Quellen vor allem aus den beiden mächtigen Kalkstein-Serien des Hauptmuschelkalks und des Hauptrogensteins. Diese beiden Schichtenfolgen waren deshalb am ehesten zu Versuchen prädestiniert, Grundwasser nicht nur, wie bisher üblich, in eiszeitlichen und nacheiszeitlichen Schotter-Ablagerungen sondern auch im triassischen und jurassischen Felsuntergrund zu erschliessen.

Die bisherigen Untersuchungen ergaben, dass dazu der zur mittleren Trias gehörende Hauptmuschelkalk wesentlich bessere Erfolgsaussichten bietet als der zur mittleren Jura-Formation gehörende Hauptrogenstein. Bei drei 35—100 m tiefen Bohrungen, wovon zwei im Faltenjura bei Waldenburg und eine im Tafeljura bei Zunzgen (Dietertal), trafen wir zwar im Hauptrogenstein Grundwasser an. Die mögliche Grundwasserentnahme betrug jedoch in jeder der drei Bohrungen weniger als einen Liter pro Sekunde. Im Gegensatz dazu waren die bisher 25 Bohrungen im Hauptmuschelkalk, aus denen Pumpversuche ausgeführt worden sind, insofern erfolgreich, als aus jeder mindestens 5—10 l/s, aus zahlreichen mehr als 100 l/s und aus einer sogar 500 l/s Grundwasser gefördert werden konnten [3, 4, 6].

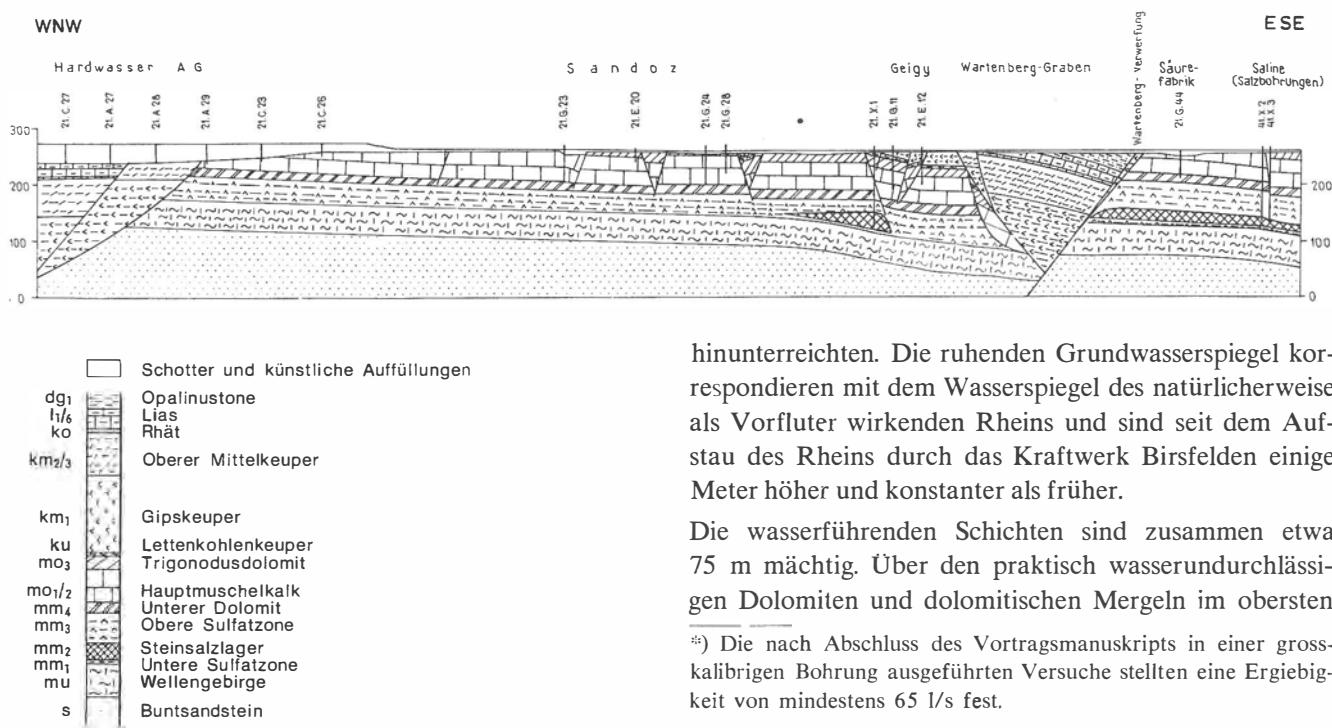
Wenn in ländlichen Gebieten bedeutende Vorkommen von Schotter-Grundwasser fehlen und alle Quellen bereits gefasst sind, kann auch eine bisher unbekannte Nutzungsreserve von 5—20 l/s die Situation entscheidend verbessern. So war es im Gebiet von Buus, im nördlichen

Baselbieter Tafeljura, erst möglich, eine rund 2800 Personen versorgende Gruppenwasserversorgung zu erstellen, als deren Belieferung durch eine im Hauptmuschelkalk rund 20 l/s Grundwasser erschliessende Bohrung hatte sichergestellt werden können.

Auch in einer Synklinale des Faltenjuras haben die noch laufenden Untersuchungen bei Oberdorf bisher ergeben, dass aus einer 140 m tiefen Bohrung mit einem Durchmesser von nur 200 mm, die unter den undurchlässigen Deckschichten den Hauptmuschelkalk erschloss, bei einer nur etwa 10 % der gesamten Druckwassersäule entsprechenden Absenkung 13,5 l/s Grundwasser gefördert werden können*).

Die ergiebigsten Muschelkalk-Grundwässer sind im Rheintal bei Schweizerhalle erschlossen worden. Der Hauptmuschelkalk findet sich hier in den hochgelegenen Gebirgsschollen (Horsten) beidseitig einer abgesunkenen Scholle, dem Wartenberg-Graben (Fig. 1). Die hochgelegenen Schollen sind zwar durch kleinere Verwerfungen zerbrochen, enthalten aber zusammenhängende Grundwasservorkommen. Die Erschliessung mit 60—100 m tiefen Bohrungen wurde im Jahre 1954 begonnen und seither im Westen durch die Geigy-Werke Schweizerhalle AG [4] sowie die Sandoz AG und im Osten durch die Säurefabrik Schweizerhall fortgesetzt. Bereits vorher war das Muschelkalk-Grundwasser seit 1940 im Westen durch einen (Nr. 20) und im Osten durch zwei flache Brunnen erschlossen worden, die jedoch nicht mehr als etwa 10 m unter den seinerzeitigen Grundwasserspiegel

Fig. 1 Geologisches Profil zwischen Hardwald und Schweizerhalle.



hinunterreichten. Die ruhenden Grundwasserspiegel korrespondieren mit dem Wasserspiegel des natürlicherweise als Vorfluter wirkenden Rheins und sind seit dem Aufstau des Rheins durch das Kraftwerk Birsfelden einige Meter höher und konstanter als früher.

Die wasserführenden Schichten sind zusammen etwa 75 m mächtig. Über den praktisch wasserundurchlässigen Dolomiten und dolomitischen Mergeln im obersten

* Die nach Abschluss des Vortragsmanuskripts in einer grosskalibrigen Bohrung ausgeführten Versuche stellten eine Ergiebigkeit von mindestens 65 l/s fest.

Teil des Mittleren Muschelkalks (mm) bildet der etwa 50 m mächtige Hauptmuschelkalk (mo_{1-2}) die zur Hauptsache das Grundwasser führende Schichtenfolge. Darüber folgt der mit dem Hauptmuschelkalk (mo_{1-2}) zum Oberen Muschelkalk (mo) zusammengefasste, rund 20 m mächtige Trigonodusdolomit (mo_3). Er ist vorwiegend schlecht wasser durchlässig, führt aber in löchriger korrodierten Horizonten ebenfalls Grundwasser. Poröse Zellendolomite in dem rund 5 m mächtigen, aus Dolomiten und Tonen aufgebauten Unteren Keuper (ku, Lettenkohlen-Keuper) bilden den obersten wasserführenden Horizont. Im Hangenden folgen die gipsführenden Mergel des Mittleren Keupers (km), welche praktisch wasserundurchlässig sind. So war es in diesen Mergeln bei einer Bohrstelle (12) möglich, einen Schacht mit einem Durchmesser von 2,00 m ohne nennenswerte Wasserhaltung bis auf ein Niveau vorzutreiben, das rund 15 m unter dem Druckwasserspiegel des tiefer erbohrten Oberen Muschelkalks liegt. Im Schacht konnten dann später die Pumpen eingesetzt werden, welche notwendig waren, um das aus der Bohrung von nur 440 mm Durchmesser aufstossende Wasser in einer Menge von 500 l/s zu fördern. Die Ergiebigkeit der einzelnen Bohrbrunnen ist in ein und derselben Gebirgsscholle sehr unterschiedlich. Sie hängt offensichtlich nicht von der Gesamtergiebigkeit des in einer Gebirgsscholle zusammenhängenden Grundwasservorkommens, sondern von der örtlich sehr unterschiedlichen Klüftigkeit und Verkarstung der Kalke und Dolomite ab [6].

Die Beobachtung der Absenkungen, die infolge einer Grundwasserförderung ausserhalb der Entnahmestellen entstehen, zeigte aber, dass die mittlere Durchlässigkeit auf grössere Distanzen ziemlich gleichmässig ist. Im Gebiet der Gebirgsscholle westlich des Wartenberg-Grabens stand bei einigen mehrwöchigen Pumpversuchen eine grosse Zahl von Entnahmestellen und Beobachtungsstellen zur Verfügung (Fig. 2). In Entfernung zwischen 50 und 500 m von den Entnahmestellen ergab sich zwischen der Entnahmemenge q (m^3/s), der Di-

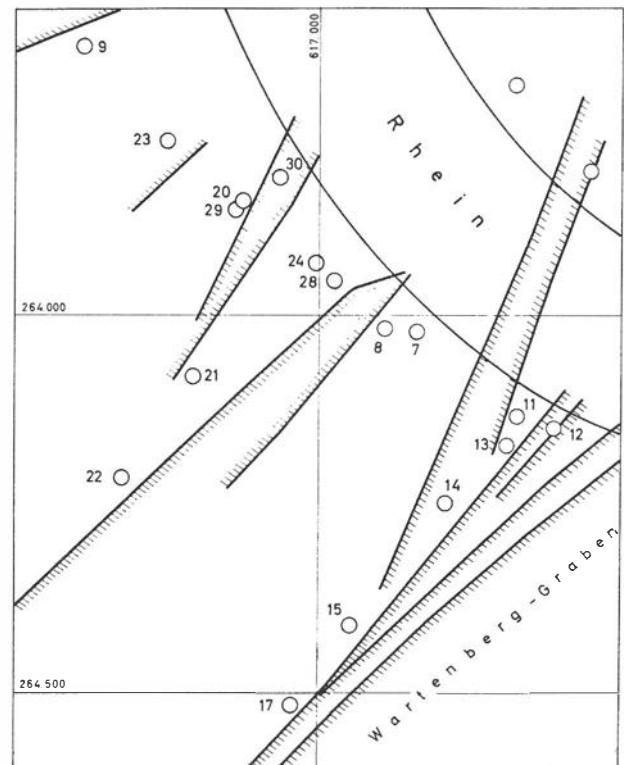


Fig. 2 Muschelkalk-Grundwasser Schweizerhalle-West. Situation der Entnahmestellen und Beobachtungsstellen und der Verwerfungen.

stanz x (m) und der Grundwasserspiegelabsenkung s (m) statistisch folgende Beziehung:

$$s = q \cdot (18 - 5,8 \lg x)$$

oder

$$\frac{s}{q} = 18 - 5,8 \lg x$$

Auf Fig. 3 ist diese Beziehung in einem halblogarithmischen Diagramm dargestellt und mit den bei einem Einzelpumpversuch ausserhalb des Entnahmestellenbereichs tatsächlich beobachteten Absenkungen verglichen. Im Diagramm sind ferner in der dem Bohrradius r gleichgesetzten Distanz x die Absenkungen eingetragen, welche in

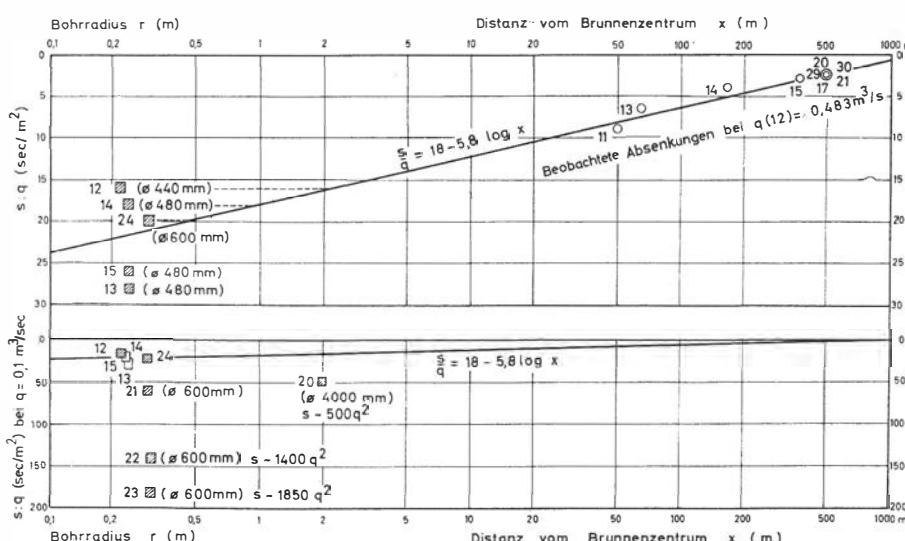


Fig. 3 Muschelkalk-Grundwasser Schweizerhalle-West. Absenkungen in den und ausserhalb der Entnahmestellen.

den Entnahmestellen selbst infolge der Entnahme q entstehen.

In 6 der 9 berücksichtigten Entnahmestellen (12, 14, 24, 15, 13, 21) besteht wie außerhalb der Brunnen statistisch eine lineare Abhängigkeit der Absenkungen s von den Entnahmemengen q . Im einen Brunnen (12) ist diese Abhängigkeit bis zu einer Entnahme von $q = 0,500 \text{ m}^3/\text{s}$ belegt. In 3 Brunnen (20, 22, 23), deren Ergiebigkeit verhältnismässig gering ist, wachsen dagegen die Absenkungen s näherungsweise proportional zum Quadrat der Entnahmemengen q . In den 9 Brunnen variiert die vergleichsweise einheitlich für eine Entnahme von $q = 0,1 \text{ m}^3/\text{s}$ berechneten Absenkungen s zwischen 1,6 m und 18,5 m. In den 3 ergiebigsten Brunnen (12, 14, 24), deren Bohrradius 0,22—0,30 m beträgt, sind die Absenkungen sogar kleiner, als sie nach der Beziehung $s = q$ (18—5,8 lg x) entstehen. Die beobachteten Absenkungen wären nach dieser Beziehung erst in Brunnen mit einem Bohrradius von etwa 0,5—2,0 m zu erwarten. Die auf grössere Distanzen mittlere Durchlässigkeit der wasserführenden Schichten wird also bei diesen Brunnen örtlich übertrroffen.

Wir müssen annehmen, dass das Verhältnis zwischen der Absenkung s und der Entnahmemenge q außer durch die örtlich variierende Klüftigkeit und Verkarstung auch durch die Bauart der einzelnen Brunnen, vor allem durch den Bohrdurchmesser, durch die erbohrte Grundwassermächtigkeit und durch die Länge der eingesetzten Filterrohre beeinflusst wird. Doch übt die Bauart nicht den entscheidenden Einfluss aus. Denn derjenige Brunnen (12), welcher den kleinsten Bohrdurchmesser (440 mm) hat und unter allen Bohrbrunnen mit nur 16 m am wenigsten in den Hauptmuschelkalk vorgetrieben worden ist, hat trotz dieser ungünstigen Bauart das kleinste Verhältnis zwischen Absenkung und Entnahmemenge und damit die grösste Einheitsergiebigkeit. In einem nur 65 m entfernten Brunnen (13), der fast die gesamte Mächtigkeit des Hauptmuschelkalks erschliesst, ist die Absenkung bei gleicher Wasserentnahme dagegen 1,75 mal grösser (Fig. 4).

Beidseitig des Wartenberg-Grabens wurden in der Regel die grössten Ergiebigkeiten in der Nähe der den Graben begleitenden grossen Verwerfungen erzielt, d. h. dort, wo das Gebirge am stärksten tektonisch zerrüttet ist und dadurch auch am ehesten für eine Verkarstung prädestiniert war. In der Gebirgsscholle östlich des Wartenberg-Grabens (Fig. 1) konnten z. B. aus einer rund 300 m von der Hauptverwerfung entfernten, in der ungestörten Schichtplatte abgeteuften Bohrung bei einer Absenkung des Grundwasserspiegels um mehr als 50 m nur 20 l/s gefördert werden. Rund 30—40 m von der Hauptverwerfung entfernt war es dagegen möglich, in der durch Begleitstörungen zerbrochenen Zone derselben Gebirgsscholle aus einem Bohrbrunnen bei 37 m Absenkung rund 60 l/s und aus einem anderen Brunnen bei nur 2,3 m Absenkung sogar 145 l/s zu fördern.

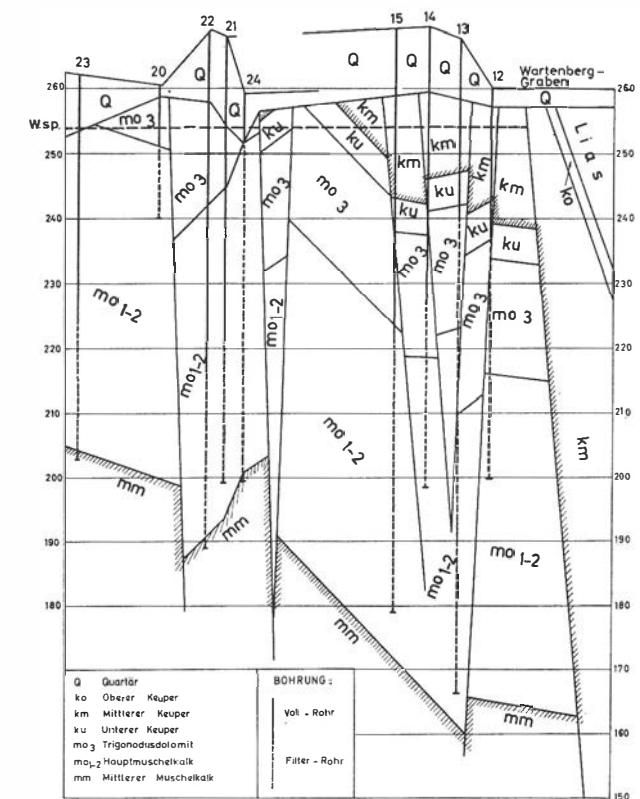


Fig. 4 Muschelkalk-Grundwasser Schweizerhalle-West. Tektonische Lage der Brunnen. Schematischer Schnitt 10mal überhöht.

Auch in der Gebirgsscholle westlich des Wartenberg-Grabens (Fig. 4) haben alle Brunnen (11, 12, 13, 14, 15) die in der die Hauptverwerfung begleitenden, tektonisch stark zerbrochenen Zone erbohrt worden sind, durchwegs grosse Ergiebigkeiten. In grösserer Entfernung von

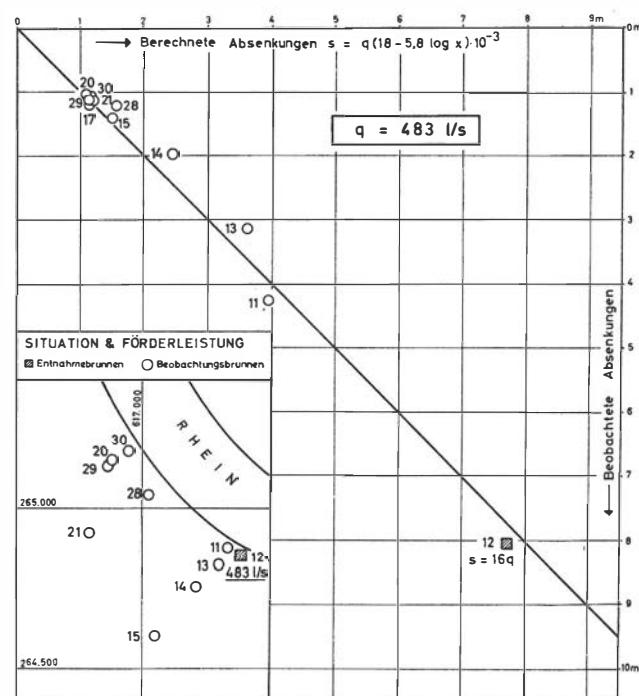


Fig. 5 Muschelkalk-Grundwasser Schweizerhalle-West. Beobachtete und berechnete Absenkungen am 30. 6. 64.

der Hauptverwerfung zeigt dagegen die Ergiebigkeit grössere Schwankungen und ist in drei Bohrbrunnen (21, 22, 23) geringer.

Ausserhalb der Entnahmestellen folgen die Absenkungen jedoch im Bereich der ganzen Gebirgsscholle statistisch der Beziehung $s = q \cdot (18 - 5,8 \lg x)$.

Die nach dieser Formel berechneten und die tatsächlich beobachteten Absenkungen sind auf Fig. 5 für eine Entnahme von 483 l/s aus einem einzigen Brunnen (12) miteinander verglichen.

Beim simultanen Betrieb aus mehreren Brunnern können die Absenkungen summiert werden, welche nach der erwähnten Beziehung infolge jeder Einzelentnahme theoretisch in einem Beobachtungsbrunnen entstehen. Bei einem Entnahmestellen muss die Absenkung dazu gezählt werden, die sich infolge der aus ihm selbst vorgenommenen Entnahme nach den spezifischen empirischen Beziehungen ergibt.

Auf Fig. 6 sind die Absenkungen miteinander verglichen, die bei einer Förderung von zusammen 1081 l/s aus 6 Brunnern beobachtet und die für diese Entnahmen nach dem erwähnten Verfahren theoretisch ermittelt worden sind. Bei dem auf Fig. 7 dargestellten Zustand kam in derselben Gebirgsscholle und damit im selben zusammenhängenden Grundwasservorkommen der Betrieb von zwei Brunnern auf der rechten Seite des Rheins dazu, während auf der linken Seite des Rheins die vorhandenen Entnahmestellen in anderen Kombinationen betrieben wurden. Wiederum zeigte sich eine statistisch gute Übereinstimmung der tatsächlich beobachteten und der nach früheren theoretischen Beziehungen berechneten Grundwasserspiegelabsenkungen.

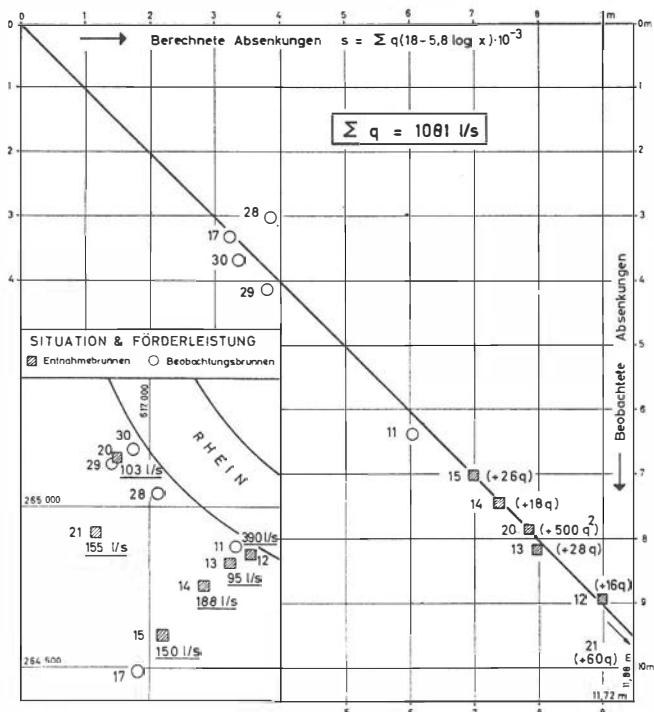


Fig. 6 Muschelkalk-Grundwasser Schweizerhalle-West. Beobachtete und berechnete Absenkungen am 21. 7. 64.

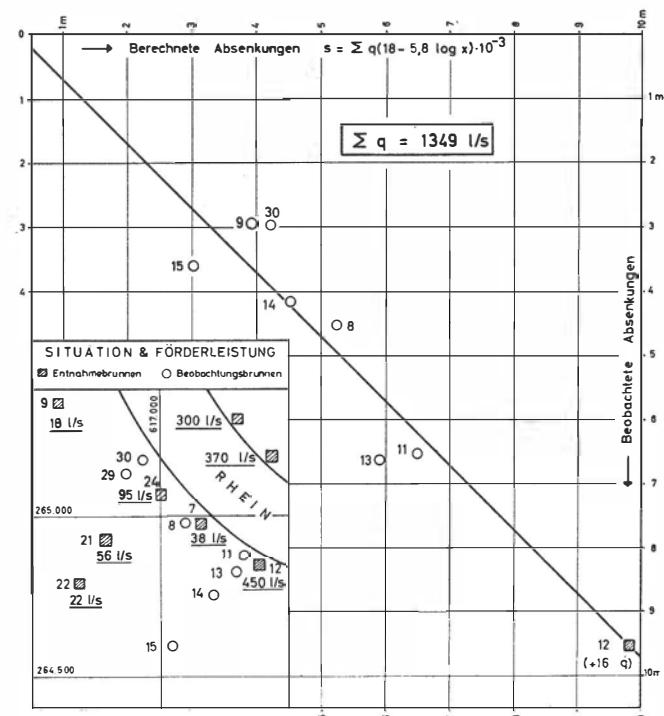


Fig. 7 Muschelkalk-Grundwasser Schweizerhalle-West. Beobachtete und berechnete Absenkungen am 8. 9. 67.
Beziehung zwischen Entnahmemenge q , Distanz x und Absenkung s im Muschelkalk-Grundwasser von Schweizerhalle-West und nach Dupuit-Thiem.

Beziehung zwischen Entnahmemenge q , Distanz x und Absenkung s im Muschelkalk-Grundwasser von Schweizerhalle-West und nach Dupuit-Thiem

Dupuit-Thiem

gespannter Spiegel

$$q = \frac{\pi \cdot k_f \cdot 2 \cdot M \cdot (s_1 - s_2)}{\ln x_2 - \ln x_1} = \frac{k_f \cdot M \cdot (s_1 - s_2)}{0,366 \cdot (\lg x_2 - \lg x_1)}$$

freier Spiegel
($H - h = s = \text{klein}$)

$$q = \frac{\pi \cdot k_f \cdot (h_2 + h_1) \cdot (s_1 - s_2)}{\ln x_2 - \ln x_1} \approx \frac{k_f \cdot H \cdot (s_1 - s_2)}{0,366 \cdot (\lg x_2 - \lg x_1)}$$

$$\begin{aligned} x_1 &= x, s_1 = s \\ x_2 &= R, s_2 = 0 \end{aligned}$$

gespannter Spiegel

$$s = q \cdot \left(\frac{0,366}{k_f \cdot M} \lg R - \frac{0,366}{k_f \cdot M} \cdot \lg x \right)$$

freier Spiegel

$$s \approx q \cdot \left(\frac{0,366}{k_f \cdot H} \lg R - \frac{0,366}{k_f \cdot H} \cdot \lg x \right)$$

Schweizerhalle-West

$$s = q \cdot (18 - 5,8 \cdot \lg x)$$

Durchlässigkeitsebwert

Schweizerhalle-West

$$k_f = \frac{0,366}{5,8 \cdot M} = \frac{0,366}{5,8 \cdot 50} = 1,3 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

Bei gespanntem Spiegel entspricht die statistisch gefundene Beziehung zwischen der Entnahmemenge q , der Distanz x und der Absenkung s der bekannten Formel von Dupuit-Thiem. Dies trifft näherungsweise auch bei dem im Nordwesten des untersuchten Gebietes freien Grundwasserspiegel zu, wenn, wie dort, die Absenkung s im Vergleich zur gesamten Grundwassermächtigkeit H verhältnismässig klein ist. Im klüftigen und verkarsteten Muschelkalk von Schweizerhalle-West folgt somit die durch die Entnahme erzeugte Absenkung wie in feinporenigen Grundwasserleitern dem Darcyschen Filtergesetz. Wenn wir nur den zur Hauptsache das Grundwasser führenden, rund 50 m mächtigen Hauptmuschelkalk in Betracht ziehen, ergibt sich ein Durchlässigkeitssbeiwert von $k_f = 1,3 \cdot 10^{-3}$ m/s. Die mittlere Durchlässigkeit des Muschelkalks ist damit größenordnungsmässig etwa dreimal kleiner als in den Schottern des gleichen Talabschnitts. Sie hat aber zweifellos viel grössere örtliche Schwankungen als die der Schotter, weshalb die Ergiebigkeit der einzelnen Brunnen stark variiert. Wenn die Ergiebigkeiten der Brunnen trotz der im Vergleich zu den Schottern relativ kleinen Durchlässigkeiten allgemein verhältnismässig gross sind, ist dies der grossen Grundwassermächtigkeit zu verdanken.

Die Strömung des Grundwassers ist zwar, wenn wir das wasserführende Gebirge als Ganzes betrachten, im Muschelkalk von Schweizerhalle-West den gleichen Gesetzmässigkeiten unterworfen wie in einem feinporenigen Grundwasserleiter. Wie die Bohrproben zeigten und wie Fernsehaufnahmen in zwei Brunnen bestätigten, fliesst das Wasser aber nicht in Poren, sondern in einem aus einzelnen Klüften und kleinen Karsthohlräumen bestehendem System. Im Bohrgut fanden sich neben dem überwiegenden Felsmaterial, das häufig Korrosionen zeigte, öfters auch braune Lehme, ferner weisse, kalsinterartige Ablagerungen und auch Reihengerölle, die bis in eine etwa 55 m unter dem heutigen Rhein- und Grund-

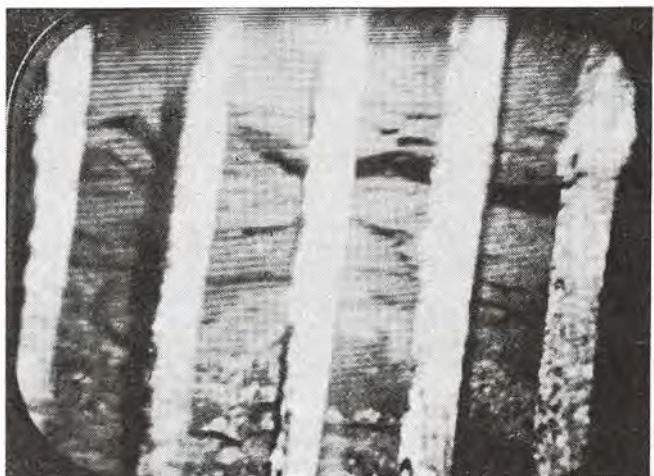


Fig. 9 Geigy-Werke Schweizerhalle AG, Brunnen 2 (12). Fernseh-Radialaufnahme: Geschichteter Trigonodus-Dolomit hinter Stabgitter in 21 m Tiefe (Kote 236).

wasserspiegel liegenden Tiefe in Klüfte und Karsthohlräume eingeschwemmt worden waren.

In den Dolomiten und Kalken erwiesen sich die Bohrlöcher trotz der Klüftigkeit und Verkarstung des Gebirges als sehr standfest, so dass ohne Verrohrungen gebohrt werden konnte. Um spätere Einstürze zu verhindern, sind in den meisten Bohrungen die üblichen Schlitzfilterrohre eingebaut worden. In einer Bohrung (13) wurde dagegen die Bohrlochwand vollständig und in einer weiteren Bohrung (12) teilweise nur mit speziell angefertigten Stabgittern gestützt, deren Bauart aus einer axialen Fernsehaufnahme hervorgeht (Fig. 8) *). Radiale Fernsehaufnahmen gewähren einen Blick durch die Lücken der einzelnen Stäbe, z. B. in Fig. 9 auf den geschichteten Trigonodusdolomit. In Fig. 10 ist hinter dem Stabgitter, ebenfalls im Trigonodusdolomit, ein grosser

*) Einige Bilder (Fig. 9—17), Aufnahmen der Firma Paul Krähenmanns Erben AG, Gossau SG, sollen diese Ausführungen illustrieren.

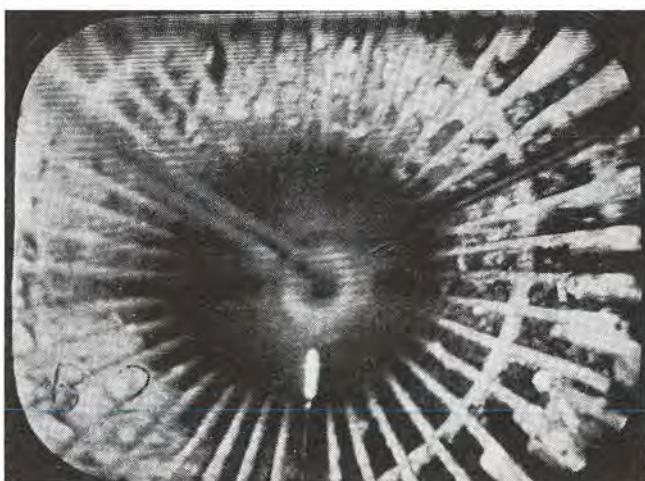


Fig. 8 Geigy-Werke Schweizerhalle AG, Brunnen 2 (12). Fernseh-Axialaufnahme: Stabgitter in 26 m Tiefe (Kote 231).

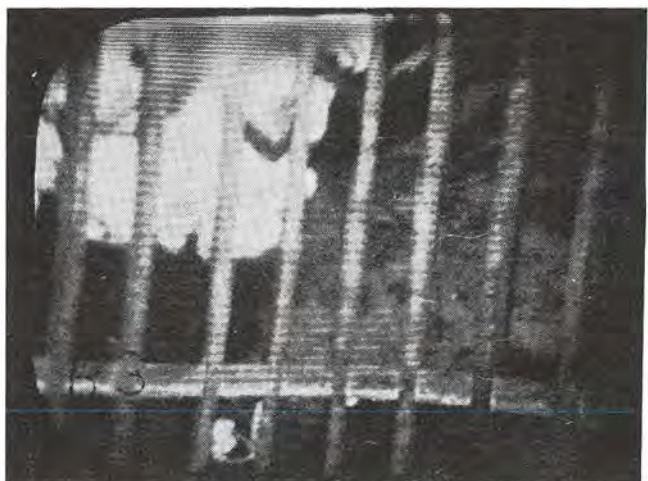


Fig. 10 Geigy-Werke Schweizerhalle AG, Brunnen 3 (13). Fernseh-Radialaufnahme: Hohlraum im Trigonodus-Dolomit hinter Stabgitter in 31 m Tiefe (Kote 226).

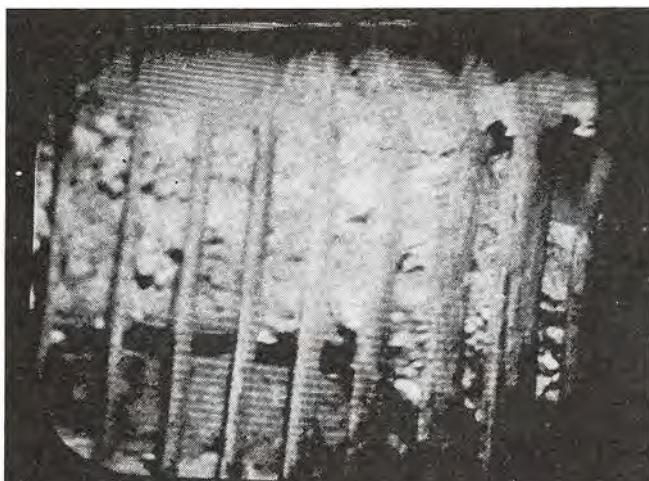


Fig. 11 Geigy-Werke Schweizerhalle AG, Brunnen 3 (13). Fernseh-Radialaufnahme: Karsthohlräume auf Schichtfuge im Hauptmuschelkalk in 81 m Tiefe (Kote 176).

Hohlraum sichtbar, der wahrscheinlich beim Bohren durch einen Einsturz der Bohrlochwand entstanden ist. Im Hauptmuschelkalk zeigen die Bilder, dass die Verkarstung des Gebirges vor allem an Schichtfugen angesetzt und dabei niedrige Hohlräume gebildet hat, in welchen das Grundwasser zirkulieren kann (Fig. 11 und 12). Ähnliche, durch Korrosion erweiterte Schichtfugen haben wir im vorliegenden Gebiet auch an Oberflächenaufschlüssen beobachtet, bei denen örtlich rund die Hälfte des Kalks durch einen in die Karsthohlräume eingeschwemmten Lehm ersetzt war [1].

Die Verrohrung mit Stabgittern bietet nach den bisherigen Erfahrungen Gewähr, dass die Bohrlochwand ausreichend gestützt wird und die Verbindung zwischen dem wasserführenden Gebirge und dem Brunnen intakt bleibt. Auf den mit üblichen Schlitzbrückenfiltern verrohrten Strecken zeigen dagegen die Fernsehaufnahmen, dass es in den 14 Jahren seit dem Bau des Brunnens teilweise zu erheblichen Verkrustungen und damit Verstopfungen ge-

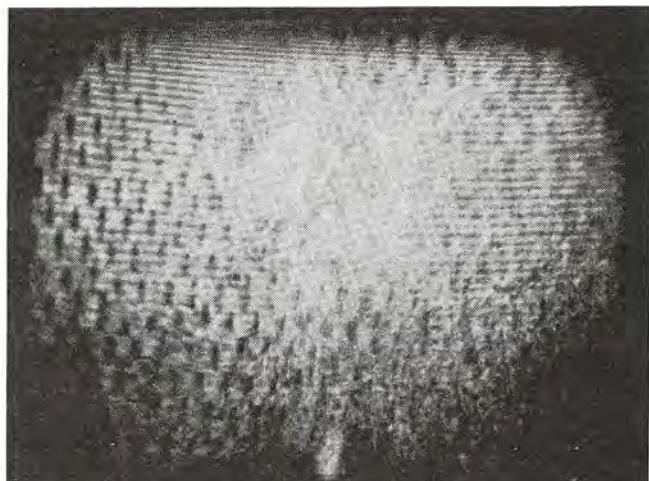


Fig. 13 Geigy-Werke Schweizerhalle AG, Brunnen 2 (12). Fernseh-Radialaufnahme: Schlitzbrückenfilter vor Hauptmuschelkalk in 54 m Tiefe (Kote 203).

kommen ist. Die in verschiedenen Tiefen aufgenommenen Fernsehbilder (Fig. 13—16) zeigen ein praktisch noch intaktes Filter und drei verschiedene Stadien der Verkrustung. Da die Ergiebigkeit des Brunnens (12) unverändert geblieben ist, muss allerdings angenommen werden, dass starke Wasserzuflüsse die Verkrustung verhindern und nur Strecken mit geringem Wasserzufluss verkrustet worden sind.

Die Muschelkalkwässer sind allgemein stark mineralisiert, und ihr Sauerstoffgehalt ist infolge natürlicher chemischer Reaktionen [2, 5] meistens niedrig. Im ergiebigsten, 1954 erstellten und seit 1961 dauernd betriebenen Brunnen (12) des Gebiets Schweizerhalle-West lag die Gesamthärte des geförderten Wassers von Anfang an um 40 französische Grade und ist bis heute in dieser Größenordnung geblieben, ebenso der Sauerstoffgehalt mit etwa 2 mg/l. Der Mineralgehalt schwankt aber in ein und demselben hydraulisch zusammenhängenden Grundwasservorkommen örtlich sehr stark. Bei dem auf Fig. 6

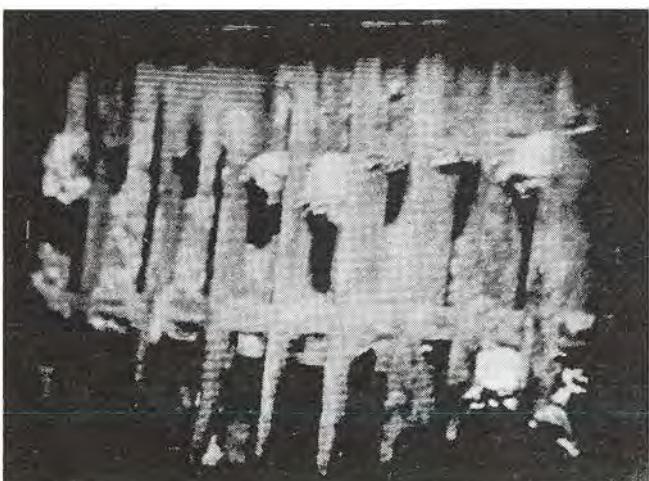


Fig. 12 Geigy-Werke Schweizerhalle AG, Brunnen 3 (13). Fernseh-Radialaufnahme: Karsthohlräume im Hauptmuschelkalk in 69 m Tiefe (Kote 188).

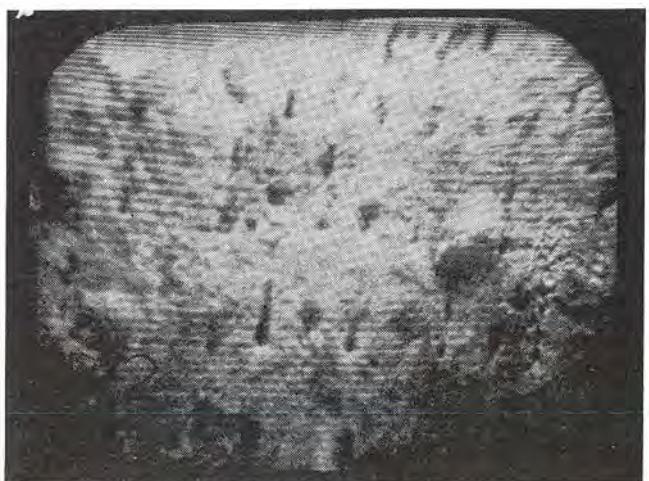


Fig. 14 Geigy-Werke Schweizerhalle AG, Brunnen 2 (12). Fernseh-Radialaufnahme: Verkrustetes Schlitzbrückenfilter vor Hauptmuschelkalk in 52 m Tiefe (Kote 205).

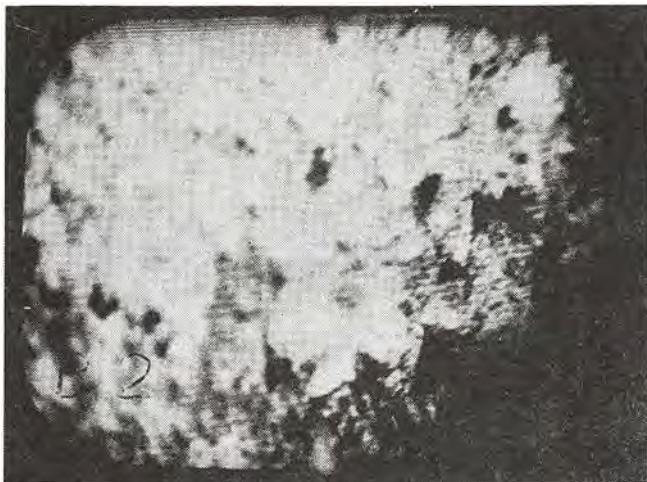


Fig. 15 Geigy-Werke Schweizerhalle AG, Brunnen 2 (12). Fernseh-Radialaufnahme: Kruste auf Schlitzbrückenfilter vor Hauptmuschelkalk in 49 m Tiefe (Kote 208).

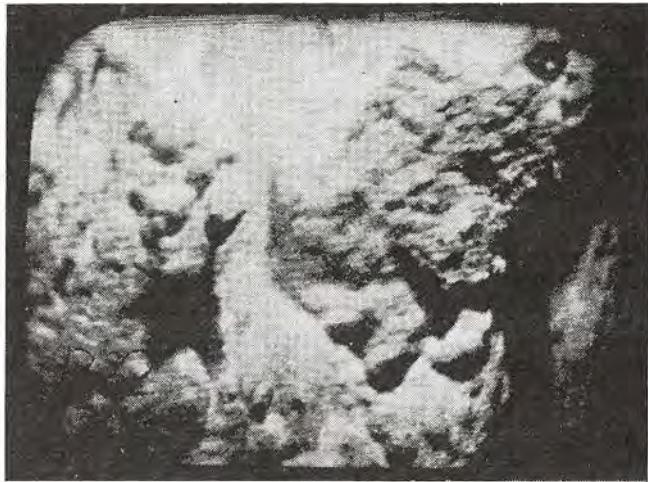


Fig. 16 Geigy-Werke Schweizerhalle AG, Brunnen 2 (12). Fernseh-Radialaufnahme: Kruste auf Schlitzbrückenfilter vor Hauptmuschelkalk in 53 m Tiefe (Kote 204).

dargestellten Betriebszustand wurden in verschiedenen Brunnen des Gebietes Schweizerhalle-West Gesamthärtungen zwischen 25 und 53 französischen Grade gefunden. Im Mittel der geförderten Wassermenge betrug die Gesamthärte 36,5 französische Grade. Während das Grundwasservorkommen von Schweizerhalle-West früher nur durch landseitige Zuflüsse gespeist worden war, kann es heute infolge der Absenkung des Grundwasserspiegels zu Uferinfiltrationen von Rheinwasser kommen, und von den westlich des Gebietes in der Hard gelegenen künstlichen Grundwasseranreicherungsanlagen kann überschüssiges Rheinwasser-Infiltrat zufließen. Die durchschnittlich gegenüber dem Rheinwasser etwa doppelt so hohe Gesamthärte wie auch die z. B. im ergiebigsten Brunnen (12) sehr konstante und verhältnismässig hohe Temperatur von 12—13 °C zeigen aber doch, dass die ursprünglichen Zuflüsse auch bei einer Gesamtentnahme von über 1000 l/s überwiegen. Über die Herkunft dieser grossen Wassermengen haben wir zwar hypothetische Vorstellungen; eine schlüssige Abklärung war aber bisher nicht möglich.

Wenn auch noch manche Fragen offen sind, haben die bisherigen Muschelkalk-Bohrungen in Schweizerhalle

und in anderen Gebieten des Kantons Basel-Landschaft doch ergeben, dass der Felsuntergrund bedeutende Grundwasser-Reserven enthält, über die noch vor 15 Jahren nur sehr wenig bekannt war.

Literatur

- [1] Schmassmann, H., und Bayramgil, O.: Diluviale Manganerze im Rheintal bei Muttenz. Tätigkeitsber. Natf. Ges. Baselland 12, 1942.
- [2] Schmassmann, H.: Zur geochemischen Interpretation von Wasseranalysen, Schweiz. Min. & Petr. Mitt. 27, 1947.
- [3] Schmassmann, H.: Möglichkeiten und Gefahren der Ablagerung fester Abfälle aus Industriebetrieben. Plan 1961.
- [4] Schmassmann, H.: Felsgrundwasser für Schweizerhalle. Werkzeitung Geigy Nr. 9, 1961.
- [5] Schmassmann, H.: Ursachen, Folgen und Bekämpfung von Grundwasserverunreinigungen in der Schweiz. Internat. Jahrbuch Chemie 1965.
- [6] Schmassmann, H.: Hydrologie und Wasserversorgung in der Nordwestschweiz in einem Querschnitt vom Rheintal über das Juragebirge zum Mittelland. PRO AQUA Bd. 4, Wasser und Luft in der Industrie, München-Wien 1970.



STATION EXPÉRIMENTALE
DE RÉALIMENTATION D'UNE NAPPE SOUTERRAINE
À VESSY (GENÈVE)

PAR

D. BARONI
ingénieur-conseil au Service géologique

Tiré à part du « BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE »
N° 13 du 27 juin 1970

Station expérimentale de réalimentation d'une nappe souterraine à Vessy (Genève)¹

par D. BARONI, ingénieur-conseil au Service géologique

1. Introduction

Dès la plus haute antiquité, l'homme avait compris que l'eau devait être l'objet de soins particuliers. La revue de l'Organisation mondiale de la Santé cite ce texte sanscrit datant de quatre mille ans : « ... Il faut purifier l'eau souillée en la faisant bouillir ou en la chauffant au soleil, ou en y plongeant un fer rouge... On peut aussi la filtrer à travers du sable et du gravier. » A la même époque, la civilisation crétoise possédait déjà des installations d'évacuation des eaux usées.

De nos jours, l'augmentation rapide de la population, les exigences accrues de l'hygiène, le développement de l'industrie et de certaines de ses techniques font diminuer chaque année le rapport entre les disponibilités naturelles et la demande en eau potable.

Par ailleurs, les réserves d'eau potable diminuent également du fait de l'accroissement constant de la pollution des lacs, des rivières et des puits. Le traitement des eaux de surface, devenu indispensable pour en faire des eaux potables, est de plus en plus complexe et coûteux.

Dans les pays en voie de développement, la demande s'accroît à mesure qu'augmente la pollution et le manque d'eau est souvent le premier obstacle qui freine le développement de l'agriculture et l'amélioration du niveau de vie. Dans les pays développés, ce sont les exigences de l'industrie qui prennent des proportions inquiétantes. Aux Etats-Unis, les fournitures d'eau devraient s'accroître de 45 % au cours des dix prochaines années. La consommation annuelle d'eau y est, actuellement, en moyenne, de 1000 m³ par habitant, contre 500 m³ en Europe, et 15 m³ dans les pays non industrialisés.

Cette différence dans les taux de consommation s'explique aisément lorsque l'on sait qu'il faut 40 litres d'eau pour produire une boîte de conserve de légumes, 50 à 400 m³ d'eau pour produire une tonne d'acier, 150 à 350 m³ pour une tonne de papier, 500 m³ pour une tonne de tissu de laine et jusqu'à 1300 m³ pour une tonne d'aluminium.

1.2 Premières tentatives pour accroître la quantité et améliorer la qualité de l'eau de consommation

L'idée d'enrichir artificiellement les nappes d'eau souterraines n'est pas nouvelle. Déjà en 1810, dans la région de Glasgow, on creusait des galeries afin de faciliter la pénétration dans le sous-sol des eaux de la Clyde.

A Toulouse, en 1821, des ingénieurs faisaient construire un barrage à travers la Garonne pour éléver son niveau, dans le seul but d'augmenter les infiltrations d'eau dans le terrain. En 1854, à Lyon, un dispositif analogue fut aménagé et, actuellement, ce sont des canaux d'infiltration, alimentés par pompage dans le Rhône, qui assurent l'apport d'eau supplémentaire dans la nappe en exploitation.

¹ Exposé présenté à la réunion de printemps 1969 de la Société suisse de mécanique des sols et de travaux de fondations (Neuchâtel, 2 mai 1969).

1.3 Quelques exemples d'enrichissement des eaux souterraines à l'étranger et en Suisse

En *Suède*, les premières installations de réalimentation des nappes souterraines sont construites, à Göteborg.

On en construira, par la suite, à Falum, Luela, Boras, Helsingborg et dans beaucoup d'autres villes ; si bien qu'aujourd'hui, le quart des eaux distribuées dans les régions urbaines de la Suède provient d'un enrichissement artificiel de nappes souterraines.

En *Allemagne*, de nombreuses stations ont été construites depuis le début du siècle. La première, à Francfort, en 1908, permettait d'introduire journallement 4000 m³ d'eau dans la nappe. En 1955, dans la plaine de la Ruhr, sur un milliard de mètres cubes d'eau distribué, un quart provenait d'eau introduite artificiellement dans le sous-sol.

Nous ne nous étendrons pas sur les multiples exemples que nous pourrions rencontrer aux *Etats-Unis* où, dans le seul Etat de Californie, on dénombrait, en 1954, 87 installations de réalimentation de nappes souterraines.

Nous citerons également, dans les pays de l'Est, les installations de Borsodszirak, près de Miskolc, en *Hongrie*. Des essais commencés en 1952 ont donné d'excellents résultats, tant en ce qui concerne le rendement que l'amélioration de la qualité des eaux souterraines (diminution de la teneur en fer notamment). Plusieurs installations sont maintenant en exploitation dans ce pays.

L'enrichissement artificiel des nappes souterraines n'est pas appliqué uniquement pour l'approvisionnement en eau potable ou sa mise en réserve pour des utilisations de pointe. Il est utilisé aussi pour s'opposer à l'envahissement du sous-sol par des eaux polluées (nappe de Croissy, à l'ouest de Paris) ou saumâtres (Hollande), ainsi que pour maintenir une certaine humidité du sol dans les régions agricoles (Donzère-Mondragon, Basse-Durance).

En *Suisse*, des installations de réalimentation et d'enrichissement de nappes souterraines existent à Neuchâtel (gorges de l'Areuse) ainsi qu'à Bâle (capacité actuelle : 160 000 m³ par jour. Prix de revient de l'eau pompée dans la nappe enrichie artificiellement, départ usine, y compris chloration et adjonction de fluor : 12 ct. le m³).

2. Hydrologie du Pays de Genève

Le sous-sol genevois est constitué, en majeure partie, de moraine würmienne de composition très variable (argiles, limons, sables ou graviers). La base de cette moraine est généralement moins argileuse ; quelques auteurs la désignent sous le nom d'"alluvions anciennes", et c'est principalement là que se situe l'aquifère exploitable.

Cette moraine würmienne repose sur la moraine ris-sienne pratiquement étanche ou, par endroits, directement sur la molasse qui affleure en certains points du canton (Peissy, Bernex, Cologny, vallons de la Roulave et du Rhône).

Sauf en certains lieux des bords de l'Arve ou du Rhône, les faciès graveleux de la moraine würmienne sont recouverts par des formations argileuses ou limoneuses imper-

méables, atteignant plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur. Les précipitations météorologiques n'arrivent pratiquement pas à s'infiltrer jusqu'à l'aquifère profond et ne contribuent donc pas directement à son alimentation. De ce fait, ces nappes sont d'autant mieux protégées des risques de pollution inhérents à toute agglomération humaine (hydrocarbures, déchets industriels, eaux usées, épandages de fumier ou autres engrains agricoles). Elles sont aussi protégées contre d'éventuelles retombées radioactives.

Cette particularité méritait d'être signalée, car elle justifie pleinement les dispositions arrêtées en faveur de la protection des eaux, ainsi que toutes recherches en vue d'une utilisation rationnelle de ces immenses réservoirs que constituent les nappes souterraines.

Les études récentes¹ ont permis de délimiter deux nappes principales : l'une, s'étendant en dessous du Rhône, est exploitée en majeure partie à Peney ; l'autre, dans la région sud-est du canton, passe sous l'Arve et alimente de nombreux puits de captage (fig. 1).

L'alimentation de ces nappes provient essentiellement d'infiltrations du Rhône ou de l'Arve, dans les zones où ces cours d'eau coulent sur un sol relativement perméable.

Pour la rivière Arve, qui intéresse la nappe du sud-est, cette zone de réalimentation naturelle se situe entre l'usine de Vessy, à l'aval de Sierre, et la ville de Carouge ; soit sur un parcours d'un peu moins de 4 km. Le lit mineur est pratiquement étanche, et ce n'est qu'en période de crue que la nappe est alimentée, ce qui a été mis en évidence par les piézomètres placés en bordure de l'Arve. Lors de crues

¹ Voir *Bulletin technique de la Suisse romande*, no 26 du 27 décembre 1969 : *Un nouveau puits de captage profond à Troinex près de Genève*, par G. AMBERGER, Dr ès sc., géologue cantonal.

exceptionnelles, une pénétration massive d'eau dans le terrain provoque, à plus ou moins brève échéance suivant leur éloignement, une élévation des niveaux dans les puits ou piézomètres de contrôle (fig. 2).

Les crues importantes sont trop rares pour provoquer, dans cette nappe souterraine, un apport égal au volume d'eau prélevé par les multiples stations de pompage. La figure 3 montre l'évolution des niveaux hydrostatiques au puits de pompage de Saconnex-d'Arve, de 1940 à 1969. Malgré de fortes élévations temporaires de niveau, la dernière ayant suivi la crue du 22 septembre 1968, on constate, en moyenne, un abaissement général de plus de trois mètres ces dix dernières années.

Il devenait dès lors nécessaire, soit de limiter les pompes, ce qui obligeraient les Services industriels à étendre et renforcer leur réseau de distribution d'eau filtrée du lac, soit de rechercher les possibilités d'augmenter artificiellement les apports d'eau dans le sous-sol.

3. Etudes préliminaires

3.1 Recherche d'un emplacement favorable

Comme nous l'avons vu, les régions propices à des infiltrations d'eau susceptibles d'atteindre la nappe profonde sont excessivement limitées, si l'on exclut la possibilité de creuser des puits profonds à travers la moraine glaiseuse imperméable.

Dans ces limites dictées par la géologie, il fallait trouver, en dehors de l'agglomération, un site proche de l'Arve, facilement accessible et pouvant sans frais excessifs être aménagé et équipé.

Une parcelle boisée, dans la boucle de Vessy, au lieu dit *La grande Fin*, a été mise à notre disposition dès l'été 1967 ; les travaux de reconnaissance ont commencé la même année

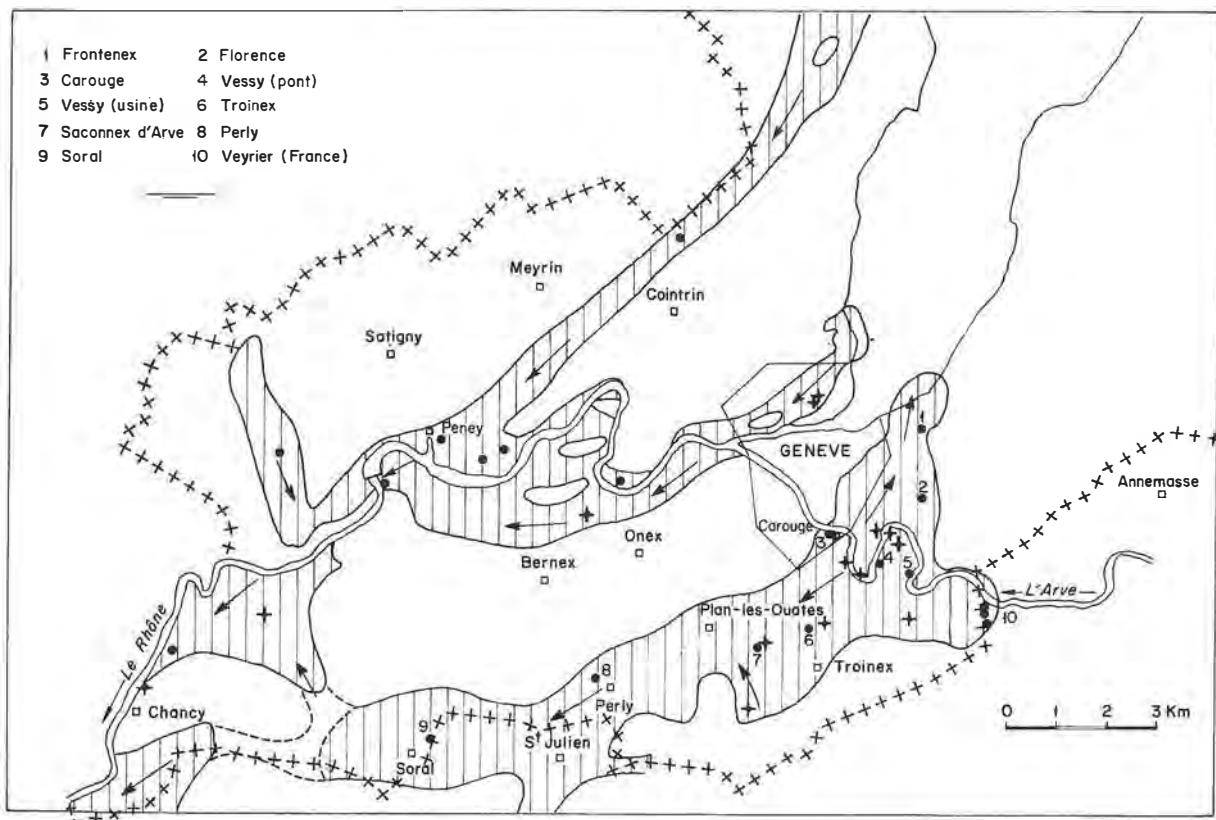


Fig. 1. — Carte schématique des nappes souterraines à Genève.

● = puits de captage. + = principaux piézomètres. → = sens d'écoulement des eaux souterraines.
La station d'essais se situe entre les puits de captage nos 2, 4 et 5.

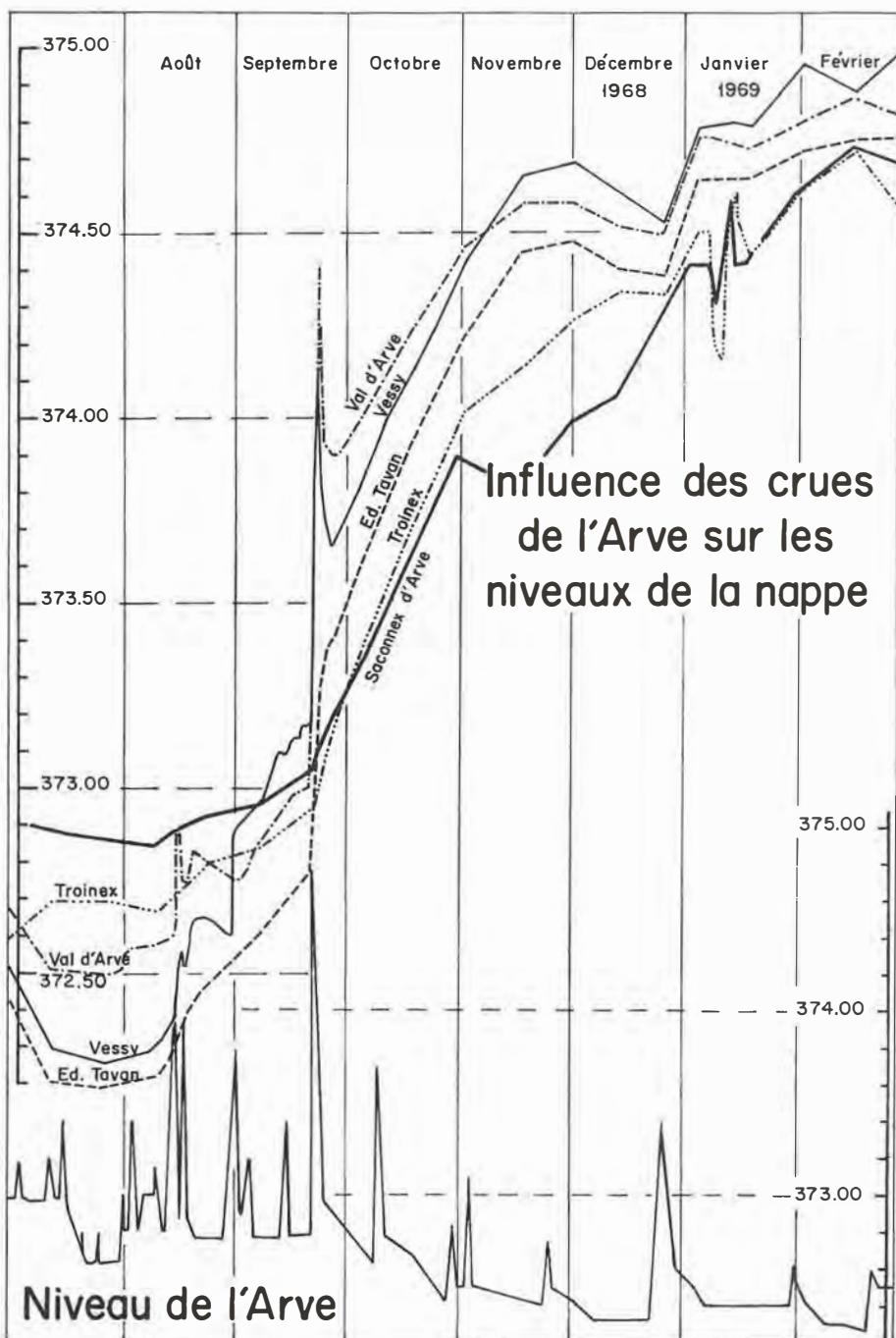


Fig. 2. — Influence des crues de l'Arve sur les niveaux de la nappe en différents lieux.

Par ordre d'éloignement des bords de l'Arve :

Val-d'Arve : piézomètre sur la rive gauche, entre les puits n° 4 et 5 de la figure 1.

Vessy : piézomètre de la station d'essais, au nord du puits n° 4.

Ed. Tavan : piézomètre sur la rive droite. (N° 1441 à l'extrême gauche de la figure 5.)

Troinex : puits de pompage en construction, portant le numéro 6 sur la figure 1.

Saconnex-d'Arve : puits de pompage n° 7 sur la figure 1.

A remarquer : En août 1968, deux crues successives provoquent une élévation en pointe des deux limnigraphes les plus proches de l'Arve. Les ondulations de la courbe *Vessy* en septembre sont provoquées par une réalimentation artificielle conduite par intermittence. La crue exceptionnelle du 21 septembre produit une élévation de pointe sur les deux limnigraphes *Vessy* et *Val-d'Arve* et une élévation différée qui dure deux à trois mois sur les autres points de mesure (à l'exception de la courbe *Saconnex-d'Arve* qui est influencée par les pompages de cette station).

Fin décembre, une nouvelle crue fait remonter les niveaux qui commençaient déjà à baisser.

Les ondulations, en janvier 1969, des courbes *Troinex* et *Saconnex-d'Arve* furent provoquées par des essais de pompage.

N. B. — Les cotes de hauteur de l'Arve (échelle de droite) se rapportent au limnigraphe de Carouge, situé 3.5 km à l'aval de Vessy.

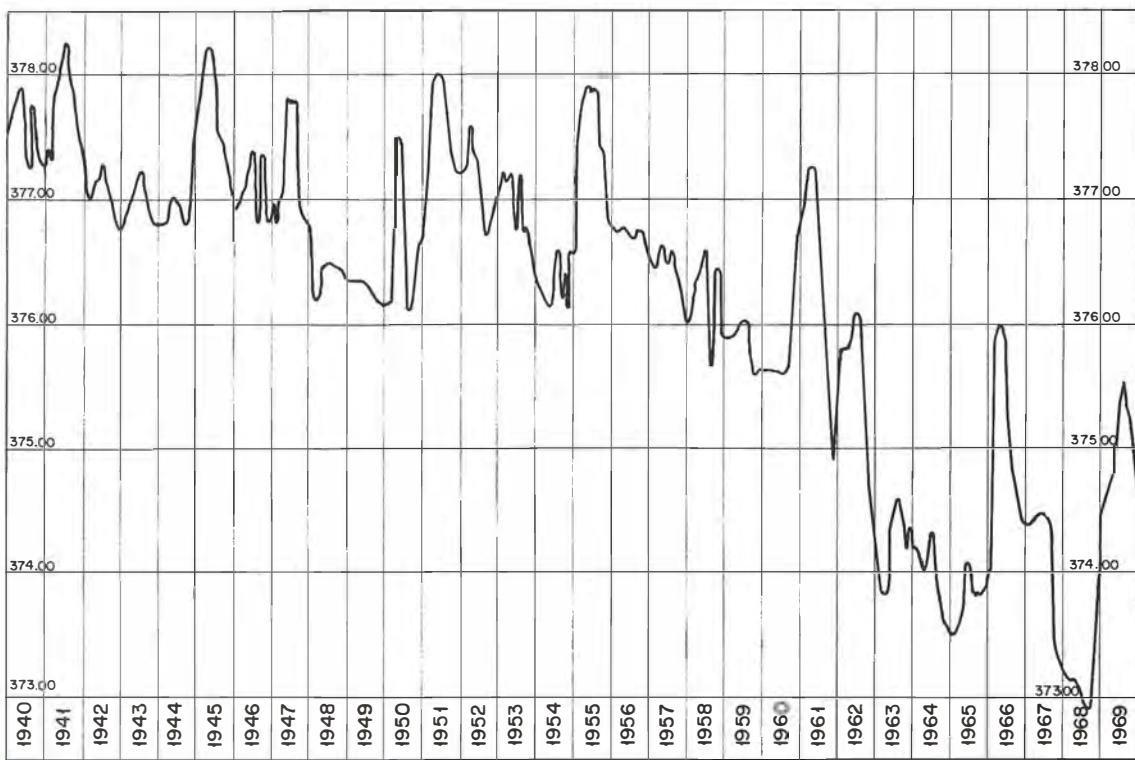


Fig. 3. — Evolution des niveaux hydrostatiques à la Station de pompage de Saconnex-d'Arve, de 1940 à 1969.
Les pointes correspondent toujours à des crues plus ou moins fortes de l'Arve.

TABLEAU I
Résultats d'analyses

Eaux souterraines — moyennes d'une année (1966) pour différentes stations mentionnées sur la figure 1.

Eaux de l'Arve — exemple des variations de qualité suivant les époques.

Eaux souterraines à Vessy — en septembre 1969 : pas de réalimentation artificielle.

En octobre 1969, les prélevements ont été effectués après une série d'essais de réalimentation artificielle. On constate notamment une augmentation de la teneur en oxygène, en chlorures et en sulfates.

		Eaux souterraines : Moyenne de l'année 1966						Eau de l'Arve		Eau souterraine à Vessy	
		Frontenex	Carouge (Stade)	Carouge (Usine)	Saconnex-d'Arve	Perly	Soral	Février 1959	Août 1959	Septembre 1969	Octobre 1969
Température	°C	11,7	9,8	11,7	12,0	12,0	11,3	2,18	10,4	10,7	11,1
Conductibilité	µS. cm ⁻¹ à 25°C	443	484	550	717	714	584	489	257	408	473
pH	à 25°C	7,71	7,64	7,60	7,48	7,53	7,55	8,24	8,09	7,64	7,75
Dureté totale	°Fr	22,9	25,7	28,7	38,6	36,6	29,3	27,4	11,5	21,1	24,8
Degré d'alcalinité	°Fr	16,9	20,5	22,2	29,7	26,7	24,7	18,2	8,10	17,3	17,6
Dureté permanente	°Fr	6,01	5,24	6,47	8,90	9,83	4,64	9,21	3,44	3,75	7,21
Résidu sec	mg/l	275	299	343	456	470	351	317	151	251	281
Résidu calciné	mg/l	231	259	276	348	350	279	287	112	212	244
Calcium	mg/l Ca	65,2	78,0	79,7	109	107	91,0	86,6	39,5	72,7	85,4
Magnésium	mg/l Mg	16,2	15,1	21,3	27,4	24,0	16,8	14,0	4,15	7,15	8,5
Fer total	mg/l Fe							0,30	0,05	0,08	0,13
Azote amoniacal	mg/l N	0,003	0,010	0,005	0,007	0,007	0,011	0,132	0,106	0,005	0,004
Azote nitrique	mg/l N	1,50	1,37	2,54	7,28	9,92	4,41	0,74	0,39	0,09	0,48
Chlorures	mg/l Cl	4,3	3,7	6,7	16,9	17,7	8,6	5,7	1,50	1,55	2,6
Sulfates	mg/l SO ₄	50,0	44,5	49,2	42,8	43,8	25,1	70,7	31,4	35,2	64,0
Oxygène dissous	mg/l O ₂	7,99	1,46	2,39	7,68	8,67	9,54	12,5	11,0	3,30	8,41
Taux de saturation	%	79,1	13,8	23,7	76,4	86,3	93,8	97,2	106	32,0	82,2
D.B.O. 5 jours	mg/l O ₂	0,53	0,16	0,17	0,80	0,44	0,74	3,53	2,95	0,30	0,76
Taux de consommation	%	6,7	10,6	6,0	9,9	5,1	7,6	28,4	26,7	9,0	9,5
Oxydabilité	mg/l KMnO ₄	1,74	1,94	1,71	1,81	2,02	1,91	7,65	2,90	2,05	2,57

Vessy

Sondage N°5

Géologie	Prof.	Epaisseur	Profil	K cm./sec	
Recent	0.40	0.40			
Alluvion de l'Arve	1.20	0.80		$7.5 \cdot 10^{-3}$	Terre végétale. Sable gris brun. Petit gravier.
	1.70	0.50			Sable limoneux fin.
	3.00	1.30		$12.2 \cdot 10^{-1}$	
	4.60	1.60		$8.2 \cdot 10^2$	Gravier grossier.
	5.70	1.10			Gravier moyen.
	6.50	0.80		$5 \cdot 10^{-1}$	Limon argileux. Boulets.
	7.10	0.60			
					Gravier moyen à grossier dans matrice sableuse.
					N.H. le 29.2.1968
					Idem, matrice plus limoneuse.
Moraine caillouteuse wurmienne					
	13.20	6.10		$5 \cdot 10^{-1}$	
				$6.8 \cdot 10^{-3}$	
				$1.5 \cdot 10^{-1}$	
	16.60	3.40			

Fig. 4. — Profil géologique d'un sondage, à la Station expérimentale de Vessy.

3.2 Composition du sol

Sur le terrain boisé d'environ 2000 m² destiné à la réalimentation par arrosage en surface, le LABORATOIRE DE TECHNIQUES AGRICOLES ET HORTICOLES a prélevé trois échantillons de sol récent (humus et limons alluvionnaires) jusqu'au niveau du sable graveleux rencontré à 1 m - 1,40 m de profondeur.

Moyenne des résultats :

- Facteur pH : 7,2 à 7,7 — sol alcalin à très alcalin pour tous les horizons.
- Calcaire total : élevé (16 à 24 %).
- Matières organiques : faibles (0,2 à 3,6 %) jusqu'à 70 cm de profondeur ; nulle en dessous de 70 cm.
- Acide phosphorique : très pauvre (indice 0 à 3).
- Potasse : 2 à 10 % de 0 à 80 cm de profondeur, 1 à 2 % en dessous.
- Magnésie : très variable (0 à 5,5 %).

Il est à noter que, contrairement aux terrains agricoles voisins, cette parcelle boisée n'a pas reçu d'engrais naturels ou chimiques.

3.3 Coupe géologique

Les divers forages exécutés pour la mise en place de piézomètres et puits d'observation ont montré, sous 0,80 à 1,40 m d'humus et de sable limoneux, un sol très hétérogène composé de sables et graviers plus ou moins argileux,

avec lentilles presque imperméables alternant avec des couches de boulets (*k* varie entre 1 et moins de 10⁻⁴ cm/s) (fig. 4).

L'altitude du terrain est, en moyenne, à la cote de 385 m ; le niveau hydrostatique de la nappe a varié entre les cotes 372,20 m (juillet 1968) à 374,90 m (février 1969) ; le fond imperméable que constitue la moraine rissienne serait à la cote d'environ 330 m.

3.4 Eaux souterraines

Une croyance populaire encore très répandue attribue à ces eaux phréatiques la forme d'une « rivière souterraine », voire même de grottes (dans la moraine !) recevant des eaux glaciaires.

En réalité, cette nappe, d'une surface d'environ 27 km², est emprisonnée dans un bassin formé par la molasse ou la moraine rissienne et circule lentement dans la moraine würmienne, dont le coefficient d'emmagasinement n'est que de 1 à 10 %. Ceci explique : d'une part, les grands abaissements lors de pompages en période de sécheresse, ou au contraire les fortes élévations de niveau après une crue de l'Arve ; d'autre part, les grandes différences que l'on constate dans les résultats des analyses de l'eau¹. (Voir tableau I.)

¹ Analyses effectuées au laboratoire du Service des eaux des Services industriels de Genève.

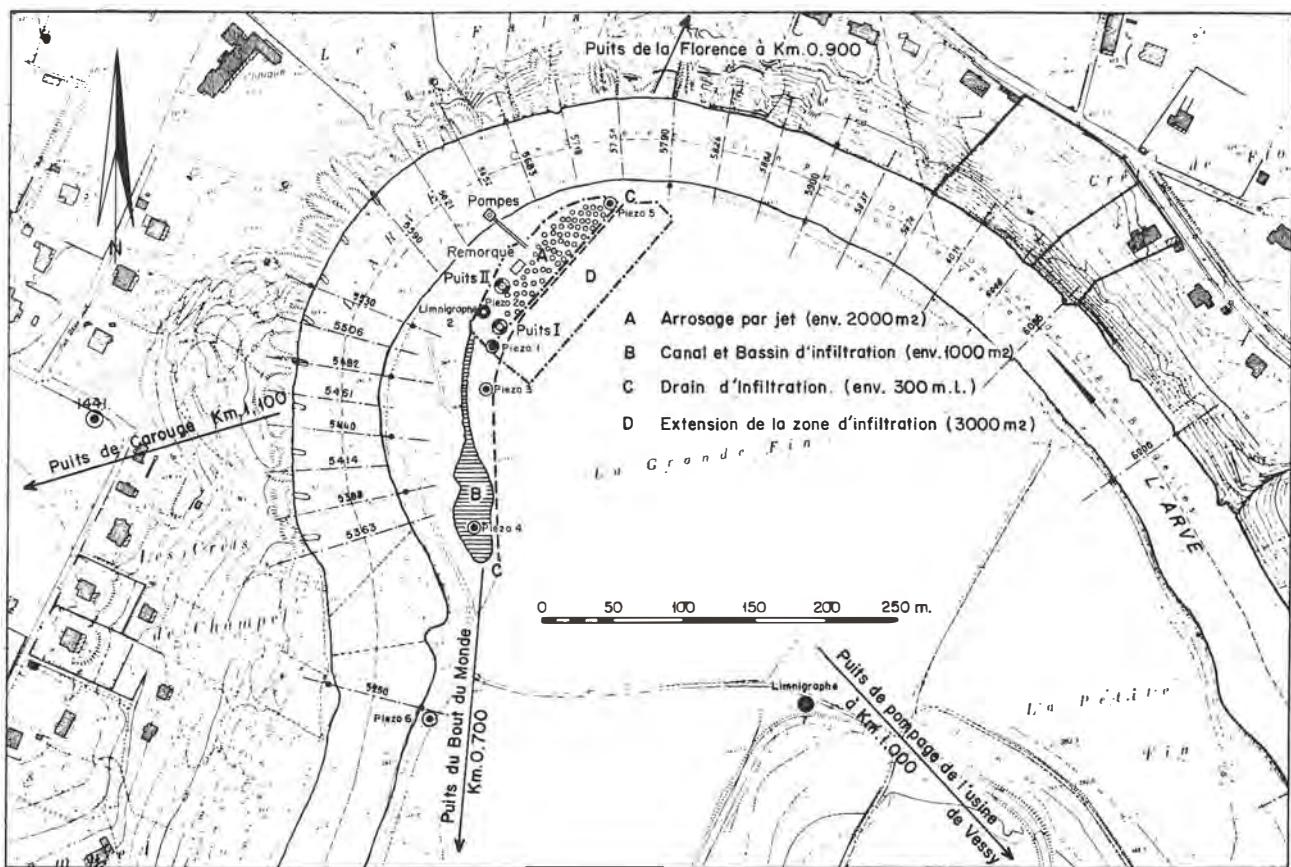


Fig. 5. — Station expérimentale de Vessy: plan général de situation.

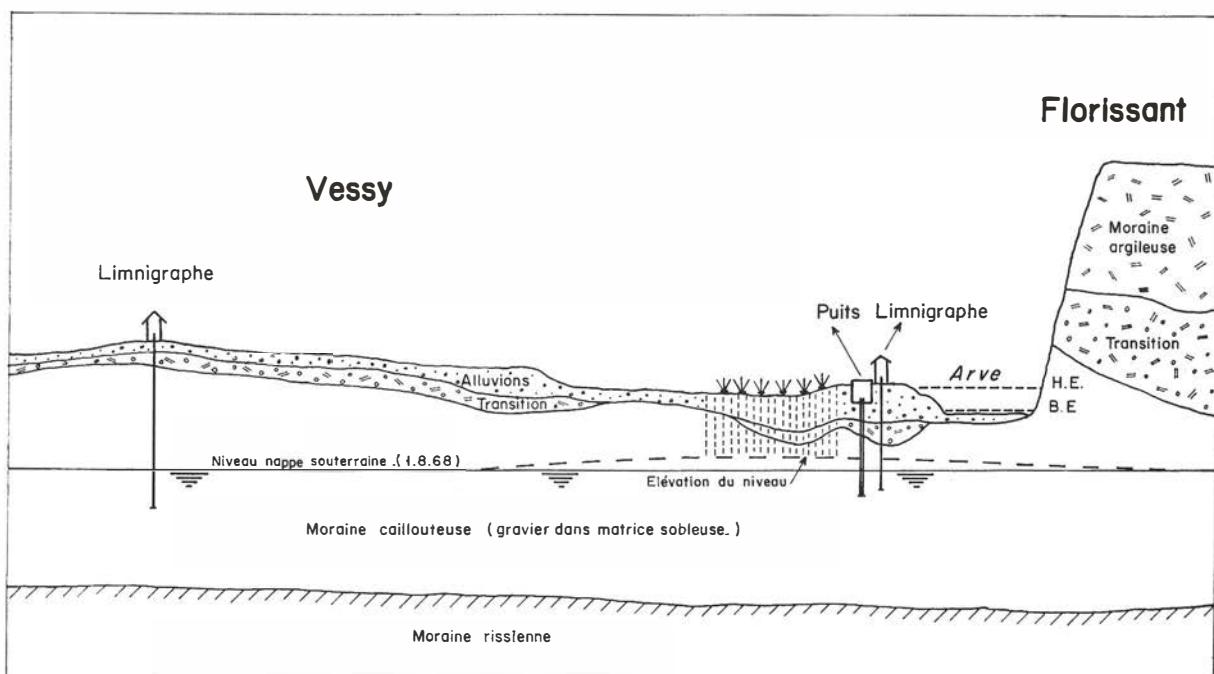


Fig. 6. — Coupe schématique de la zone des essais.

C'est ainsi, par exemple, que la teneur en chlorures, normalement comprise entre 3 et 7 mg par litre aux puits de Carouge et de Frontenex, peut atteindre 18 mg/l à Saconnex-d'Arve et à Perly ; ce qui se traduit naturellement par une élévation de la conductivité.

Un des objectifs de nos essais de réalimentation artificielle étant précisément l'étude des modifications éventuelles de la chimie des eaux souterraines, une période suffisante d'observation avant le début de la réalimentation artificielle était nécessaire. Il était également indispensable de bien connaître les caractéristiques de l'eau de l'Arve, utilisée pour cette réalimentation.

3.5 Eau de l'Arve

L'Arve est une rivière torrentielle, dont le bassin versant de 1980 km² a une altitude moyenne de 1400 m et comprend environ 120 km² de glaciers, soit le 6,1 % de sa superficie totale.

Dans la première partie de son cours, l'Arve reçoit différents torrents glaciaires descendant de la chaîne du Mont-Blanc et traversant presque exclusivement des terrains cristallins. Les matériaux dissous ou charriés sont d'origine siliceuse. En aval des Houches, par contre, l'influence des massifs calcaires préalpins se fait sentir et la nature chimique des produits transportés se modifie.

Le débit à Genève, qui est en moyenne de 80 m³/s, peut descendre en dessous de 20 m³/s en hiver et dépasser 600 m³/s pendant les crues. Celles-ci, provoquées par les orages ou la fonte des neiges, peuvent venir très subitement et à n'importe quelle saison. Le 21 septembre 1968, par exemple, le niveau d'eau s'est élevé de 1 m entre midi et 18 heures, pour atteindre 2,2 m le lendemain. La turbidité de l'eau se modifie avec la même rapidité, passant de quelques milligrammes par litre à 3000 ou 4000 mg/l de matières en suspension. Il était donc nécessaire de prévoir un dispositif de contrôle de la turbidité de l'eau utilisée pour la réalimentation de la nappe, et d'arrêt automatique des pompes dès que cette turbidité dépasse les valeurs admissibles.

En général, les matières en suspension dans l'eau de l'Arve sont des particules excessivement fines : 92 % est inférieur à 30 microns ; une simple décantation dans les bassins ne suffirait donc pas pour les éliminer. Une installa-

tion définitive de réalimentation devra donc comprendre des dispositifs de flocculation et de filtration des eaux brutes. Pour des essais de durée limitée, on se contente d'arroser l'aire d'infiltration pendant les périodes de faible turbidité de l'Arve.

La chimie de l'eau de l'Arve varie beaucoup suivant les saisons. Le tableau I indique la moyenne des résultats d'analyse des mois de février et août 1969.

4. Dispositifs d'essais

Les figures 5 et 6 résument l'ensemble des dispositions prises pour la conduite des essais. Un premier forage (puits I) est équipé pour le contrôle continu de l'eau souterraine. Une petite pompe alimente la remorque-laboratoire.

Un deuxième forage de gros diamètre (puits II) situé à 32 m du puits I, a été aménagé l'été dernier et équipé d'une pompe de 3000 l/m. Ce puits sera utilisé, entre autres, pour l'injection de traceurs et pour des essais de réalimentation directement dans la nappe.

Sept piézomètres ont été installés dans la zone de réalimentation. Les deux derniers (P6 et P7), situés respectivement à 290 m et 345 m du puits I, ont un diamètre intérieur de 100 mm, ce qui permet l'introduction d'une pompe pour le prélèvement d'échantillons d'eau (pompe Speck 123 U de 1 CV).

L'eau brute de l'Arve est prélevée par deux pompes installées sur un radeau amarré à la rive : une petite pompe Flygt G.P. 50 de 1 CV alimente continuellement la remorque-laboratoire, tandis qu'une pompe Bibo 5 de 27 CV est utilisée pour la réalimentation. Celle-ci se fait par arrosage sur les aires d'infiltration.

Les buses d'arrosage ont dû être construites spécialement : elles ont un gros orifice de 10 mm de diamètre, qui ne risque pas de se boucher ; une pression de 1 à 2 kg/cm² suffit pour produire une pluie fine qui assure une oxygénéation optimale de l'eau avant son infiltration dans le sol. Le débit de chaque buse varie de 20 à 26 l/min pour une pression comprise entre 1,5 et 2,5 atm. 90 de ces buses ont été disposées sur une surface d'environ 2000 m² ce qui, avec la pompe et le réseau de canalisations installés, permet de débiter 140 m³/h (fig. 7).



Fig. 7. — Réalimentation par arrosage avec de l'eau pompée dans l'Arve.

5. Appareils de mesure

Les essais sont conduits, en première phase, avec des volumes d'eau relativement très faibles ($140 \text{ m}^3/\text{h}$). De plus, certains puits de pompage de la Société des Eaux de l'Arve sont à moins d'un kilomètre de notre station d'essais. Il était donc nécessaire de suivre, avec la plus grande attention, toutes les conséquences que pourrait avoir l'injection artificielle d'eau de rivière dans la nappe souterraine.

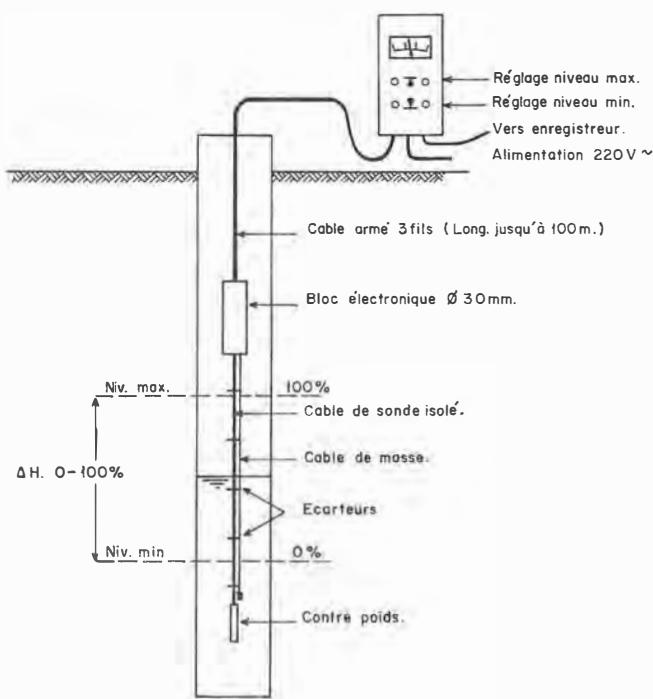


Fig. 8. — Station expérimentale de Vessy : Schéma d'une sonde capacitive pour l'enregistrement des niveaux de la nappe.

Des appareils de précision raccordés à un enregistreur à douze pistes ont été installés dans une remorque de chantier transformée en laboratoire (fig. 10 et 11).

5.1 Mesure des niveaux

Les niveaux de la nappe sont observés dans une dizaine de piézomètres et nous avons expérimenté quatre types différents d'appareil :

- Les limnigraphes ordinaires du type P 10, dont le flotteur a 40 mm de diamètre.
- Le limnimètre sans tambour enregistreur, mais avec résistance variable pour télétransmission des niveaux. Cet appareil, du type H.W.K. A.P., peut fonctionner avec un flotteur de 23 mm seulement, ce qui permet de l'utiliser dans les piézomètres de petit diamètre, à condition toutefois que le tube soit parfaitement vertical, ce qui n'est pas toujours le cas.
- Nous avons aussi installé un transmetteur de niveaux Helios. Le flotteur est remplacé par un corps plongeur de la longueur de l'amplitude maximum des niveaux à mesurer. Ce plongeur est suspendu à un ressort qui est plus ou moins tendu suivant la valeur de la poussée d'Archimède et déplace un noyau dans une bobine, faisant varier ainsi le courant induit. Cet appareil doit également fonctionner sans frottement, donc être placé dans un tube parfaitement vertical.
- Nous avons enfin essayé un appareil, d'une conception toute différente, vendu sous le nom de *Silomètre* par la maison Endress & Cie. La détection du niveau d'eau se fait au moyen d'une sonde capacitive formée de deux fils qui plongent dans l'eau : les variations de niveau produisent des variations de capacité de l'ensemble et se traduisent par une variation de courant proportionnelle au niveau de remplissage du piézomètre. On peut régler les limites inférieures et supérieures à prendre en considération et le silomètre indique en pour-cent le niveau entre ces deux limites (fig. 8).

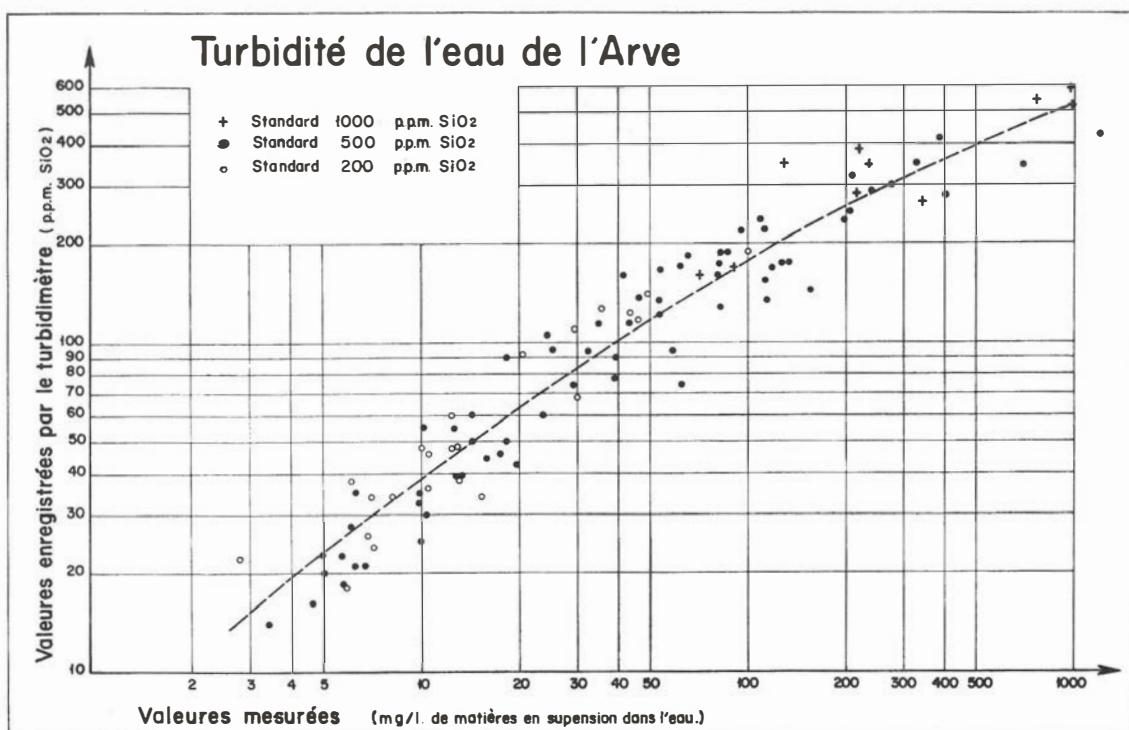


Fig. 9. — Station expérimentale de Vessy : Courbe de l'étalonnage du turbidimètre Sigrist pour l'eau de l'Arve.



Fig. 10. — Station expérimentale de Vessy : Remorque-laboratoire.

On évite ainsi les aléas tels que frottement du flotteur, blocage par le gel, glissement du câble sur la poulie, etc. Il semble que la précision de mesure soit excellente, tout au moins pour les sondes de faible longueur (dans notre cas : 3 m). De plus, la sonde peut facilement être introduite dans un tube de 2" qui n'a pas besoin d'être rigoureusement vertical.

Ces études des niveaux de l'eau ont permis de déterminer l'importance de la réalimentation naturelle qui s'opère à chaque crue de l'Arve (excepté en hiver lorsque le terrain est gelé), ainsi que les déformations de la surface de la nappe sous l'influence de la réalimentation artificielle.

5.2 Mesure des températures

La température de l'eau de l'Arve varie entre 0 et 12°C, alors que la température de la nappe souterraine se maintient entre 9 et 12°C. Cependant, en bordure de l'Arve et notamment à Vessy, la nappe se refroidit davantage à la fin de l'hiver.

Trois thermomètres à résistance équipent notre station d'observation : l'un plonge dans l'eau de l'Arve, le deuxième dans l'eau de la nappe au puits I et le troisième est utilisé à volonté sur place ou pour des mesures en d'autres lieux, puisqu'il peut se raccorder à un appareil portatif.

Certains appareils de mesure ayant donné des résultats influencés par la température ambiante du local, nous avons été très heureux de pouvoir enregistrer simultanément les températures ambiantes, afin de prouver aux fournisseurs que leurs appareils n'étaient pas tout à fait au point.

5.3 Mesure de la conductivité

En plus des analyses d'échantillons d'eau prélevés dans l'Arve et dans la nappe, deux détecteurs sont utilisés pour l'enregistrement de la conductivité, ce qui permettra de situer dans le temps une modification brusque de la chimie de l'eau.

Indépendamment de toute réalimentation artificielle, des

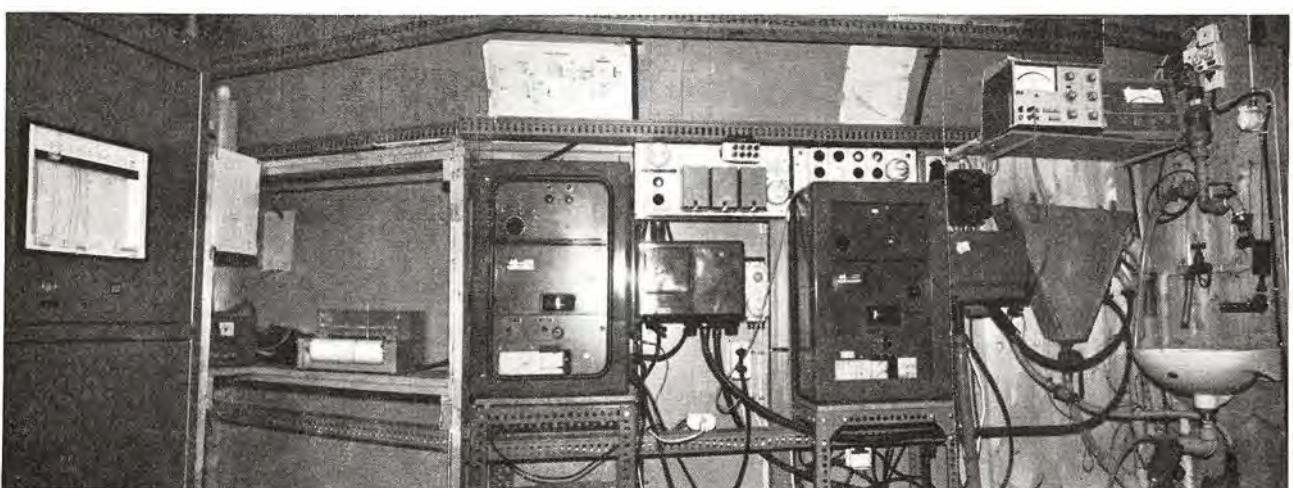


Fig. 11. — Station expérimentale de Vessy : Aménagement intérieur de la remorque-laboratoire.

De gauche à droite : Enregistreur Polycomp à 12 pistes ; enregistreur Labograph ; photomètre à fluorescence pour la détection des hydrocarbures ; turbidimètre.
Sur l'étagère en haut à droite : Conductivimètre et pH-mètre ; en dessous : réservoir alimenté en eau brute de l'Arve.
Au-dessus du lavabo : Ensemble à circulation pour la mesure de pH, alimenté en eau de la nappe souterraine qui est pompée dans le puits I.

fluctuations saisonnières de la conductivité de l'eau de l'Arve et de l'eau souterraine ont été décelées et il faudra naturellement en tenir compte lors de l'interprétation des résultats.

La difficulté dans ces mesures continues de la conductivité de l'eau réside principalement dans le choix de cellules de mesure appropriées, facilement nettoyables et ne se polarisant pas. Les deux détecteurs mentionnés ci-dessus nous ont été fournis par la maison Camille Bauer, et sont raccordés directement à l'enregistreur. La fréquence de mesure est de 50 Hz et l'influence de la température est compensée automatiquement par un thermomètre à résistance.

Comme appareil de contrôle et pour l'essai de différentes autres cellules de mesure, nous avons dû installer un conductivimètre Philips PW 9501/01. Cet appareil, qui utilise à volonté des fréquences de mesure de 200 ou 2000 Hz, permet un réglage de la constante de la cellule de mesure entre 0,01 et 30 cm⁻³ et un réglage du coefficient de température compris entre 1,3 et 3,1 % par degré centigrade.

5.4 Contrôle de la turbidité

Les brusques variations de turbidité de l'eau de l'Arve nous ont imposé l'étude d'un dispositif d'arrêt automatique de la pompe, afin d'éviter un colmatage trop rapide de l'aire de réalimentation.

Après plusieurs mois d'essais, nous avons choisi un turbidimètre Sigrist UP 51 B2 avec corps de mesure 5 TYF3 à cuvette, dans laquelle l'eau circule continuellement. Un rayon lumineux, envoyé obliquement dans cette cuvette, est diffusé par les particules en suspension et est capté ensuite par une cellule photo-électrique.

L'intensité de cette lumière diffusée ne dépend pas seulement de la quantité de particules en suspension dans l'eau, mais aussi de leur composition, forme, grosseur, teinte et indice de réfraction.

Les appareils Sigrist sont étalonnés conformément aux normes allemandes, en mg par litre de poussière de silice (1 mg si O₂ par litre d'eau distillée = 1 ppm ou part par million).

De fréquentes analyses faites par le LABORATOIRE DE L'OFFICE FÉDÉRAL POUR L'ÉCONOMIE HYDRAULIQUE nous ont permis d'établir une corrélation entre les valeurs théoriques enregistrées par l'appareil, en ppm Si O₂, et les résultats des analyses (fig. 9).

Une certaine dispersion des résultats est inévitable, vu les origines très diversifiées des eaux de l'Arve.

5.5 Photomètre à fluorescence pour la détection d'hydrocarbures dans l'eau

Des pollutions accidentelles par déversements d'huiles ou d'hydrocarbures sont fréquentes. Nous avons donc aussi installé un dispositif d'arrêt immédiat de la pompe de réalimentation dès l'apparition de telles pollutions.

Le détecteur d'hydrocarbures, construit par la maison Sigrist, est assez semblable aux turbidimètres, mais il utilise des rayons ultraviolets produits par une lampe à vapeur de mercure. La fluorescence, émise par certaines molécules lorsqu'elles réfléchissent les rayons lumineux de la lampe à vapeur de mercure, est mise en évidence par une série de filtres. L'étalonnage dépend essentiellement des sortes d'huiles ou d'hydrocarbures contenus dans l'eau ; il n'est donc pas possible d'exprimer quantitativement le degré de pollution lorsqu'on ne connaît pas la nature de cette pollution. Cet appareil a une très grande sensibilité, qui suffit largement pour le but qui lui est attribué.

5.6 Enregistreurs

Afin de faciliter le dépouillement des résultats de mesure, un appareil Polycomp 2 à douze pistes enregistre les principales valeurs mesurées (températures, conductivités, niveaux de l'Arve et de la nappe, turbidité, arrêt et mise en marche de la pompe de réalimentation, etc. (fig. 11).

Pour des recherches spéciales, un Labograph E 478, à zéro décalable, permet d'enregistrer des tensions comprises entre 1 mV et 110 V ou des courants de 0,01 à 100 mA.

Cet appareil doit nous permettre de suivre, dans le temps, de faibles variations du facteur pH ou de la conductivité de l'eau lors d'essais avec des traceurs chimiques par exemple.

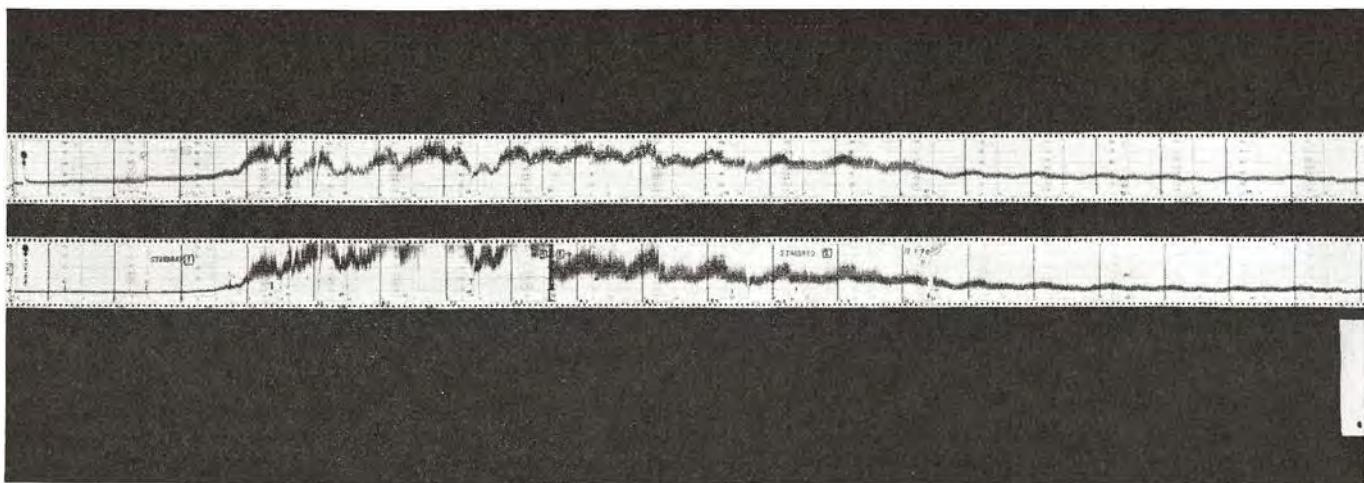


Fig. 12. — Enregistrement pendant 21 jours des traces de fluorescéine détectées par les appareils Sigrist.

- a) Turbidimètre ordinaire avec standard 10 ppm, puis, dès le 4^e jour, 20 ppm.
- b) Photomètre à fluorescence avec standard n° 1, puis n° 2 dès le 8^e jour.

Les traces de fluorescéine apparaissent le 3^e jour, à raison de 1,5 ng/ml. Elles atteignent, le 8^e jour, 22,9 ng/ml.
(Echantillons analysés au laboratoire de l'Ecole de chimie.)

● Injection de 700 g de fluorescéine dans le puits II, situé à 32 mètres du puits I d'observation.

| Périodes de 24 heures.

— Modification de l'échelle par échange du standard de l'appareil.

6. Essais effectués

Les travaux, à Vessy, ont commencé en automne 1967. Dès l'achèvement des premiers puits et piézomètres, nous avons procédé à des essais de rabattement de la nappe et d'arrosage du sol.

L'infiltration, en surface, était de l'ordre de 800 mm/jour, et la perméabilité moyenne K de $2 \cdot 10^{-1}$ cm/s.

Ces données servirent à dimensionner les installations, qui furent montées en 1968.

L'inondation provoquée par la crue exceptionnelle de septembre nous obliga d'interrompre les essais d'arrosage jusqu'à ce que le niveau de la nappe, qui était monté de plus d'un mètre en quelques jours, se soit stabilisé. Si cette inondation intempestive a retardé le déroulement de nos essais, elle aura par contre permis de démontrer l'efficacité de la filtration naturelle à travers le terrain. Après cette réalimentation massive par de l'eau polluée au plus haut degré, c'est à peine si, dans quelques puits situés en bordure de l'Arve, on a constaté un accroissement passager du nombre de germes.

Les dépôts, laissés par l'inondation, ont provoqué un colmatage du sol et le taux d'infiltration a diminué de moitié, ce qui nous obliga à limiter les débits journaliers de l'arrosage. Des mesures provisoires ont été prises et l'aire d'infiltration a été accrue par la construction de canaux et la pose de drains.

7. Projets

Au début de 1970, on prévoit quelques essais avec des traceurs chimiques (Ca Cl_2) et avec de la fluorescéine (fig. 12).

Dès le mois de mars, la réalimentation se fera avec des débits plus importants, sur une parcelle de 3000 m² nouvellement aménagée.

Enfin, différents systèmes de filtres seront étudiés pour éviter un colmatage trop rapide. Un traitement approprié de l'eau brute permettrait de réalimenter la nappe par quelques puits seulement, ce qui réduirait considérablement la surface d'une installation définitive, dont le débit devrait être au moins dix fois celui de notre installation expérimentale.

8. Conclusions

A Genève, suivant les quartiers, les habitants sont alimentés soit par les Services industriels, dont le 90 % de la production d'eau provient du lac et 10 % des nappes souterraines, soit par la Société des Eaux de l'Arve qui, elle, n'utilise que les eaux souterraines.

Les premiers se plaignent parfois d'un excès de chlore et d'un goût désagréable en été. Chez les seconds, on voit plus fréquemment la carafe d'eau fraîche sur la table, mais par contre leurs casseroles et leurs bouilleurs s'entartrent.

Une réalimentation massive de la nappe souterraine provoquerait probablement un abaissement de la dureté de

l'eau et permettrait aux Services industriels — pour qui le lac restera toujours la ressource principale et la seule qui permette une extension illimitée — de maintenir, dans une partie de son réseau de distribution, une proportion non négligeable d'eau en provenance de la nappe souterraine.

La technique de la réalimentation artificielle est maintenant pratiquée dans le monde entier. Elle permet de rendre à des eaux polluées de surface les qualités d'une eau souterraine. En outre, le sol forme un immense réservoir naturel et, dans notre cas, il transporterait sans frais des volumes considérables d'eau à des dizaines de kilomètres. Un enrichissement artificiel de la nappe assurerait aussi une exploitation plus rationnelle des stations de pompage existantes, dont l'une a déjà dû être reconstruite et approfondie, du seul fait de l'abaissement de niveau de la nappe.

Plusieurs installations importantes de réalimentation, telles celles de Francfort-sur-le-Main (capacité : 30 000 m³/j) et Croissy près de Paris (capacité : 100 000 m³/j), font subir à l'eau brute de rivière un traitement complet avec flocculateur, charbon actif, stérilisant, si bien que l'eau, avant son injection dans le sol a déjà, théoriquement tout au moins, les qualités d'une eau potable. Il n'en reste pas moins que cette eau contient, malgré tous les traitements subis, des traces non négligeables de produits divers résultant de la dégradation bactérienne, de la pollution organique et de l'utilisation constamment accrue de pesticides, détersifs, colorants, hydrocarbures, etc. Ces traces, dont la réalité est constatée par les laboratoires, provoquent un goût et une odeur désagréables et sont considérées comme une nuisance à éviter autant que possible.¹

En outre, les risques de pollution radio-active des eaux de surface ne peuvent plus être ignorés. Si les eaux souterraines sont de toute façon à l'abri d'une contamination directe par des pluies radio-actives, des expériences, en Hollande, ont montré que ces eaux de pluie perdaient la plus grande partie de leur radio-activité en s'infiltrant dans le terrain.

Par nécessité quelquefois, mais le plus souvent pour des raisons de sécurité, d'économie et de commodité, il semble bien qu'en Suisse également l'on s'achemine vers une utilisation accrue des nappes souterraines, enrichies artificiellement au besoin, partout où les conditions hydrogéologiques le permettront.

C'est là une raison de plus d'appliquer avec la dernière rigueur toutes les mesures de protection des eaux souterraines.

¹ Voir : « Lutte contre la pollution des eaux, recherches actuelles de l'A.N.R.T. », sujet 5 : *La lutte contre la micropollution*, par CYRIL GOMELLA. Ed. Eyrolles, Gauthier-Villars 1970.

Fig. 7, 10 et 11 : photos de l'auteur.
Fig. 12 : photo Boissonnas-Borel.

Adresse de l'auteur :
D. Baroni, Service géologique du Cadastre
Case postale 36, 1211 Genève 8.

Probleme der Speisung des Grundwasservorkommens im Gebiet von Tenero-Gordola im Zusammenhang mit der Erstellung des Verzasca-Kraftwerks *

Dr. P. NÄNNY, Eidg. Anstalt für Wasserversorgung, Abwasserreinigung und Gewässerschutz der ETH Zürich

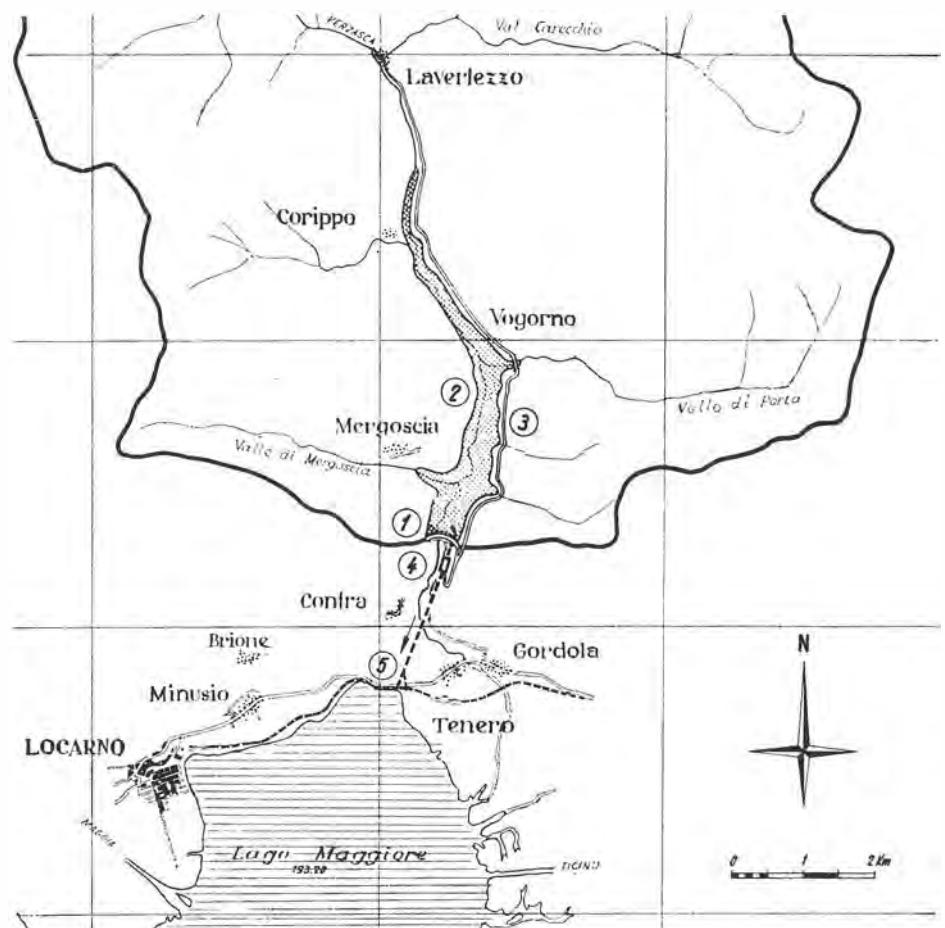
W. 212.01

1. Geologisch-hydrologische Verhältnisse des Grundwasservorkommens

Im Verzasca-Delta, Gebiet der Gemeinden Tenero und Gordola, besteht der Untergrund zwischen dem Berghang und dem Ufer des Lago Maggiore praktisch ausschliesslich aus durchlässigen Lockergesteinen (vergl. Fig. 1 und 2). Es handelt sich um im Detail unterschiedliche Mischungen von Sand bis Feinsand mit Kies und Steinen. Bemerkenswert an der Zusammensetzung der Bodenschichten ist die sehr geringe Beteiligung der Ton-

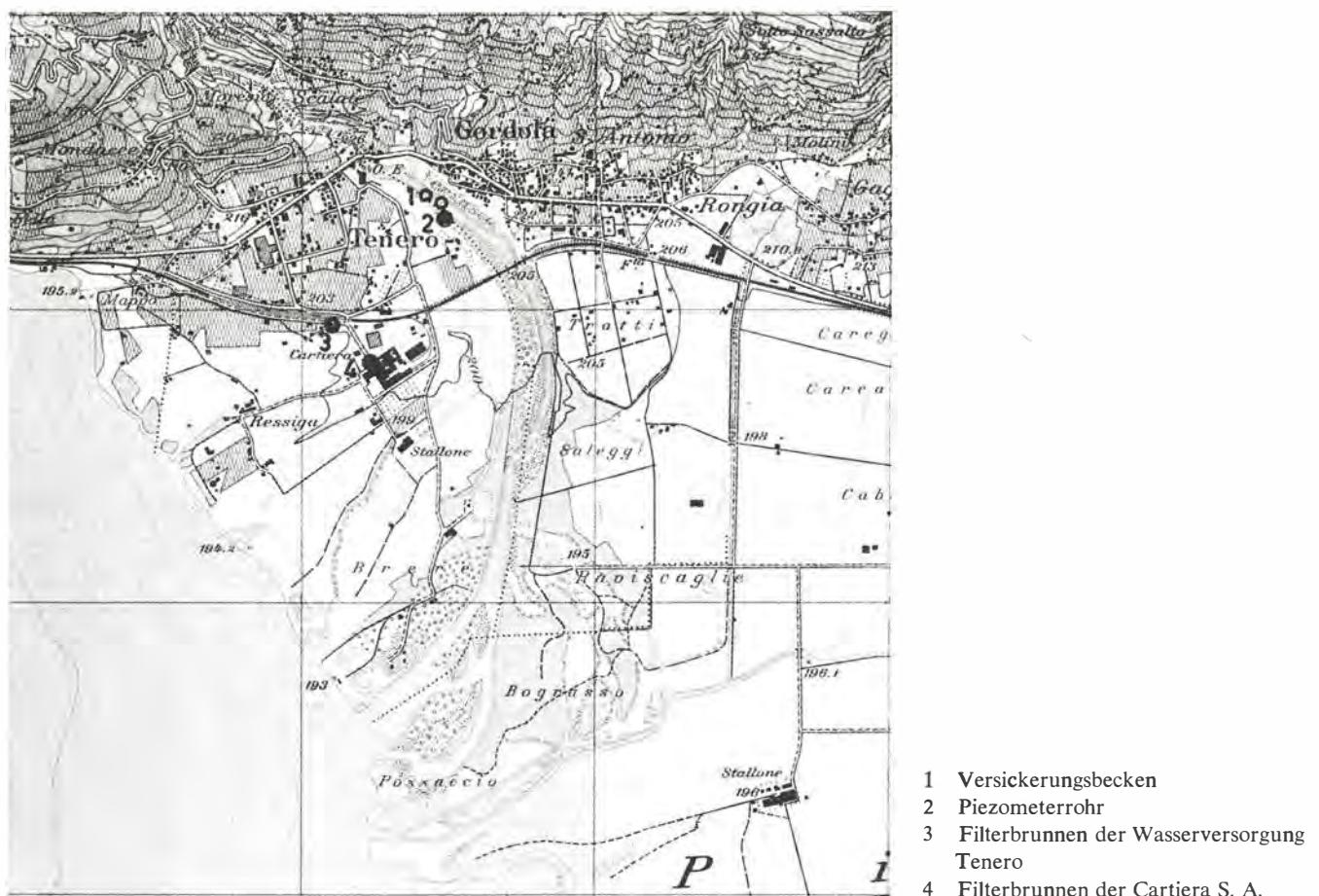
fraktion. Dies hat zur Folge, dass praktisch keine un durchlässigen Schichten vorhanden sind; kompakte Horizonte aus Ton oder Lehm fehlen. Eine zweite erwähnenswerte Eigenschaft der Lockergesteine ist das starke Zurücktreten der feinen Kiesfraktion mit einem Durchmesser unter ca. 20 mm. Dieser Faktor erschwert die Beurteilung der hydrologischen Eigenschaften des Grundwasserleiters bei der Durchführung von Sondierbohrungen und insbesondere bei der Erstellung von Filterbrunnen. Bei der Durchsicht von Bodenproben aus

Fig. 1 Übersichtsplan des Verzasca-Kraftwerks



* Vorgetragen an der Tagung der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik am 2. und 3. Mai 1969 in Neuenburg.

Fig. 2 Situationsplan des Grundwasservorkommens im Verzasca-Delta



Sondierbohrungen und der Betrachtung der Wände in Aushüben wird man unwillkürlich an einen Kuchen mit sehr vielen Rosinen erinnert. Man ist daher versucht, die Durchlässigkeit des Grundwasserleiters pessimistisch, d. h. als mittelmässig bis schlecht zu beurteilen. Die Ergebnisse der in diesem Gebiet ausgeführten Sondierbohrungen und der bestehenden, z. T. sehr ergiebigen Filterbrunnen führen zur Schlussfolgerung, dass die Durchlässigkeit sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung auf sehr kurze Distanzen ausserordentlich grossen Schwankungen unterworfen ist. Verantwortlich für die Ergiebigkeit der guten Filterbrunnen und Sondierbohrungen sind die unregelmässig verteilten, in der Regel nur wenige Dezimeter mächtigen Lagen oder Linsen aus praktisch sandfreiem Kies und Geröll. Die mittels Kleinpumpversuchen an den Piezometerrohren einiger repräsentativer Sondierbohrungen ermittelten k-Werte schwanken zwischen ca. $2 \cdot 10^{-3}$ m/sec (gute Durchlässigkeit) und $5 \cdot 10^{-5}$ m/sec (schlechte Durchlässigkeit).

Die Mächtigkeit des als Grundwasserleiter funktionierenden durchlässigen Lockergesteins im Gebiet des Verzasca-Deltas ist nicht bekannt. Bei der unseres Wissens tiefsten Sondierbohrung in diesem Gebiet wurde die Sohle des Grundwasserleiters auf 40 m Tiefe noch nicht erreicht. — Über die Herkunft des praktisch ausschliesslich aus Gneistrümmern zusammengesetzten Lockerge-

steins kann kein Zweifel bestehen; es handelt sich um den Schuttkegel der Verzasca.

Die geschilderte Zusammensetzung des Untergrundes im Gebiet von Tenero-Gordola steht gemäss den uns zur Zeit zur Verfügung stehenden, allerdings nicht sehr reichhaltigen Informationen in einem scharfen Gegensatz zu den östlich und südlich des Verzasca-Deltas liegenden Gebieten der eigentlichen Magadino-Ebene. Dort haben offensichtlich die Tone und Silte einen überwiegenden Anteil an der Zusammensetzung der Talauffüllung. Wir stellen uns vor, dass die durchlässigen Ablagerungen des Verzasca-Deltas mit den feinkörnigen, praktisch undurchlässigen Sedimenten der Magadino-Ebene verzahnt sind.

Die Analyse der *Grundwasserspiegel-Verhältnisse* im Gebiet des Verzasca-Deltas ergab, wie erwartet werden musste, dass das Grundwasser vom Berghang gegen den Lago Maggiore strömt und in den See austritt. Der See bildet den Vorfluter des Grundwassers und ist gemäss dieser Beziehung in weitgehendem Masse verantwortlich für die Steuerung des Grundwasserspiegels im Gebiet von Tenero-Gordola. Die geschilderten Verhältnisse werden durch das hydrologische Profil (Fig. 3) veranschaulicht.

Die Speisung des Grundwasservorkommens im Gebiet von Tenero erfolgte gemäss den durchgeföhrten Unter-

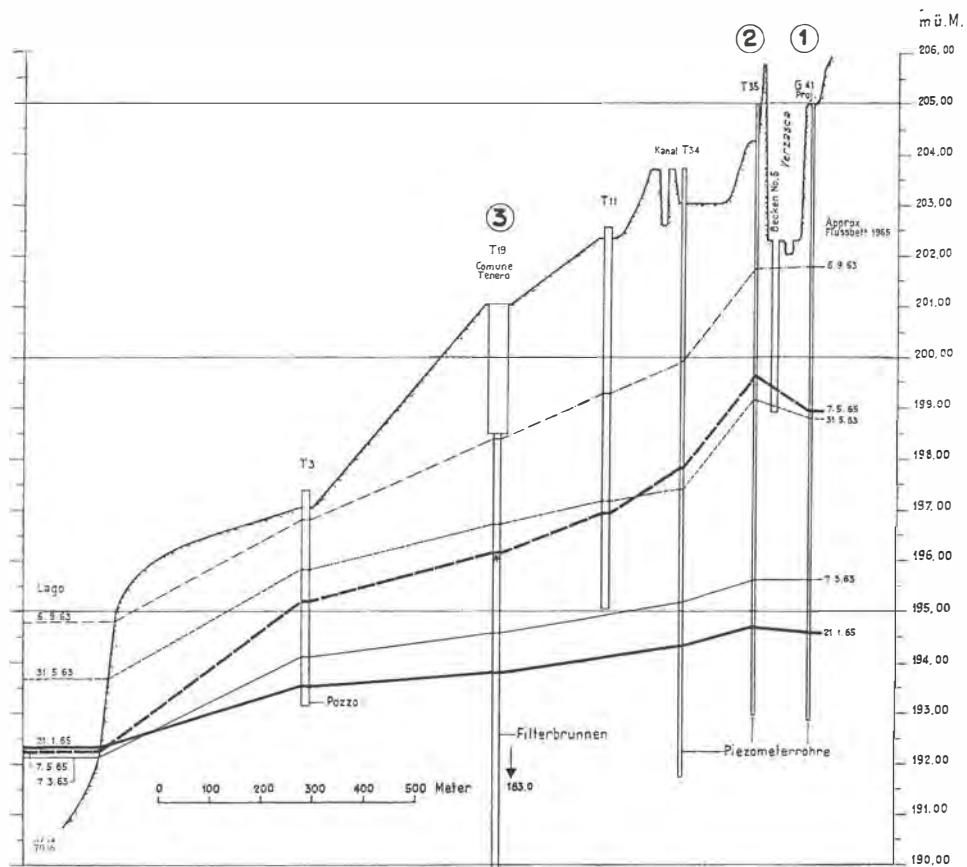
Fig. 3 Hydrologisches Profil

Eingezeichnete Wasserspiegel

- · — 6. 9. 63 H. W. } Typische
Wasser-
stände
- · — 31. 5. 63 M. W. } im Jahre
1963
- 7. 3. 63 N. W.
- 21. 1. 65 N. W. 1965 vor
Beginn der Grundwasser-
anreicherung
- · — 7. 5. 65 N. W. 1965 mit
Einfluss der Grundwasser-
anreicherung seit
22. 1. 1965

Wichtigste Beobachtungsstellen
gemäss Situationsplan, Fig. 2

- ① Anreicherungsbecken
- ② Piezometerrohr (T 35)
- ③ Filterbrunnen
Wasserversorgung
Tenero (T 19)



suchungen vor dem Bau des Verzasca-Kraftwerks durch folgende drei Zuflüsse:

- Regenwasser, das auf dem Talboden direkt über dem Grundwasservorkommen versickert;
- Regenwasser, das am Berghang von Tenero-Gordola versickert und auf unterirdischem Wege in das Grundwasservorkommen gelangt;
- Flusswasser der Verzasca, das im Bereich des Verzasca-Deltas in den Untergrund versickert und in das Grundwasser infiltriert.

Im Laufe der Untersuchungen und langwierigen Verhandlungen im Zusammenhang mit dem Bau des Verzasca-Kraftwerks wurden von verschiedener Seite Rechnungen über die Durchflussmenge des Grundwasservorkommens sowie über die prozentualen Anteile der 3 erwähnten Zuflüsse angestellt. Die Ergebnisse dieser Rechnungen gingen jedoch von einem zum andern Autor sehr stark auseinander. Sie konnten unseres Erachtens im besten Falle als grobe Schätzungen, zum Teil sogar nur als Spekulationen taxiert werden. Man hat sich deshalb dafür entschlossen, das im Zusammenhang mit dem Bau des Verzasca-Kraftwerks sich stellende wichtigste Grundwasserproblem — die Frage nach der Menge des in das Grundwasservorkommen infiltrierenden Verzasca-Flusswassers — auf empirischem Wege zu lösen.

Der nachfolgend kurz skizzierte, bemerkenswerte *Chemismus des Grundwassers* im Gebiet von Tenero-Gordola ist klar bedingt durch die geologische Zusammensetzung des Grundwasserleiters ausschliesslich aus Gneis-Komponenten. Die wichtigsten chemischen Eigenschaften des aus dem ergiebigsten Filterbrunnen des Untersuchungsgebietes (Brunnen der Cartiera di Locarno SA) gepumpten Grundwassers können wie folgt umschrieben werden:

- sehr niedriger Gehalt an gelösten Stoffen;
- ausserordentlich geringe Härte (Mittelwerte aus einer grossen Anzahl von Analysen: Gesamthärte = $1,8^{\circ}$ frz.H.; Karbonathärte = $1,25^{\circ}$ frz.H.);
- das Wasser ist ziemlich stark aggressiv infolge der Anwesenheit beträchtlicher Mengen an sog. «überschüssiger Kohlensäure»;
- das Wasser weist einen durchwegs hohen Sauerstoffgehalt auf;
- die Gehalte an gelösten Eisen- und Mangan-Verbindungen sind in wasserversorgungstechnischer Hinsicht bedeutungslos gering;
- die Analysenzahlen, welche für die Charakterisierung des Verunreinigungsgrades eines Wassers mit organischen Stoffen dienen, sind bemerkenswert niedrig und geben keinen Anlass zu irgend einer Beanstandung.

2. Probleme der Beeinträchtigung der Wassernutzung im Gebiete von Tenero-Gordola durch den Bau des Verzasca-Kraftwerks

Bei einer rigorosen Ausnützung des Verzasca-Wassers für die Elektrizitätsgewinnung im neuen Speicherwerk der Verzasca SA wäre praktisch sämtliches Flusswasser der Verzasca aus dem Stausee Vogorno via Kavernenzentrale und Unterwasserstollen direkt dem Lago Maggiore zugeleitet worden (vergl. Fig. 1). Dies hätte dazu geführt, dass eine grosse Anzahl von Wassernutzungen in der Zone von Tenero-Gordola tangiert worden wäre.

Offensichtlich war bei dem skizzierten Vorgehen eine Schädigung bei den bisherigen Nutzungen des Flusswassers im Gebiet des Verzasca-Deltas (zwei kleine Laufkraftwerke am Kanal der Cartiere di Locarno SA und ein weitverzweigtes System von Bewässerungskanälen). Eine vollständige Trockenlegung des Verzasca-Flussbettes zwischen Tenero und dem Lago Maggiore stiess zudem auch auf den entschlossenen Widerstand der Kreise des Natur- und Landschaftschutzes. Es stellte sich jedoch auch die Frage, ob durch die Wegnahme des Flusswassers aus der Zone des Deltas indirekt auch die Grundwasserverhältnisse nachteilig beeinflusst würden.

Zum Studium dieses Problems wurden im Grundwasservorkommen zwischen Tenero-Gordola und dem Lago Maggiore eingehende Untersuchungen durchgeführt. Als Beobachtungsstellen im Grundwasser dienten die Filterbrunnen der Cartiera di Locarno S.A. sowie der Gemeinden Tenero und Minusio, eine grosse Anzahl von primitiven, hauptsächlich für Bewässerungszwecke im Gemüsebau dienenden Schachtbrunnen (sog. pozzi) sowie die zum Teil mittels Sondierbohrungen erstellten, zum Teil eingerammten Piezometerrohre.

Im vorangehenden Kapitel wurde dargelegt, dass die Infiltration von Verzasca-Flusswasser in der Zone zwischen Tenero-Gordola und dem See zur Speisung des Grundwasservorkommens beiträgt. Als Infiltrationsstellen von Verzasca-Wasser in den Untergrund mussten alle 3 nachfolgend genannten Möglichkeiten in Prüfung gezogen werden:

- a) Flussbett der Verzasca zwischen Tenero und See;
- b) das weitverzweigte System der Bewässerungsanäle im Delta-Gebiet;
- c) Fabrikkanal der Cartiera di Locarno SA, vor allem im oberen Abschnitt, zwischen der bestehenden Zentrale Tenero des EW Lugano und der Fabrik.

Die Untersuchungen über die Rolle dieser 3 potentiellen Infiltrationsstellen von Flusswasser für den Haushalt des Grundwasservorkommens führten zu folgenden Ergebnissen:

- a) Die Auswertung der Daten über die Grundwasserspiegel und Abflusstmengen der Verzasca sowie der aus technischen Gründen im vorliegenden Falle nur spärli-

chen Messungen der Grundwassertemperatur sprach eindeutig für die Existenz von Infiltrationen vor allem im obersten Abschnitt des Flusslaufs, zwischen der alten Zentrale des E. W. Lugano und der Eisenbahnbrücke. Auch die Ergebnisse der chemischen Wasseranalysen lieferten einen, wegen der geringen Unterschiede der chemischen Zusammensetzung von Fluss- und Grundwasser zwar nicht sehr schlagkräftigen, zusätzlichen Beweis für die Infiltration.

b) Die Frage der Infiltration aus den Bewässerungsanälen war schwierig zu beurteilen. Die Durchführung auch nur einigermassen stichhaltiger Messungen im weitverzweigten Kanalnetz wäre sehr zeitraubend und teuer gewesen. Auch mit solchen Messungen wäre die Ermittlung der effektiv ins Grundwasservorkommen infiltrierten Wassermenge sehr unsicher gewesen, weil man über den Anteil der Verdunstung auf dem Boden und in der Pflanzendecke völlig im unklaren war. Bei Würdigung sämtlicher Argumente gelangte man zum Schlusse, dass eine gewisse Infiltration von Flusswasser aus den Bewässerungsanälen in Rechnung zu stellen war, dass die hier infiltrierte Wassermenge jedoch um ein Vielfaches geringer ist als diejenige aus dem Verzasca-Flussbett.

c) Durch einen Stauversuch konnte der Beweis geleistet werden, dass aus dem Kanal zwischen Zentrale E.W. Lugano und Cartiera nur sehr geringe Wassermengen zusekerten. Die Bedeutung des Kanals für die Speisung des Grundwasservorkommens war demnach gleich Null oder mindestens bedeutungslos klein.

Die geschilderten Untersuchungen führten zusammenfassend zu dem Schlusse, dass die gänzliche Wegnahme des Verzasca-Flusswassers aus der Zone des Deltas zu einer merklichen Verminderung der Speisung des Grundwasservorkommens führen musste. Dies bedeutete allgemein eine Abnahme der Durchflussmenge und damit der Ergiebigkeit des Grundwasservorkommens im weitesten Sinne. Im Falle von Tenero-Gordola gaben jedoch vor allem die nachfolgend erwähnten, begleitenden Faktoren Anlass zur Befürchtung hinsichtlich der Beeinträchtigung der Nutzung des Grundwassers.

Erstens musste in den weiter vom See entfernten Arealen des Grundwasservorkommens eine *Absenkung des Grundwasserspiegels* in Rechnung gestellt werden. Dies hätte vor allem zu Schadenersatzforderungen seitens der Eigentümer der vielen primitiven Schachtbrunnen (Sodbrunnen) geführt. Diese Brunnen wurden zum überwiegenden Teil durch die Eigentümer selbst oder durch lokale Bauunternehmungen erstellt. Sie reichen gerade so tief, wie bei niedrigem Grundwasserspiegel von Hand mit einer allenfalls geringfügigen Wasserhaltung gegraben werden konnte. Die Nachforschungen haben gezeigt, dass im Laufe der Jahre viele dieser Brunnen jeweilen wieder um einen oder zwei Meter vertieft wurden, wenn

die Ungunst der meteorologischen und hydrologischen Verhältnisse den Grundwasserspiegel zeitweilig unter die Sohle des Schachtes absinken liess. Bei einer Anzahl dieser Schachtbrunnen sowie vor allem auch beim Filterbrunnen der Wasserversorgung der Gemeinde Tenero waren die Fördereinrichtungen so, dass sie bei den alljährlich auftretenden niedrigen Wasserspiegeln gerade noch knapp funktionierten. Eine auch nur geringfügige Absenkung der natürlichen Niedrigwasserspiegel durch den Eingriff des Verzasca-Kraftwerks hätte in diesen Fällen dazu geführt, dass an das Kraftwerk-Unternehmen die Forderung gestellt worden wäre, eine grosse Anzahl von Brunnen zu vertiefen und mit neuen Pumpenanlagen auszurüsten. Um den zu erwartenden endlosen Streitigkeiten darüber auszuweichen, ob in der Zukunft ein bestimmter Niederwasserstand des Grundwassers ungünstigen meteorologischen Faktoren oder den Einflüssen des Kraftwerkbaues zuzuschreiben sei, wäre dem Kraftwerk-Unternehmen in der Praxis nichts anderes als die vorsorgliche Sanierung sämtlicher kritischen Grundwasserfassungen übrig geblieben.

Ein zweiter, in Betracht zu ziehender Faktor bestand darin, dass der grösste Grundwasserkonsument in Tenero, die Cartiera di Locarno S.A., Befürchtungen aussprach, dass mit der Abnahme der Speisung die chemische Zusammensetzung des Grundwassers in nachteiliger Weise verändert werden könnte. Die Papierfabrik stellte sich auf den Standpunkt, dass sie angesichts der hoch spezialisierten Fabrikation überhaupt keine *Veränderung des Grundwasserchemismus*, vor allem keine Erhöhung der Härte, tolerieren könne. Eine Garantie dafür, dass bei einer Verminderung der Speisung des Grundwasservorkommens der Chemismus des Grundwassers völlig unbeeinflusst bleiben würde, konnte gemäss unserer Beurteilung der Verhältnisse jedoch nicht gegeben werden.

Zusammenfassend musste auf Grund der durchgeführten Untersuchungen angenommen werden, dass eine gänzliche Wegnahme des Verzasca-Flusswassers aus der Zone des Deltas von Tenero-Gordola durch das Verzasca-Kraftwerk zu verschiedenartigen Beeinträchtigungen der Grundwassernutzung mit zum Teil schwerwiegenden finanziellen Folgen führen würde. Die direkte Ursache dieser zu erwartenden Beeinträchtigungen bestand im Wegfall der Infiltration von Flusswasser aus dem Verzasca-Flussbett sowie aus den landwirtschaftlichen Bewässerungsanälen. Es lag deshalb nahe, nach einer Lösung zu suchen, mit der diese Infiltrationen in vollwertiger Weise kompensiert werden konnten. Die Vereinbarung über die schliesslich gewählte Lösung sei nachfolgend skizziert.

Aus der Zone des Verzasca-Deltas wird nicht alles Flusswasser weggemommen. Die Zone erhält eine Restwassermenge durch eine kleine Zentrale am oberen Rande des

Deltas. Diese Dotierzentrale wird im Gebäude der alten Zentrale des E.W. Lugano erstellt und mit Verzasca-Wasser aus der revidierten Druckleitung derselben betrieben. Das als Abfluss der Dotierzentrals zur Verfügung stehende Flusswasser dient zur Befriedigung folgender Forderungen:

1. Speisung einer Anlage für die künstliche Grundwasseranreicherung zur Kompensation der wegfallenden Infiltration aus dem Verzasca-Flussbett.
2. Speisung der landwirtschaftlichen Bewässerungsanäle im bisherigen Umfange. Damit bleibt auch die Infiltration von Flusswasser aus diesen Kanälen im bisherigen Umfange erhalten.
3. Speisung des mit kleinen Schwämmen auf die bisherige Wasserspiegellage aufgestauten Oberwasserkanals der Cartiera di Locarno SA. Erstens steht damit der Papierfabrik ein gewisses Quantum Flusswasser für verschiedene Bedürfnisse (z. B. Feuerschutz) weiterhin zur Verfügung; zweitens wird die Diskussion über die Infiltration von Flusswasser aus dem Kanal, welcher gemäss unserer Beurteilung praktisch sowieso kein Gewicht beizumessen ist, gegenstandslos.
4. Abgabe einer aus wirtschaftlichen Erwägungen naturgemäß nicht sehr grossen Restwassermenge in das Verzasca-Flussbett in der Deltazone, um die Beeinträchtigung des Landschaftsbildes zu mildern.

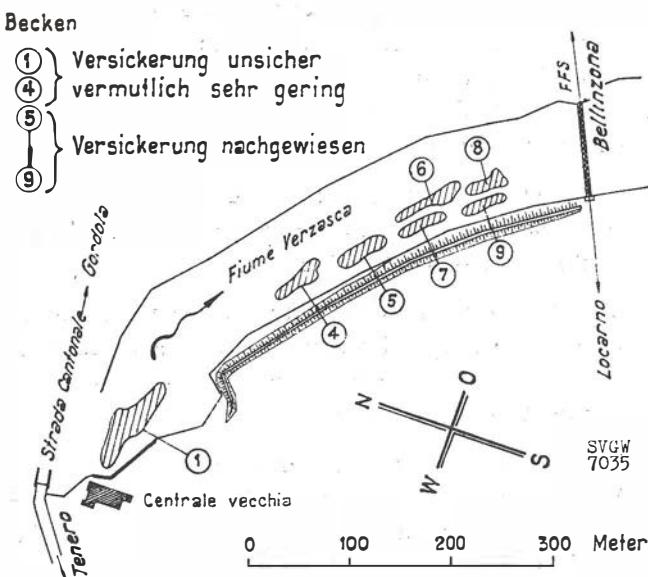
Für die unter Punkt 1 erwähnte künstliche Grundwasseranreicherung wurden folgende Methoden in Betracht gezogen:

- a) Versickerungsgräben oder -becken im trocken gelegten Flussbett der Verzasca.
- b) Versickerung im Oberwasserkanal der Cartiera durch Ausgestaltung des Kanals als Sickergraben.
- c) Versickerungsgräben oder -becken auf dem Gelände zwischen Verzasca und Fabrikareal Cartiera.
- d) Versickerung von Flusswasser in Filterbrunnen zwischen Verzasca und Cartiera.

Die Prüfung der vier oben genannten Methoden führte zu der Schlussfolgerung, dass die Anreicherung in Versickerungsgräben oder -becken im trocken gelegten Flussbett der Verzasca unter den vorliegenden Verhältnissen als die weitaus günstigste Variante betrachtet werden muss. Ein Anreicherungsversuch im halbtechnischen Maßstab mit einem Becken von 40 m² Fläche im März 1963 erhärtete dieses Urteil und lieferte gleichzeitig erste Grundlagen für die Dimensionierung der Versickerungsanlagen.

Auf Grund dieser Ergebnisse wurde beschlossen, die Anlagen für die künstliche Grundwasseranreicherung im Verzasca-Flussbett im Zusammenhang mit dem Staubeginn schrittweise zu erstellen und anschliessend in Betrieb zu nehmen.

Fig. 4 Situationsplan der Versickerungsbecken



3. Ergebnisse der künstlichen Anreicherung des Grundwasservorkommens

Während der Monate Januar, Februar und März 1965 wurden im obersten Abschnitt des durch den Aufstau des Verzasca-Stausees trockengelegten Flussbettes der Verzasca zwischen Zentrale E. W. Lugano und Eisenbahnbrücke total 7 Versickerungsbecken erstellt und sukzessive in Betrieb gesetzt. Figur 2 orientiert über die generelle Lage, Figur 4 über die Anordnung der einzelnen Becken im Flussbett. Die Beobachtungen während des Einfahrens ergaben überraschenderweise, dass die Versickerungsleistung der beiden obersten Becken (No. 1 und 4) nahezu Null war. Da die Zusammensetzung des Kies-Sandes beim Aushub dieser beiden Becken sich kaum unterschied von derjenigen bei den gut funktionierenden Becken No. 5—9, muss angenommen werden, dass die Wasserabströmung durch Einlagerung schlecht durchlässiger Bodenschichten unterhalb der Sohle der Becken No. 1 und 4 gehemmt wird. Das Becken No. 5 zeigte beim Einfahren eine sehr befriedigende Versickerungsleistung von 40 l/sec bzw. 3440 m³/Tg. Auf Grund dieser Feststellungen wurde auf die ursprünglich projektierten Becken No. 2 und 3 verzichtet. Da die Zeit drängte, wurden nun in rascher Folge die Becken No. 6—9 erstellt und ohne Messung der Einzelleistungen in Betrieb genommen. Die Becken werden mit Verzasca-Wasser aus einer für die Verarbeitung der Dotierwassermenge bestimmten Turbine der alten Zentrale beschickt; der Überlauf der beiden untersten Becken geht ins Flussbett.

Wir geben nachfolgend eine Zusammenstellung der wichtigsten Daten der Anreicherungsbecken (funktionierende Becken No. 5, 6, 7, 8, 9):

Dimensionierung:

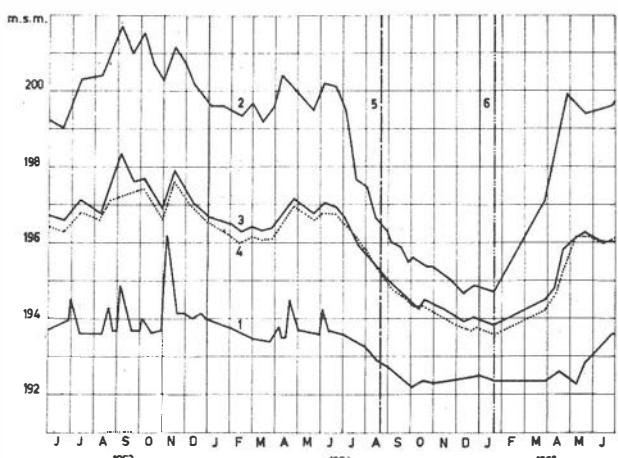
50 × 10 × 3 m

totale Versickerungsleistung während der ersten Monate nach Inbetriebnahme:
rd. 200 l/sec bzw. 17 300 m³/Tg.

Es bleibt uns nun noch die Schilderung der Auswirkungen der künstlichen Anreicherung auf das Regime des Grundwasservorkommens, d. h. vor allem auf die Lage der Grundwasserspiegel. Figur 5 zeigt die Ganglinien des Grundwasserspiegels an 3 ausgewählten Beobachtungsstellen sowie des Seespiegels von Mitte 1963 bis Mitte 1965; bezüglich der Lage der Beobachtungsstellen sei auf Figur 2 verwiesen. Während dem die Grundwasserspiegel in den ersten Monaten des Jahres 1964 noch als normal bezeichnet werden konnten, war das Ansteigen derselben im Frühling und Sommer bedeutend geringer als im Durchschnitt der vorangehenden Jahre. Im Juli 1964 begannen die Spiegel rasch und überdurchschnittlich stark abzusinken. Die Absenkungen kamen nicht mehr zum Stillstand, so dass der Grundwasserspiegel im Januar 1965 einen ausserordentlichen, während der 5jährigen Beobachtungsperiode auch nicht annähernd erreichten Tiefstand aufwies.

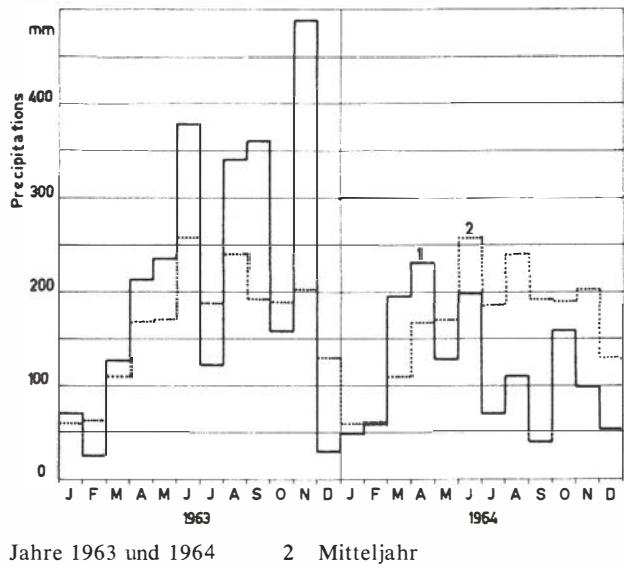
Am 21. August 1964 war mit der Füllung des Stauses von Vogorno begonnen worden; seit diesem Datum floss daher praktisch kein Wasser mehr durch das Flussbett des Verzasca-Deltas ab. Angesichts dieser Situation war natürlich der Gedanke naheliegend, die Ursache der extrem tiefen Grundwasserspiegel im vollen Umfang dem Kraftwerk zuzuschreiben. Eine eingehende Analyse der Niederschlagsverhältnisse sowie der Seespiegel zeigte indessen, dass diese Deutung nicht zutrifft, sondern dass sich in der kritischen Periode offensichtlich die ungünstigen Einflüsse der extremen meteorologischen Verhältnisse und des Kraftwerks überlagert haben. Figur 6

Fig. 5 Ganglinien der Grundwasserspiegel und des Wasserspiegels des Lago Maggiore



- 1 Lago Maggiore
- 2 Piezometerrohr
- 3 Filterbrunnen der Wasserversorgung Tenero
- 4 Filterbrunnen der Cartiera S. A.
- 5 Staubeginn (21. 8. 64)
- 6 Betriebsaufnahme der Versickerungsbecken (21. 1. 65)

Fig. 6 Diagramm der Niederschläge bei der Station Magadino



1 Jahre 1963 und 1964 2 Mitteljahr

zeigt, dass das 2. Semester des Jahres 1964 im Tessin sehr grosse Niederschlagsdefizite aufwies. Aus Figur 5 ist so dann ersichtlich, dass der Spiegel des Lago Maggiore infolge der anhaltend geringen Niederschläge bis Ende September unter die extrem tiefe Kote 192,50 m absank und in dieser Lage praktisch verharrte bis Anfang Mai 1965. Es wurde weiter oben schon ausgeführt, dass infolge der Vorflutbeziehung Grundwasser/See der Seespiegel in sehr massgeblicher Weise die Lage des Grundwasserspiegels dirigiert. Auf Grund der Auswertung der mehrjährigen Wasserspiegelmessungen sowie aus theoretischen Überlegungen muss weiterhin angenommen werden, dass für die Tiefstände des Grundwasserspiegels in den einzelnen Jahren nicht so sehr das kurzfristig erreichte Minimum des Seespiegels, als vielmehr die zeitliche Dauer der tiefen Seespiegel verantwortlich ist. Das Seeufer funktioniert als ein Scharnier für die Fläche des Grundwasserspiegels; die Fläche dreht sich an diesem Scharnier nach unten, so lange der Seespiegel konstant auf einem tiefen Niveau verharrt. Im Interesse einer möglichst eingehenden Abklärung der Ursachen der extrem tiefen Grundwasserstände im Januar 1965 sowie zur Erleichterung der Auswertung zukünftiger Tiefstände wur-

den die Spiegel des Lago Maggiore in dieser Richtung analysiert. Es wurde im Detail untersucht, zu welchen Zeitpunkten und während jeweilen wie vielen aufeinanderfolgenden Tagen der Seespiegel in der Periode 1933 bis 1965 die tiefe Kote von 193,0 m sowie die sehr tiefe Kote von 192,5 m unterschritten hat. Figur 7 ist eine hierarchische Darstellung der Dauer der ununterbrochenen Unterschreitung der Kote 192,50 m. Aus dem Diagramm geht mit aller Deutlichkeit hervor, dass die zur Diskussion stehende Periode Ende 1964/Anfang 1965 mit 232-tägiger Dauer des Seetiefstandes die weit-aus extremsten Bedingungen für ein natürliches Absinken des Grundwasserspiegels aufwies.

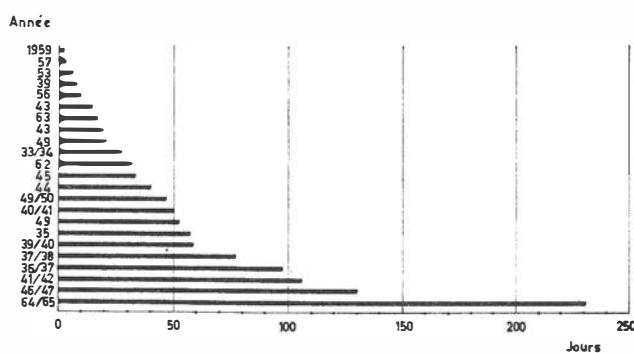
Mit dem Betrieb der künstlichen Grundwasseranreicherung ab 21. Januar 1965 (vergl. Fig. 5) stiegen die Grundwasserspiegel im Gebiet Tenero-Gordola sehr stark an, um in den Monaten Mai/Juni 1965 wieder die in früheren Jahren, d. h. vor dem Aufstau des Verzasca-Werkes, zu dieser Jahreszeit innegehabte Lage zu erreichen. Für den Stopp der Abwärtsbewegung der Grundwasserspiegel im Januar 1965 und die Hebung derselben in den Monaten Januar—Mai ist nur die künstliche Grundwasseranreicherung verantwortlich, denn die übrigen für die Lage des Grundwasserspiegels verantwortlichen Faktoren (Seespiegel, Niederschläge, natürliche Wasserführung der Verzasca unter dem früheren Regime der Kraftwerkzentralen E.W. Lugano und Cartiera di Locarno SA) hätten ein weiteres Absinken erwarten lassen. Die Einwirkung der künstlichen Grundwasseranreicherung auf die Lage des Grundwasserspiegels ist auch aus dem hydrologischen Profil (Fig. 3) sehr klar ersichtlich.

Zusammenfassung

Die heute vorliegenden Erfahrungen mit der während der extremen Niederwasserperiode in Gang gesetzten künstlichen Grundwasseranreicherung mittels Versickerungsbecken im Verzasca-Flussbett zeigen mit wünschenswerter Deutlichkeit, dass die gemäss dem Studium der hydrologischen Verhältnisse in Rechnung zu stellende quantitative Beeinträchtigung des Grundwasservorkommens durch das Verzasca-Kraftwerk mit der vorgeschlagenen und jetzt praktisch angewandten Anreicherungsmethoden kompensiert werden kann. Eine qualitative Veränderung des Grundwassers durch die Vorgänge im Zusammenhang mit der Erstellung des Verzasca-Kraftwerkes musste u. E. nicht in Betracht gezogen werden, weil die Schwächung eines der natürlichen Zuflüsse des Grundwasservorkommens (Infiltration im Verzasca-Bett) kompensiert wird durch eine künstliche Zugabe desselben Flusswassers an derselben Stelle. Diese Beurteilung hat sich durch die periodischen chemischen Analysen des Grundwassers in vollem Umfange bestätigt.

NB. Gedruckt mit Zustimmung der Verzasca SA und der Cartiera di Locarno SA.

Fig. 7 Perioden der ununterbrochenen Unterschreitung der Kote 192,5 m des Wasserspiegels des Lago Maggiore in den Jahren 1933—1965.





Problemi dell'alimentazione della falda freatica nella zona di Tenero-Gordola in relazione ai lavori di costruzione dell'impianto idroelettrico della Verzasca S. A.

del Dr. P. Nanny dell'Istituto federale per l'approvvigionamento, la depurazione e la protezione delle acque annesso alla Scuola Politecnica Federale di Zurigo

Siamo grati all'egregio Direttore della Verzasca SA, ing. A. Emma, di averci messo a disposizione la presente relazione che illustra la soluzione del difficile problema della salvaguardia d'una falda freatica intensamente sfruttata: quella del delta della Verzasca.

Soluzione originale che consiste nel lasciar defluire dall'invaso di Contra un adeguato quantitativo d'acqua di dotazione e nel recuperare la relativa perdita di energia in una piccola centrale costruita nella zona più alta del delta, il cui scarico sia in grado, grazie ad adeguati accorgimenti, di impinguare la falda freatica deltizia in misure non minore di quella che dipendeva prima dall'infiltrazione naturale del fiume.

Risultato: Minima perdita di energia nello sfruttamento delle disponibilità idriche della Verzasca e, d'altra parte, eliminazione di ogni divergenza o litigio a proposito delle utenze precostituite della zona deltizia, i cui bisogni sono soddisfatti come prima e forse meglio di prima.

Il Direttore



A) Condizioni geologiche-idrologiche della falda freatica

Il delta della Verzasca nel territorio dei comuni di Tenero e di Gordola tra la riva del lago Maggiore e il piede della montagna (vedi fig. 1 e 2) è composto praticamente di materiale sciolto permeabile. Si tratta in particolare di miscele che variano da sabbia a sabbia fine con ghiaia e sassi. Nella composizione dei diversi strati che formano la zona, la partecipazione dell'argilla è molto ridotta e ciò ha per conseguenza che non esistono nel terreno delle stratificazioni impermeabili formate da strati compatti di argilla o terra creta. Un'altra proprietà del materiale formante la zona è che la componente con diametro inferiore ai 20 mm è relativamente scarsa. Quest'ultimo fattore rende difficile il giudizio sulle proprietà idrologiche di questo materiale anche avendo a disposizione i rilievi eseguiti durante la costruzione di pozzi filtranti e sondaggi.

Tutte queste osservazioni portano a giudicare media o cattiva la permeabilità del terreno costituente la zona. I risultati ottenuti in prove eseguite su sondaggi o in pozzi filtranti già esistenti indicano che la permeabilità sia orizzontale che verticale è soggetta a forti variazioni anche su distanze relativamente brevi.

È noto che affinchè un pozzo o un sondaggio dia un buon rendimento è necessario che nella zona esistano depositi di ghiaia senza componente fine, normalmente con spessore di soli alcuni decimetri, ripartiti irregolarmente.

I risultati ottenuti in diverse prove di pompaggio eseguiti su tubi piezometrici posati nella zona hanno dato valori di k che variano da 2×10^{-3} m/sec (buona permeabilità) a 5×10^{-5} m/sec (cattiva permeabilità).

Lo spessore dello strato conduttore (permeabile) della falda freatica nella zona interessata dal nostro studio non ha potuto essere definito. Sono stati eseguiti dei sondaggi fino ad oltre 40 m di profondità senza poter raggiungere il fondo dello strato permeabile.

Per quanto concerne l'origine dello strato permeabile composto essenzialmente da materiale alluvionale gneissico non c'è dubbio che esso è costituito dal cono di deiezione del fiume Verzasca.

Le caratteristiche menzionate del terreno della zona di Tenero-Contra si differenziano nettamente da quelle dei terreni della zona a sud e ad est del delta della Verzasca e che costituiscono il Piano di Magadino.

In questa ultima zona prevale la componente argillosa e limosa. Ci sembra dunque che il cono di deiezione del fiume Verzasca, costituito in generale da materiale permeabile, si inserisce nella zona praticamente impermeabile del piano di Magadino.

Uno studio dei diversi livelli della falda freatica nella zona del delta della Verzasca ha indicato, come era prevedibile, che le acque sotterranee scorrono dal piede della montagna verso il Lago Maggiore. Il lago forma quindi il ricettore della falda freatica influendo sulle variazioni dei livelli di quest'ultima nella zona di Tenero/Gordola (vedi profilo idrologico fig. 3).

Gli studi hanno confermato che prima della costruzione dell'impianto Verzasca tre afflussi concorrevano all'alimentazione della falda freatica nella zona interessante questo studio:

- a) le precipitazioni che sul fondo valle penetrano direttamente nel terreno
- b) le precipitazioni che infiltrandosi nella falda della montagna al disopra di Tenero e Gordola raggiungono la falda freatica del piano
- c) l'acqua del fiume Verzasca che s'infiltra nel terreno nella zona del delta.

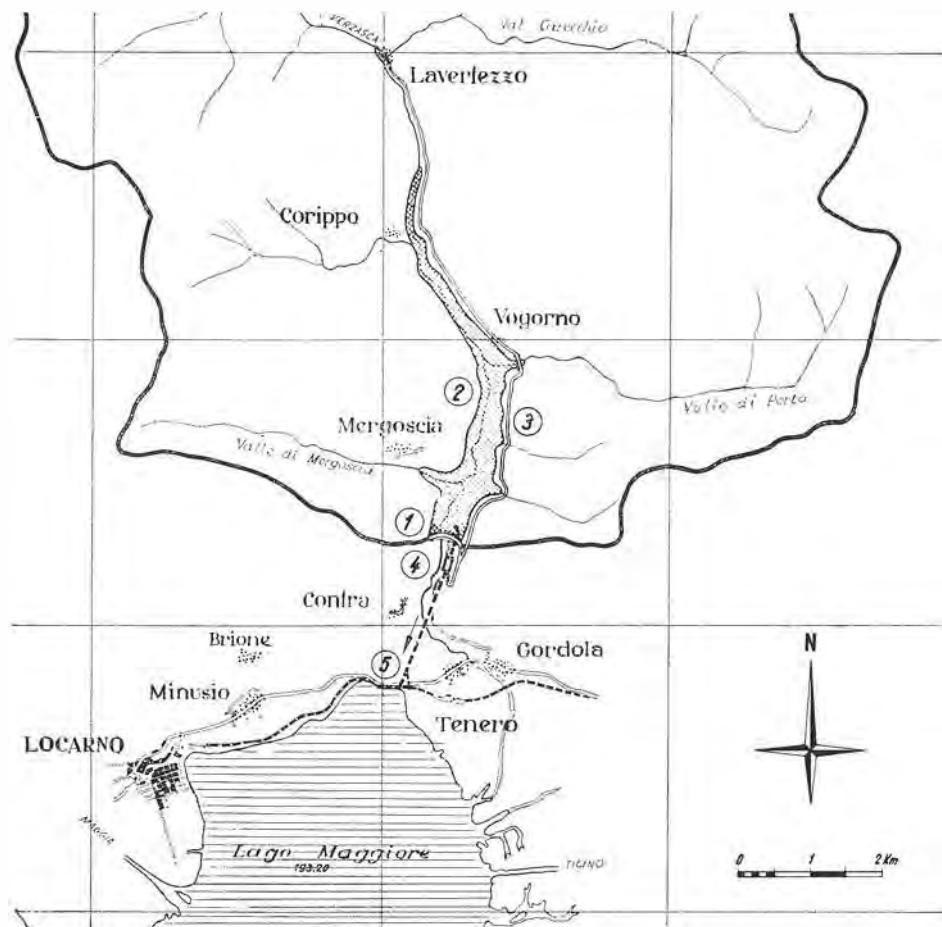


Figura 1
Piano corografico dell'impianto Verzasca

- 1 Diga di Contra
- 2 Bacino di Vogorno
- 3 Nuova strada della Valle Verzasca
- 4 Centrale incavata
- 5 Sbocco a lago della galleria di restituzione

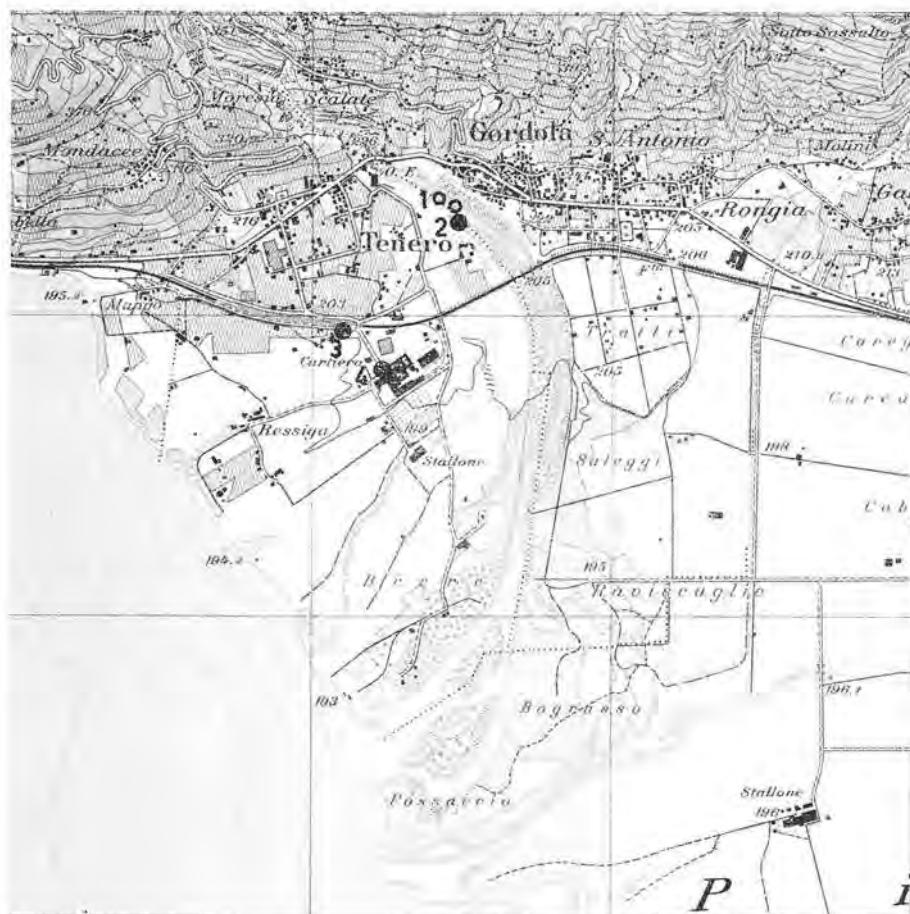


Figura 2
Corso inferiore e delta del fiume Verzasca

- 1 Bacini di infiltrazione in alveo
- 2 Tubo piezometrico di controllo
- 3 Pozzo acqua potabile di Tenero
- 4 Pozzo acqua industriale della Cartiera SA

Figura 3

Profilo idrologico

Livelli della falda freatica

— · · · 6.9.63 - piena

- - - - 31.5.63 - media

— — — 7.3.63 - magra

Livelli tipici dell'anno 1963

— 21.1.65 - magra, prima dell'inizio dell'impinguamento (fiume e lago in magra)

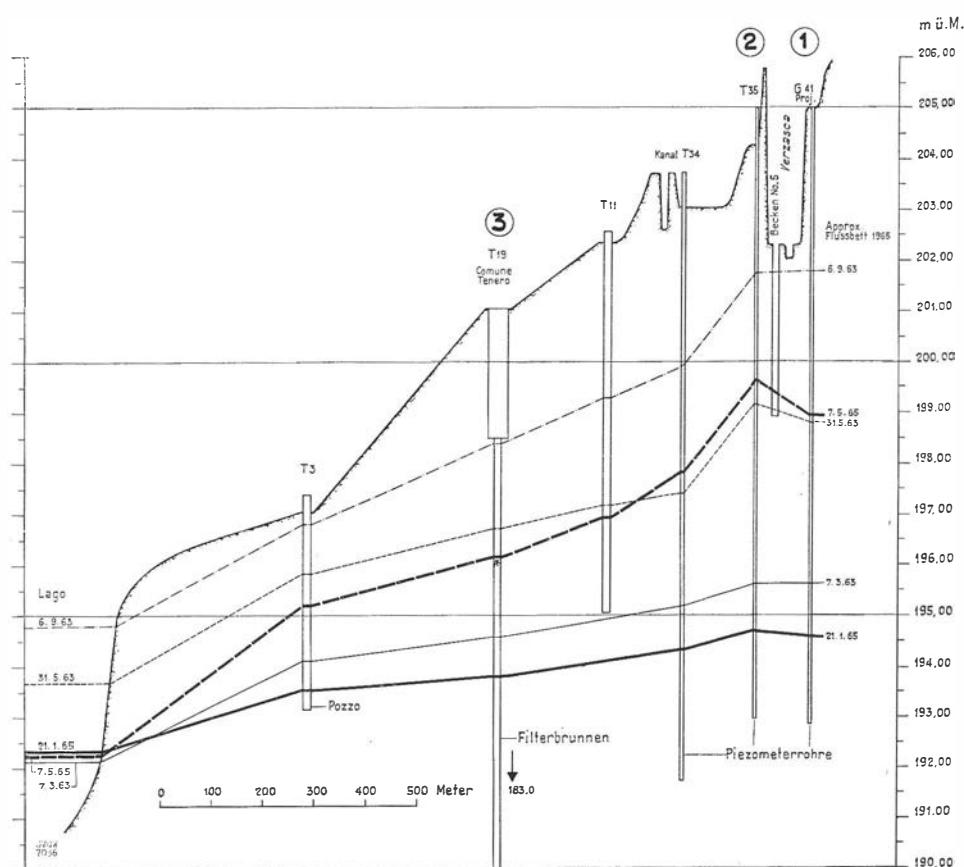
— — — 7.5.65 - magra, con impinguamento iniziato il 22.1.65 (fiume e lago in magra)

Punti di misura come al piano figura 2

1 Bacino di infiltrazione

2 Tubo piezometrico (T 35)

3 Pozzo filtrante acqua potabile Tenero (T 19)



Nel corso delle ricerche eseguite nella zona durante la costruzione dell'impianto idroelettrico della Verzasca, furono proposti da diverse parti dei calcoli sulle caratteristiche della falda freatica di questa zona e sulla ripartizione percentuale dei tre afflussi summenzionati.

I risultati di questi calcoli variavano moltissimo da autore a autore e quindi possono, a nostro avviso, essere considerati nel migliore dei casi soltanto come valori indicativi.

Durante la costruzione dell'impianto idroelettrico della Verzasca venne quindi deciso di indagare per via empirica la quantità d'acqua di infiltrazione del fiume Verzasca.

La composizione chimica dell'acqua della falda freatica in parola è essenzialmente condizionata dalla composizione geologica del terreno.

Le proprietà chimiche più importanti dell'acqua pompata nella zona in esame (pozzo della Cartiera di Locarno SA) possono essere definite come segue:

- tenore bassissimo di sostanze solubili
- durezza straordinariamente bassa (valori medi su un grande numero di analisi: durezza totale 1,8 °F; durezza da carbonati = 1,25 °F)
- acqua super saturata con acido carbonico
- acqua con forte tenore di ossigeno

e) assenza di sali di ferro e manganese

f) valori analitici caratterizzanti le impurità organiche di un'acqua estremamente bassi.

B) Problemi relativi all'eventuale pregiudizio occasionato alla falda freatica nella zona di Tenero-Contra dai lavori di costruzione dell'impianto idroelettrico della Verzasca

Con uno sfruttamento rigoroso del corso della Verzasca per la produzione di energia elettrica nell'impianto della Verzasca SA l'acqua del fiume sarebbe stata deviata quasi integralmente attraverso le gallerie di adduzione e di scarico dal bacino di accumulazione di Vogorno al lago. Questa soluzione avrebbe pregiudicato un numero considerevole di utilizzazioni d'acque nella zona deitizia (fig. 1).

Veniva innanzitutto eliminata la possibilità di sfruttamento del fiume Verzasca nella zona di Tenero (due piccole centrali a pelo libero sul canale della Cartiera di Locarno SA e un sistema roggi di irrigazione). Si è inoltre potuto notare una certa opposizione da parte della società per la protezione della natura e del paesaggio.

Inoltre si trattava di sapere se il prosciugamento del letto del fiume nella zona del delta avrebbe potuto avere anche per via indiretta una influenza negativa sulla falda freatica. Per chiarire questo problema si

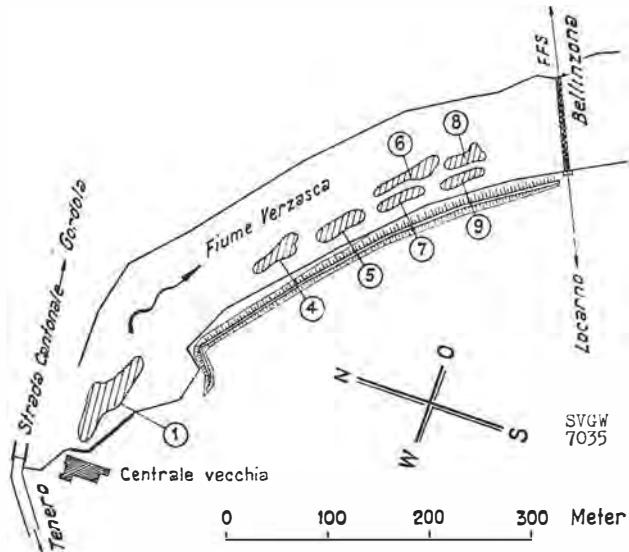


Figura 4
Situazione dei bacini di infiltrazione

Bacino

1-4 Infiltrazione problematica o molto ridotta

5-9 Infiltrazione accertata e sicura

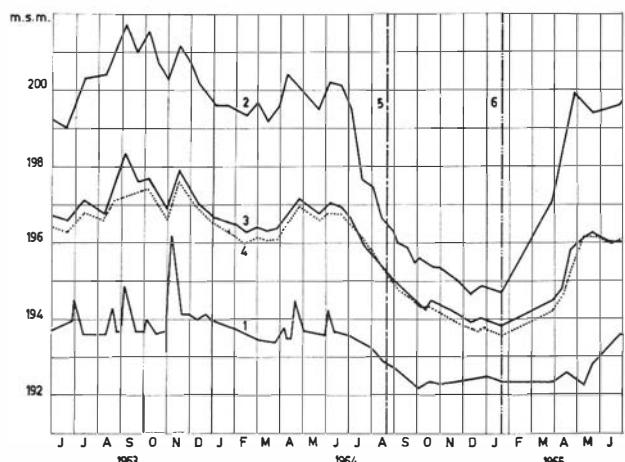


Figura 5
Diagramma dei livelli del Lago Maggiore e della falda freatica

- 1 Lago Maggiore
- 2 Tubo piezometrico
- 3 Pozzo comunale di Tenero
- 4 Pozzo della Cartiera SA
- 5 Inizio invaso bacino di Vogorno (21.1.65)
- 6 Messa in servizio pozzi di infiltrazione

è iniziato uno studio dettagliato sulle caratteristiche della falda freatica nella zona tra i comuni di Tenero, Gordola e il Lago Maggiore. Quali punti di osservazione vennero utilizzati i pozzi di prelevamento di acqua industriale della Cartiera di Locarno SA, quelli dei comuni di Tenero e Minusio alimentanti la rete di distribuzione dell'acqua potabile, come pure un grandissimo numero di pozzi antichi destinati a scopi di irrigazione. A questi pozzi già esistenti sono stati aggiunti diversi pozzi piezometrici e pozzi di sondaggio.

Nel capitolo precedente è stato rilevato che l'infiltrazione dell'acqua del fiume Verzasca nella zona tra Tenero, Gordola e il lago concorreva all'alimentazione della falda freatica.

Tre erano le possibilità di infiltrazione di quest'acqua nel sottosuolo:

- dal letto del fiume stesso tra Tenero e il lago
- dai canali di irrigazione agricola esistenti nella zona
- dal canale della Cartiera di Locarno SA soprattutto nella parte superiore tra la vecchia centrale di Tenero della città di Lugano e la fabbrica.

Lo studio di queste possibilità di infiltrazione condusse ai risultati seguenti:

- l'elaborazione dei dati relativi all'altezza della falda freatica e alle portate della Verzasca e le misure relative alla temperatura d'acqua del sottosuolo indicano chiaramente l'esistenza d'infiltrazioni soprattutto nella parte superiore del letto

del fiume tra la vecchia centrale della città di Lugano e il ponte ferroviario. Anche l'analisi chimica dell'acqua del fiume e della falda freatica, sebbene meno attendibile, servi di prova supplementare dell'esistenza dell'infiltrazione.

- La determinazione del contributo dei canali di irrigazione era difficoltosa; l'esecuzione di prove anche saltuarie sulla rete molto ramificata di questi canali avrebbe occupato molto tempo e avrebbe rappresentato una spesa non indifferente. Anche i risultati di simili misurazioni non sarebbero stati sicuri perché non si sarebbe potuto determinare con esattezza la quantità di evaporazione sul suolo coperto di vegetazione. Venne quindi deciso di considerare l'eventuale possibilità d'infiltrazione di acqua di fiume attraverso i canali di irrigazione come una parte trascurabile o comunque solo una frazione del quantitativo proveniente del letto del fiume.
- Attraverso una prova di rigurgito si poté dimostrare che anche il canale della Cartiera tra la vecchia centrale della città di Lugano e la fabbrica della Cartiera contribuiva in minimissima parte all'alimentazione della falda freatica. Questo influsso è quindi stato considerato come nullo o perlomeno insignificante.

Da questa prova è quindi risultato che il prosciugamento totale del fiume Verzasca nella zona del delta avrebbe provocato una diminuzione dell'alimentazione della falda freatica pregiudicando la possibilità di prelevamento dell'acqua.

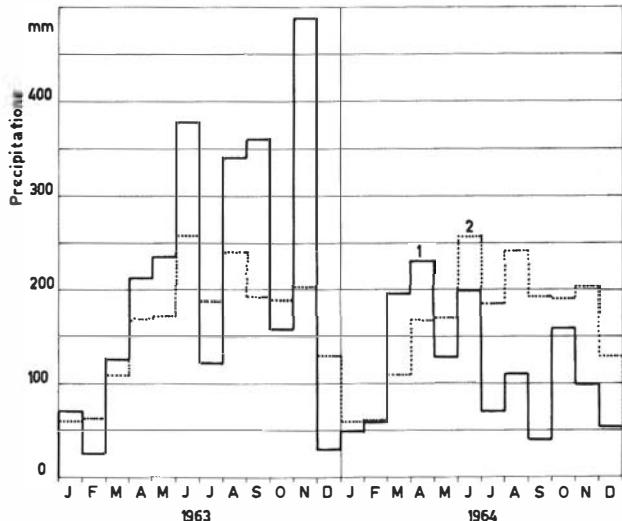


Figura 6
Diagramma precipitazioni mensili misurate alla stazione di Magadino

1 Anni 1963 e 1964
2 Anno medio

In primo luogo la diminuzione dell'infiltrazione avrebbe provocato nelle aree distanti dal lago un abbassamento del livello della falda freatica, ciò che avrebbe determinato richieste di indennizzo da parte dei proprietari dei diversi pozzi primitivi.

Questi pozzi erano stati per la maggior parte costruiti dai proprietari stessi o da imprese locali; essi erano stati scavati a mano e raggiungevano delle profondità relativamente modeste, appena sufficienti per raggiungere la falda freatica in caso di magra normale.

L'inchiesta ha poi dimostrato che nel corso degli anni questi pozzi erano stati approfonditi di 1 a 2 m quando le condizioni metereologiche e idrologiche provocavano un abbassamento del livello della falda freatica al disotto del pozzo scavato in precedenza.

Le installazioni di pompaggio di diversi pozzi di irrigazione agricola come pure di quello del comune di Tenero risultavano insufficienti in caso di certe magre, allorquando il livello dell'acqua si abbassava troppo. Un ulteriore abbassamento provocato dai lavori della Verzasca avrebbe quindi potuto far sorgere diverse domande di indennizzo, oppure richieste di approfondimento di pozzi o magari l'obbligo di costruire nuove installazioni di pompaggio.

Assai preoccupante era pure il timore espresso dalla Cartiera SA di Tenero (praticamente la maggiore utilizzatrice della falda freatica), che il prosciugamento del letto della Verzasca avrebbe potuto modificare anche la composizione chimica dell'acqua di falda.

Quest'industria sosteneva che per poter mantenere il suo programma di fabbricazione di carta pregiata, l'acqua utilizzata non avrebbe dovuto subire alcuna alterazione; comunque, nessun aumento della durezza avrebbe potuto essere tollerato. Da parte nostra nessuna garanzia poteva essere data per quanto ri-

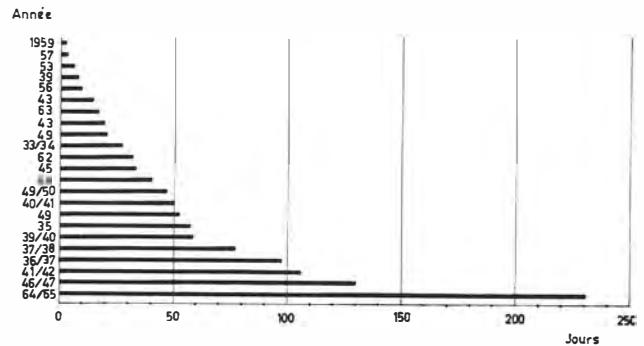


Figura 7
Periodi ininterrotti (in giorni) durante i quali il Lago Maggiore si è mantenuto sotto il livello di 192,5 m.s.m.
(dall'anno 1933 al 1965)

guarda il comportamento chimico in caso di diminuzione dell'alimentazione della riserva idrica del sottosuolo.

Sulla base delle ricerche eseguite si poteva quindi concludere che con il totale prosciugamento del letto della Verzasca nella zona del delta tra Tenero e Gordola, esisteva la possibilità di pregiudicare l'utilizzazione della falda freatica con conseguenze finanziarie importanti per la Verzasca SA.

La causa principale di questi pregiudizi consisteva nell'eliminazione dell'infiltrazione della Verzasca attraverso il letto del fiume come pure attraverso i canali di irrigazione esistenti nella zona. Si doveva perciò cercare una soluzione atta a compensare in modo totale queste infiltrazioni.

Da queste considerazioni è scaturita la soluzione seguente:

Nella zona del delta della Verzasca il fiume non viene prosciugato totalmente. Nel letto scorrerà l'acqua necessaria di dotazione scaricata da una piccola centrale che verrà costruita nel punto più alto del delta; questa centrale sarà azionata essenzialmente con acqua del fiume Verzasca. L'acqua di scarico di questa centrale risolverà i problemi posti come segue:

- 1) alimentando un impianto di infiltrazione artificiale nel letto della Verzasca;
- 2) alimentando come prima i canali di irrigazione agricola. Ciò corrisponde praticamente al ripristino delle possibilità di infiltrazione esistenti prima della costruzione dell'impianto della Verzasca.

Inoltre:

- 3) La parte superiore del canale della Cartiera poteva esser dotata di traverse che ne assicurassero

il riempimento completo, così da mettere prima di tutto a disposizione della fabbrica di carta una riserva d'acqua utilizzabile per diversi bisogni, come ad esempio impianti antiincendio e inoltre col vantaggio di eliminare possibili discussioni attorno ad una minor infiltrazione di acqua attraverso il fondo di questo canale, sebbene a nostro giudizio esso non presenta interesse alcuno per l'alimentazione della falda.

- 4) Rimaneva anche la possibilità di lasciar defluire un certo quantitativo d'acqua nel letto del fiume Verzasca, riducendo così i pregiudizi portati alla bellezza del paesaggio.

L'alimentazione della falda per mezzo d'un impianto di infiltrazione artificiale poteva essere realizzata in diversi modi:

- a) per mezzo di bacini di infiltrazione costruiti in alveo della Verzasca;
- b) utilizzando la parte superiore del canale della Cartiera come bacino d'infiltrazione;
- c) costruendo dei bacini di infiltrazione nella zona tra il fiume Verzasca e la fabbrica della Cartiera,
- d) per mezzo di pozzi filtranti alimentati dall'acqua del fiume Verzasca.

L'esame di queste quattro possibilità ha portato alla conclusione che la soluzione a) era la più appropriata e interessante anche dal punto di vista economico.

Una prova di infiltrazione in un bacino di 40 mq di superficie nel marzo 1963 confermò questo giudizio e fornì nel contempo i primi dati per il dimensionamento di questi bacini di infiltrazione.

Sulla base dei primi risultati ottenuti venne deciso di costruire diversi bacini di infiltrazione in diverse tappe dopo l'inizio del prosciugamento del fiume Verzasca (coincidente con l'inizio dell'accumulazione del bacino di Vogorno).

C) Risultati dell'alimentazione artificiale della falda freatica

Nei mesi di gennaio, febbraio e marzo 1965 furono costruiti nel letto della Verzasca, nella zona tra la vecchia centrale della città di Lugano e il ponte ferroviario, 7 bacini di infiltrazione che vennero successivamente messi in servizio. La figura 2 indica la posizione di questi bacini rispetto al delta della Verzasca.

La figura 4 rappresenta la disposizione dei diversi bacini nel letto del fiume.

Le osservazioni eseguite durante la messa in servizio di questi bacini hanno dimostrato, contro ogni nostra previsione, che l'efficienza dei bacini più alti, no. 1 e 4, era quasi nulla. Siccome la composizione del materiale osservata durante lo scavo non differiva praticamente da quella riscontrata nei bacini 5 e 9 si deve dedurre che l'infiltrazione era ostacolata da strati impermeabili che si trovavano sotto il fondo dei bacini 1 e 4.

Nel bacino no. 5 venne registrata all'inizio dell'esperimento una capacità di infiltrazione di 40 l/sec. rispettivamente 3440 m³ al giorno. Sulla base di questi primi risultati si rinunciò allo scavo dei bacini no. 2 e 3 progettati inizialmente. Siccome il tempo stringeva si procedette allo scavo dei bacini no. 6 e 9 che vennero messi in servizio senza alcuna misura di portata. Questi bacini vennero alimentati con acqua della Verzasca proveniente dalla vecchia centrale della città di Lugano, allora ancora alimentata dal fiume Verzasca. Diamo qui di seguito i principali dati di questi bacini di infiltrazione (sono in funzione i bacini no. 5, 6, 7, 8 e 9).

Dimensioni: 50 x 10 x 3 m

Capacità totale di infiltrazione durante i primi mesi dopo la messa in servizio circa 200 l/sec., rispettivamente 17 300 m³ al giorno.

Rimane infine da descrivere l'effetto di questa alimentazione artificiale sui livelli della falda freatica.

La figura 5 indica l'andamento dei livelli osservati in tre punti (2, 3 e 4), nonché i livelli del lago da metà 1965; nella figura no. 2 è indicata l'ubicazione dei punti di osservazione no. 2, 3 e 4.

Mentre che nei primi tre mesi dell'anno 1964 il livello della falda freatica poteva essere considerato come normale, l'aumento dello stesso in primavera e estate risultò decisamente inferiore a quello dell'anno precedente. Nel luglio 1964 i livelli cominciarono ad abbassarsi in modo importante. Questo abbassamento continuò durante i rimanenti mesi dell'anno fino a raggiungere nel gennaio 1965 quote non mai misurate negli ultimi 5 anni di osservazione.

Il 21 agosto 1964 era stato iniziato l'invaso del bacino di Vogorno, così che a partire da questa data l'alveo della Verzasca risultava prosciugato.

Era naturale che la causa dello straordinario abbassamento della falda riscontrato alla fine del 1964 venisse addebitato al prosciugamento del fiume Verzasca.

Un'analisi più approfondita della situazione dimostrò però che l'abbassamento non derivava soltanto dall'inizio dell'invaso del bacino di Vogorno con conseguente prosciugamento dell'alveo, ma anche da condizioni metereologiche estremamente sfavorevoli.

La figura no. 6 indica appunto che nel secondo semestre 1964 venne registrato nel Ticino un grande manco di precipitazioni.

Dalla figura no. 5 si rileva pure che il livello del lago Maggiore, in conseguenza della mancanza di precipitazioni, raggiungeva alla fine di settembre la quota estremamente bassa di 192,5; questa quota si mantenne praticamente fino all'inizio del mese di maggio 1965.

Già abbiamo menzionato che la quota del lago ha una influenza molto importante sulla quota della falda freatica.

Sulla base di valutazioni fondate sulle misure pluriennali e di considerazioni teoriche si poté stabilire

che non è soltanto la quota minima del lago ad avere una grande influenza ma anche il periodo durante il quale la quota rimane a valori molto bassi. Le variazioni dei livelli superficiali della falda freatica si invernano per così dire, sulla quota (variabile) del lago, che influenza così tutta la superficie della falda: se la quota del lago si abbassa tutta questa superficie si sposta verso il basso.

Per chiarire ulteriormente le cause dell'abbassamento straordinario della falda freatica nel gennaio 1965 e per poter valutare i possibili livelli della stessa, si procedette infine ad una analisi dei livelli del Lago Maggiore.

In modo speciale furono ricercati nel periodo 1933-1965 tutti i periodi nei quali la quota del lago si trovava al disotto della quota di magra 192,5 m s/m.

La figura no. 7 rappresenta appunto il risultato di questo studio. Dal diagramma si può dedurre che nel periodo fine 1964 - 1965 il livello del lago è rimasto per ben 232 giorni consecutivi sotto il livello minimo di 192,5 m. Con la messa in funzione dei bacini di infiltrazione artificiale il 21 gennaio 1965 (confronta anche figura no. 5) i livelli della falda freatica nella

zona di Tenero-Contra hanno registrato un rialzo importante, per raggiungere nei mesi di maggio-giugno 1965 le quote riscontrate negli anni precedenti l'inizio dell'invaso del bacino di Vogorno. Questo aumento della quota della falda freatica nel periodo gennaio-maggio 1965 è da attribuire unicamente all'influenza dell'infiltrazione artificiale, poiché gli altri fattori (livello del lago, precipitazioni, variazioni del deflusso della Verzasca) avevano registrato in quel periodo un ulteriore abbassamento. L'influenza dell'alimentazione artificiale sui livelli della falda freatica risulta chiaramente dal profilo idrologico (fig. 3).

Conclusioni

Sulla base dei risultati in nostro possesso, possiamo quindi dedurre che il metodo di impinguamento artificiale ha sostituito completamente l'influsso delle infiltrazioni nel letto della Verzasca sulla falda freatica.

Una modifica qualitativa delle acque sotterranee è praticamente esclusa poiché l'impianto di alimentazione artificiale della falda freatica è alimentato con la stessa acqua del fiume Verzasca, come venne dimostrato dalle analisi chimiche, ripetute periodicamente, dell'acqua della falda stessa.



UN NOUVEAU PUITS DE CAPTAGE PROFOND À TROINEX PRÈS DE GENÈVE¹

par G. AMBERGER, Dr ès sc., géologue cantonal

1. Etudes préliminaires

Depuis 1963, l'Etat de Genève a repris l'étude détaillée des eaux souterraines du canton, afin de pouvoir prendre les mesures de protection nécessaires avec la plus grande efficacité possible.

Les travaux se sont déroulés de la façon suivante :

1.1 Cadastre des sondages

Les données existantes, sur les forages, sondages et puits exécutés dans la région, ont été réunies pour être étudiées en détail par l'auteur. (Total actuel : 1650 protocoles classés.)

Les résultats des premières campagnes de prospection géophysique ont également été rassemblés. En nous basant encore sur des études hydrogéologiques plus anciennes, d'A. Favre (1878) et de E. Joukowsky (1941), nous avons pu ainsi rédiger une première carte hydrogéologique du canton. Ce document a été utilisé pour déterminer les zones les plus favorables où de nou-

velles recherches devaient être entreprises. Nous décrirons plus particulièrement ici celles exécutées dans la partie sud-est du canton où a été édifié le puits de Troinex. La même technique de prospection a été naturellement appliquée à l'ensemble du canton.

1.2 Etude géophysique

Dans la zone située entre l'Arve, la frontière française et la colline de Bernex, la maison Géotest S.A. a exécuté, en 1965, 80 sondages géoélectriques par la méthode Schlumberger, sur une surface de 10 km² environ (fig. 1). La longueur maximale AB de la ligne d'émission de courant était comprise entre 400 à 1000 m.

Ces sondages ont été exécutés en deux phases de 40 mesures, séparées par une période de trois mois durant laquelle les entreprises Stump S.A. et Swissboring S.A. ont foré des sondages mécaniques, entièrement carottés, dont les données ont servi au calage des interprétations géophysiques. Malgré le recouvrement épais du terrain aquifère variant de 40 à 100 m, nous avons ainsi obtenu une précision satisfaisante, confir-

¹ Exposé présenté à la réunion du 2 mai 1969 de la Société suisse de mécanique des sols et de travaux de fondations.

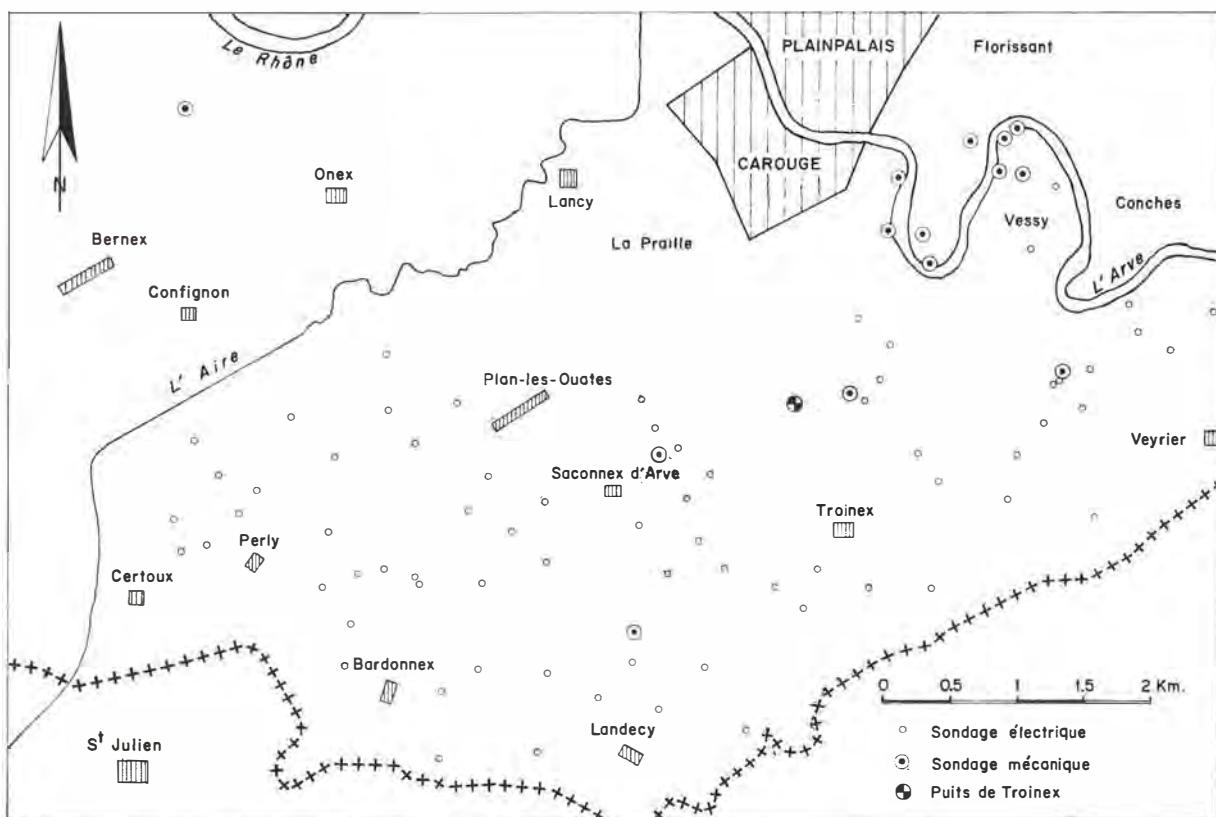


Fig. 1. -- Situation des sondages électriques et mécaniques.

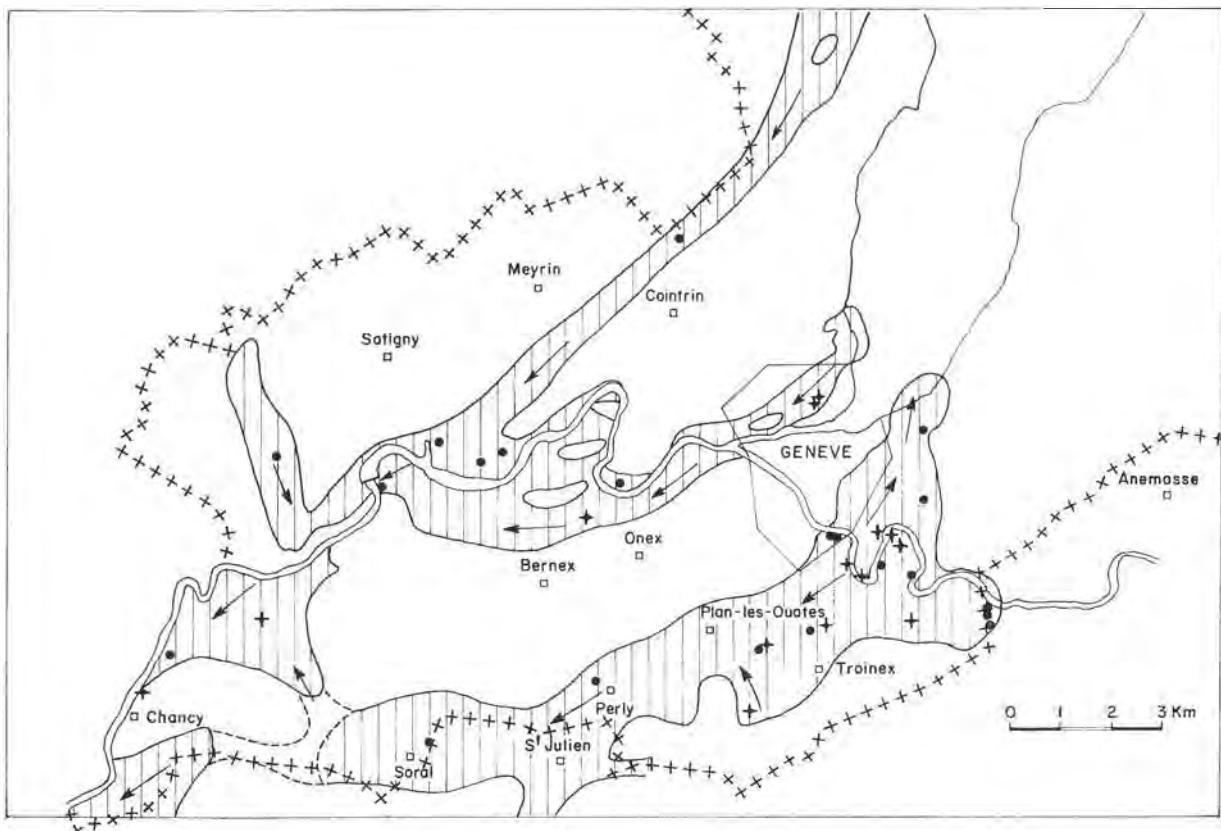


Fig. 2. — Carte schématique des nappes souterraines.

mée par l'exécution de sondages ultérieurs et du nouveau puits, sans investissements excessifs. La carte hydrogéologique actuelle du canton a pu alors être rédigée sous une forme qui ne demandera à l'avenir que des modifications locales de détail. La figure 2 en donne un aperçu très simplifié.

1.3 Sondages de petits diamètres

La forte épaisseur des terrains de couverture nous a empêchés, pour des raisons financières, de procéder à l'étude hydrogéologique directe de l'aquifère par puits de pompage et piézomètre. Il a fallu mettre au point une technique moins onéreuse, permettant le passage ultérieur direct aux puits d'exploitation. A titre d'exemple, nous décrirons le sondage 1333 exécuté près de Troinex (fig. 3).

Foré en rotation à sec, avec carottage continu, il a atteint une profondeur de 123 m. Des échantillons remaniés et intacts dans les zones argileuses ont été prélevés à intervalles réguliers et confiés pour étude à MM. P. & C. Dériaz, géotechniciens. Nous avons en effet essayé de tirer le maximum de renseignements de ces ouvrages, tant au point de vue hydrogéologique que géotechnique. Dans l'aquifère, les perméabilités ont été déterminées par deux méthodes : études granulométriques interprétées par les formules de Schlichter (fig. 4), et essais d'injection d'eau, type Lefranc, interprétés par les formules de Gilg & Gavard. L'expérience nous a montré que la première était de loin la plus satisfaisante dans notre aquifère d'origine moraine. A Troinex, par exemple, la moyenne des perméa-

bilités sur 15 échantillons, multipliée par l'épaisseur de la nappe, donne un chiffre pour la transmissivité trois fois plus faible que celui obtenu lors des essais de pompage sur le puits définitif ($T = 3,2 \cdot 10^{-1} \text{ m}^2/\text{s}$). Par contre, les essais Lefranc donnent des valeurs 100 à 1000 fois trop faibles.

En fin de forage, avant l'extraction du tubage, l'ouvrage a été équipé d'un piézomètre de 68 m de longueur où les niveaux sont contrôlés deux fois par mois, de plus il a servi de point d'observation pour les essais de pompage du puits.

Le sondage 1333, donne un bon aperçu de la coupe hydrogéologique du canton de Genève. A la base, l'imperméable est formé de moraine limono-sableuse rissienne reposant sur la molasse oligocène.

L'aquifère principal se trouve dans le faciès graveleux de la base de la moraine würmienne. Dans la région, cet aquifère s'étend des Eaux-Vives à Soral sur une distance horizontale de 15 km. Sa largeur varie de 1,5 à 3,0 km. L'épaisseur moyenne de la nappe est de 20 m, atteignant un maximum de 40 m dans la partie axiale. En 1968, divers services publics suisses et français ont prélevé 12,5 millions de m^3 d'eau potable dans cet aquifère.

En surface, le gravier est recouvert par des argiles et limons argileux à cailloux de la moraine würmienne, sauf en bordure de l'Arve et du Rhône où ce terrain affleure. Ces deux cours d'eau alimentent de façon principale nos nappes. Les infiltrations directes des eaux météoriques ne représentent qu'un très faible pourcentage du bilan hydrique total.

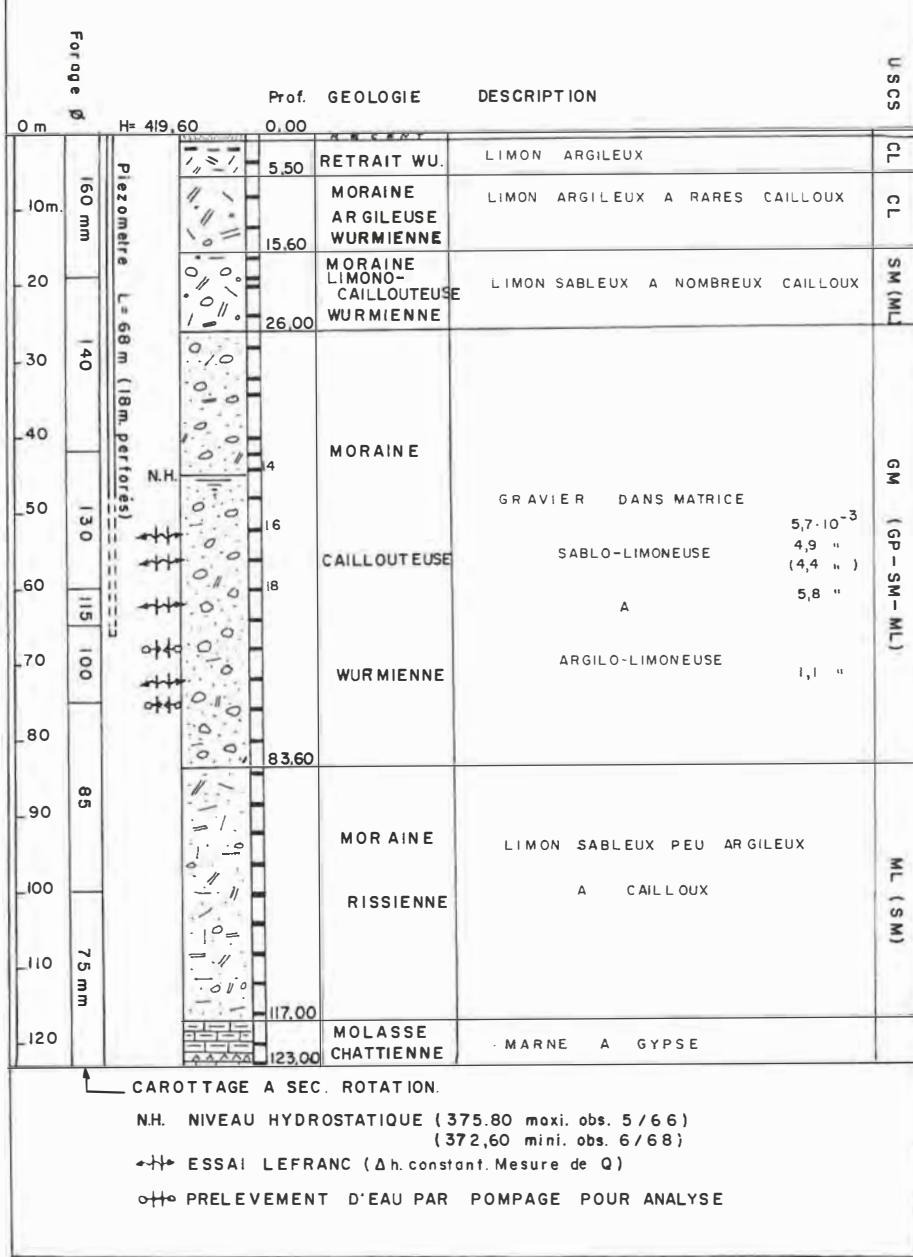


Fig. 3. — Sondage de Troinex. Profil résumé.

2. Fonçage de l'ouvrage, essais et constatations

2.1 Fonçage

Sur la base de la carte hydrogéologique du canton, la direction du Service des eaux des Services industriels de Genève a décidé, en 1967, de fonder un nouveau puits près de Troinex, en bordure de la route cantonale, au lieu dit *Bellavista*. Les travaux ont été confiés à l'entreprise Gardiol S.A. de Genève, et exécutés durant l'hiver 1967-68. A l'aide d'une benne prenante à commande électrohydraulique Cella, dont la vitesse d'avancement dans nos terrains glaciaires est nettement plus favorable que celle des bennes mécaniques (type hammer-grab), des tuyaux de pousse-tubes en ciment, d'un diamètre intérieur de 1500 mm, ont été havés jusqu'à 43 m de profondeur, niveau de la nappe à cette époque. Sous nappe, l'entreprise Gardiol a employé une

technique nouvelle pour le canton de Genève dans le domaine du captage. La benne a travaillé sous bentonite, sans cuvelage provisoire pour retenir le gravier aquifère. L'imperméable rissien a ainsi été atteint à 80,30 m, conformément aux prévisions et le fonçage terminé à 80,50 m (fig. 5). Sous bentonite toujours, le cuvelage définitif en acier revêtu de «rilsan», perforé de 67,0 à 79,5 m, d'un diamètre de 800 mm a été mis en place.

L'espace annulaire 800-1450 mm a reçu un garnissage de gravier rond, lavé (20-30 mm).

Entre le premier et le second essai de pompage, dont nous reparlerons plus bas, une déformation en forme d'étoile à quatre branches a été constatée dans le cuvelage en acier, par un seaphandrier autonome, puis par une caméra de télévision, à 72 m de profondeur.

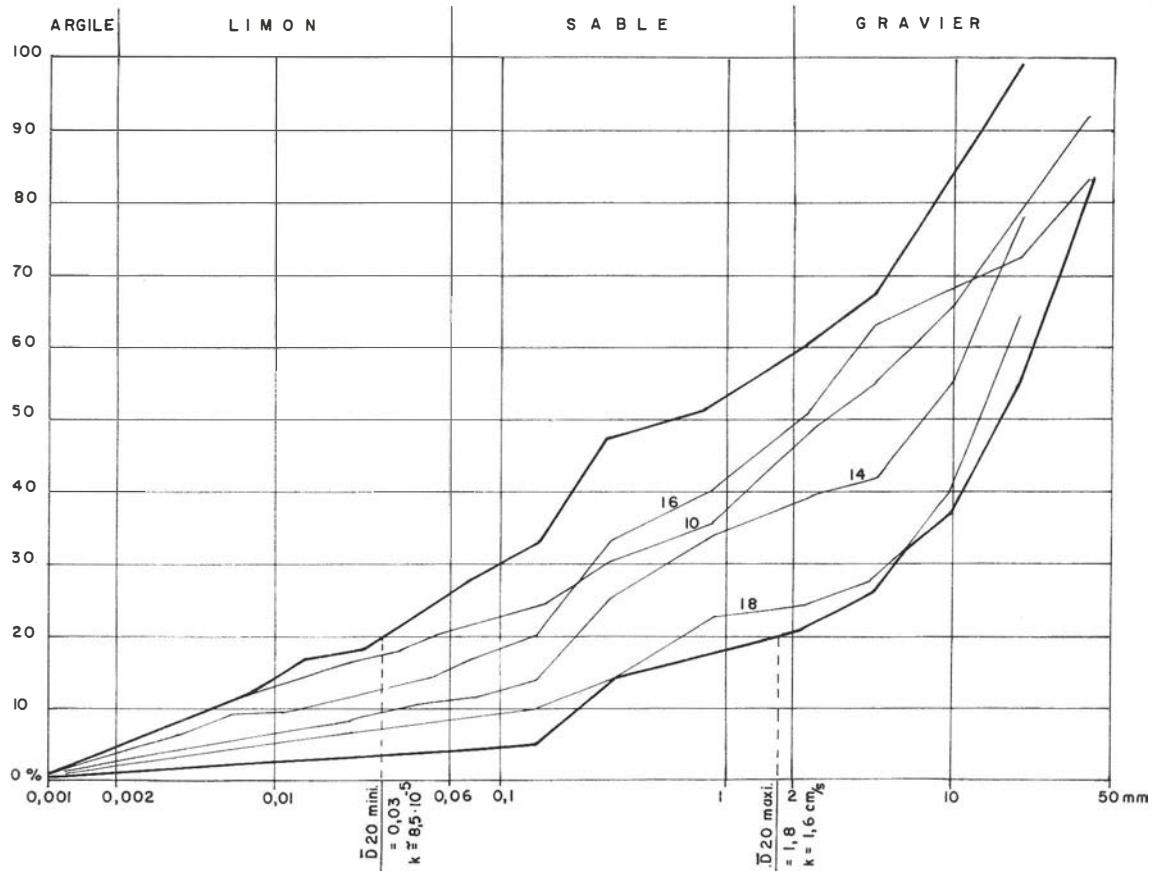


Fig. 4. — Sondage de Troinex. Analyses granulométriques.

MM. P. & C. Dériaux ont analysé par calcul les diverses poussées des terres naturelles (gravier aquifère) ou artificielles (gravier de garnissage « lubrifié » par bentonite) pour chercher à expliquer ces déformations. Les résultats sont nettement inférieurs aux contraintes admissibles sur le cuvelage et l'origine exacte du phénomène observé n'a pas été élucidée. L'ouvrage a été renforcé par un tubage de 790 mm dans la partie aveugle, et de 400 mm dans la partie perforée, le nouvel espace annulaire ainsi créé étant garni de gravier grossier 60-100 mm.

2.2 Essais de pompage

A partir du 28 mai 1968, le puits a été mis une première fois en production avec une pompe immergée Pleuger, d'un débit maximum de 120 l/s pour un refoulement de 60 m environ. Les mesures de niveau avec enregistrement continu étaient assurées par un appareil électronique Helios dans le puits. Les débits étaient contrôlés par un diaphragme avec également enregistrement continu des données.

Au piézomètre existant, distant de 330 m, les mesures se faisaient de point en point avec une sonde à contact électrique, la synchronisation temps, importante pour l'interprétation ultérieure par la méthode de Theis, étant assurée par liaison radio.

Les premières constatations furent assez étonnantes. Les abaissements dynamiques dans le puits étant beaucoup plus élevés que ne les prévoyaient nos calculs

basés sur les données de perméabilité du sondage de reconnaissance et celles du puits de Saconnex-d'Arve où un essai de pompage avait pu être suivi de façon détaillée par notre Service l'année précédente. Les interprétations, par la méthode d'approximation semi-logarithmique de Jacob, des abaissements en fonction du temps, dans le puits ou dans le piézomètre, donnaient des valeurs totalement différentes pour la transmissivité.

Après deux mois de travail, avec divers débits, ainsi que des mises en service soit par paliers soit directement au maximum de la pompe, les essais devaient être interrompus. Nous nous sommes alors trouvés devant le problème de déterminer si ces abaissements trop élevés dans le puits étaient dus à une variation brusque et locale de la perméabilité naturelle, ou si l'accès de l'eau dans l'ouvrage était réduit par des restes de bentonite.

Afin de trancher la question, et après les opérations de renforcement décrites plus haut, une deuxième série d'essais de pompage a eu lieu de janvier à mars 1969. Une pompe Pleuger immergée, de 300 CV, pouvant atteindre un débit de 320 l/s, a été utilisée.

D'autre part, des piézomètres ont été battus dans le gravier de garnissage afin de pouvoir déterminer les niveaux dynamiques à l'intérieur et à l'extérieur du cuvelage. Nous avons ainsi pu constater que, pour un débit de 180 l/s et une durée de pompage de une heure, les abaissements ne dépassaient pas 1,8 m à l'extérieur du cuvelage tout en pouvant atteindre 15,0 m à l'intérieur.

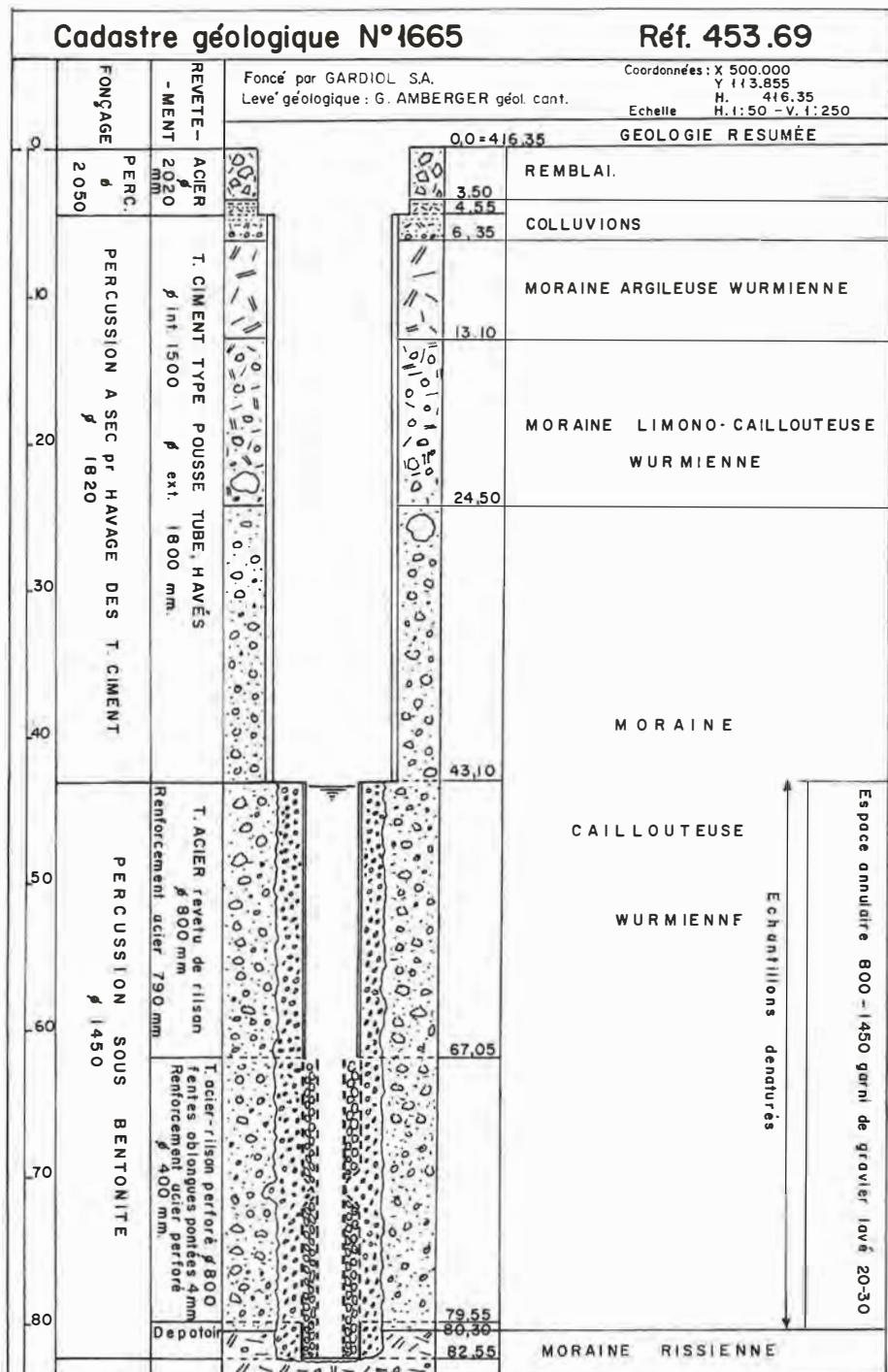


Fig. 5. — Puits de Troinex. Equipement et résumé géologique.

rieur. Nous étions donc bien en face de pertes de charge anormales dans la zone annulaire du puits et la bonne transmissivité du terrain naturel se trouvait confirmée.

Ces phénomènes de colmatation du filtre devinrent de plus en plus graves. Les courbes d'abaissement en fonction du temps des 16 et 17 janvier (fig. 6) le montrent particulièrement bien. Le second essai a dû être interrompu pour permettre à l'entreprise de battre plus profondément les tubes piézométriques dans le gravier de garnissage. Trois tubes parvinrent ainsi respectivement à 25, 31 et 39 m sous le sommet du cuvelage métallique. Les pompages ont ensuite été exécutés avec

insufflation d'air comprimé dans les tubes, le plus profond étant de plus maintenu en vibration par un marteau pneumatique fixé à son sommet. La turbidité de l'eau pompée nous a montré alors l'efficacité de ce procédé. Le puits a repris après ce traitement des caractéristiques proches de la normale comme le montre la courbe d'abaissement du 25 février. Il a enfin été possible de travailler en marche continue durant une quinzaine de jours, sans que les phénomènes de colmatation ne réapparaissent.

Le puits de Troinex-Bellavista pourra donc recevoir un équipement définitif d'un débit maximal de 200 l/s.

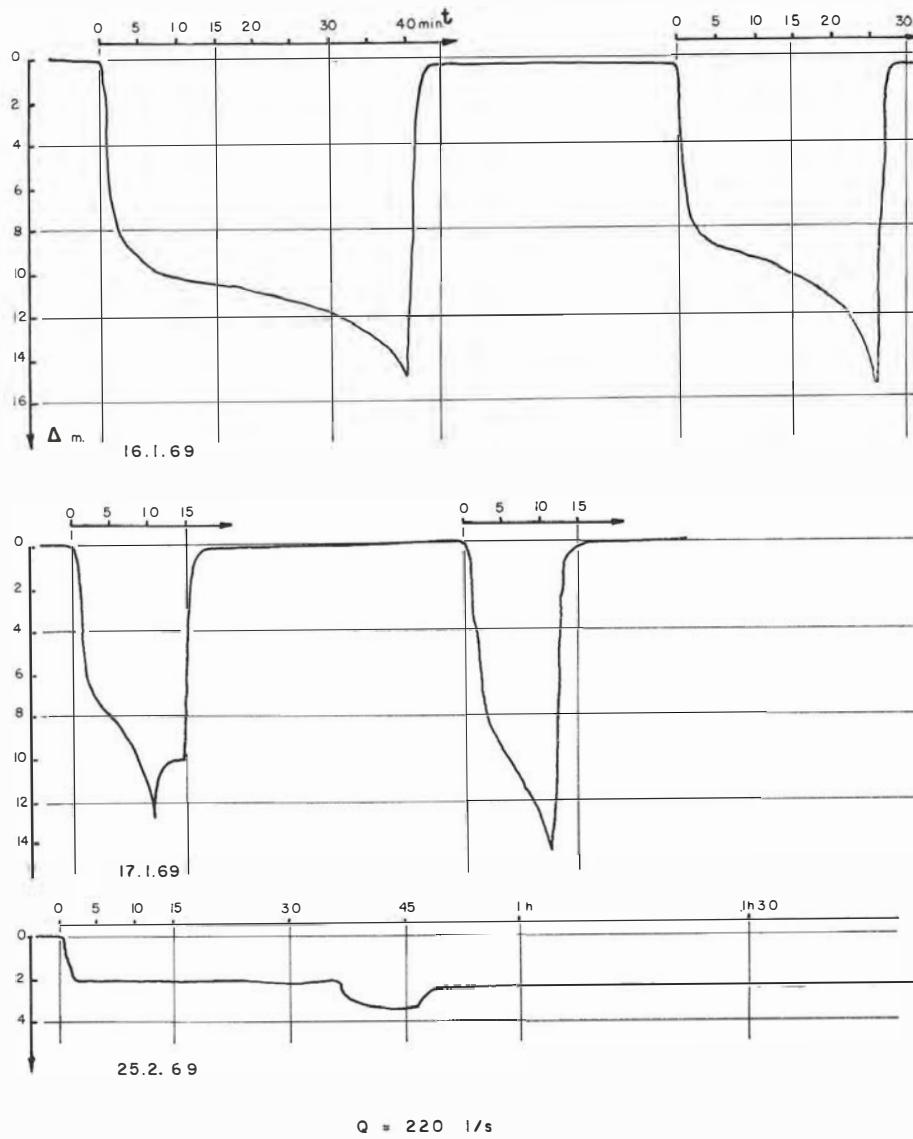


Fig. 6. — Essais de pompage. Courbes $Q = f(t)$.

3. Conclusions

Le cas précis qui vient d'être exposé, permet de tirer des conclusions sur un plan plus général. L'évolution actuelle de la technique montre que même dans le domaine des eaux souterraines les problèmes ne sont plus du ressort d'un seul spécialiste. Il faudra de plus en plus faire appel à des groupes de travail comportant par exemple, pour les eaux souterraines, des hydrogéologues, hydrauliciens, géophysiciens, géotechniciens, chimistes et bientôt également électro-nièciers pour l'utilisation des simulateurs analogiques.

Pour terminer, je me permettrai de remercier ici MM. les conseillers d'Etat F. Peyrot et G. Duboule, grâce à la compréhension desquels l'étude des eaux souterraines du canton de Genève a pu parvenir à son stade de développement actuel. J'exprimerai également ma reconnaissance à M. E. Debonneville, directeur du Service des eaux, qui nous a réservé le meilleur accueil dans ses ouvrages et chantiers de captage ou d'étude des eaux souterraines.

Adresse de l'auteur :

G. Amberger, Service géologique du Cadastre

Case postale 36, 1211 Genève 8.



Aus der Praxis des Horizontalbrunnenbaues

Von R. Blasche, dipl. Ing. SIA, Bern

Vortrag, gehalten an der Tagung der Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik
und Fundationstechnik am 2. Mai 1969 in Neuenburg

Aus der Praxis des Horizontalbrunnenbaues

Von R. Blasche, dipl. Ing. SIA, Bern

Vortrag, gehalten an der Tagung der Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik am 2. Mai 1969 in Neuenburg

Eine Definition des Begriffes Horizontalfilterbrunnen finden wir in der DIN 4046. Danach ist ein Brunnen ein künstlich hergestellter Aufschluss zur Gewinnung von Grundwasser und, als Unterbegriff, der Horizontalfilterbrunnen ein Schacht mit waagrecht liegenden Strängen aus Brunnenrohren, womit gelochte oder geschlitzte Rohre zur Wasseraufnahme oder vollwandige Rohre gemeint sind.

1. Der Schacht

Primär erfolgt die Erstellung des Schachtes, die im Prinzip der aus dem Grundbau bekannten Brunnengründung entspricht. Zu Beginn des Horizontalbrunnenbaues wurde verschiedentlich das Absenken noch im Druckluftverfahren (als Caisson) vorgenommen. Heute geschieht dies fast ausschliesslich durch Absenken als offener Senkkasten. Die Entnahme des Bodens innerhalb des Schachtes und der dabei auftretende Grundbruch bewirken das Absinken des Schachtes. Die dabei wirkenden Kräfte sind:

- das Eigengewicht (unter Berücksichtigung des Auftriebes),
- die Mantelreibung und
- die Schneidenreaktion.

Das nach Abzug des Auftriebes verbleibende Eigengewicht muss während jeder Absenkphase grösser sein, als die ihm entgegenwirkenden anderen Kräfte. Wie können wir dieses Kräfteverhältnis beeinflussen?

Ein recht wirksames Verfahren zur Verminderung und sogar völligen Ausschaltung der Mantelreibung ist uns mit der Anwendung thixotroper Flüssigkeiten gegeben. Verwendet wird hierzu vorwiegend Bentonit. Von den Schlitzwandarbeiten und Tiefbohrungen ist uns die Stützwirkung solcher Tonsuspensionen geläufig. Bei der Umhüllung des Senkschachtes mit einem thixotropen Flüssigkeitsmantel geschieht das gleiche. Der Schmiermantel liegt wie ein dünner «Schlitz» um den Schacht und verhindert dabei das Wirksamwerden der Reibung zwischen Boden und Schachtwand. Für Aufbau und Erhaltung des Flüssigkeitsmantels ist es zweckmässig, den Schachtfuß etwa 5 cm breiter auszuführen (Bild 1).

Unter thixotropen Tonen versteht man solche, die unter mechanischen Einflüssen aus einem labil-festen in einen flüssigen Zustand überwechseln, und zwar ohne Plastizitätsgrenze. Diese Eigenschaft kommt gerade bei der Senkschachterstellung zugute, da der Absenkvgang durch die abschnittsweise Betonierarbeiten ständig unterbrochen werden muss.

Die zweite dem Schachtgewicht entgegengewirkende Kraft ist die Schneidenreaktion. Ihre Grösse kann nur wenig oder gar nicht beeinflusst werden. Um sie ganz aufzuheben, wäre es notwendig, die Schneide völlig freizulegen, was bei einem Unterwasersaushub unmöglich ist. Die praktische Einflussnahme ist daher auf die Ausbil-

dung der Schneide selbst begrenzt. Schneidenbreite, Schneidenwinkel sowie Form und Stärke der Panzerung müssen bestimmt werden (Bild 2). Der Schneidenwinkel sollte nach unseren Erfahrungen nicht grösser als 25 bis 30° gewählt werden. Die Schneidenbreite ist dagegen mit der Form der Panzerung verknüpft. Die Frage der Schneidenpanzerung wird in der Praxis der Unternehmung überlassen. Je nach Form und Materialaufwand können die Kosten für ihre Herstellung erheblich schwanken. Dabei hat gerade die Form der Schneidenpanzerung in Abhängigkeit von den zu durchfahrenden Bodenschichten beträchtlichen Einfluss auf die Absenkarbeiten.

Um ein möglichst hohes Gewicht zu erhalten, werden die Schachtwandungen stark ausgebildet, wobei 25 bis 50 cm üblich sind. Hinsichtlich der Armierung ist besonders auf eine ausreichende Längsarmierung zu achten. Sobald zum Beispiel ein Schacht auf ein Hindernis stösst oder gegen Abweichung aus der Lotrechten versperrt werden muss, treten in der Schachtwand Längskräfte auf, deren Grössen nicht in jedem Fall vorher bestimmt werden können. Die durchgehende Längsarmierung ist auch notwendig, wenn ein Schacht aus Fertigelementen hergestellt werden soll. Bei ungenügendem Schachtgewicht, wenn also ein Schacht während des Absenkens hängen bleibt, kann zusätzliche Belastung helfen.

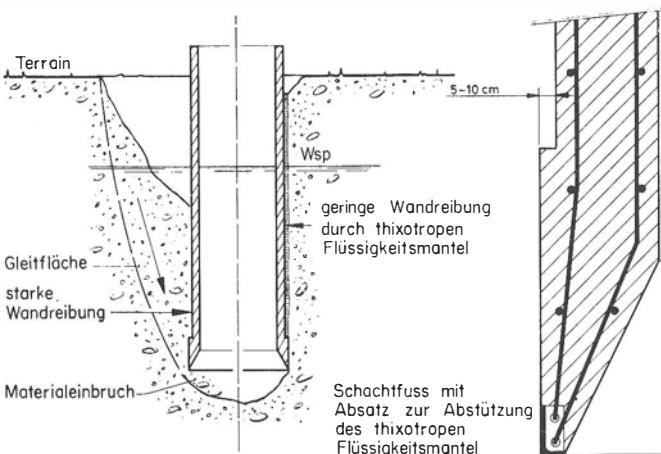


Bild 1. Schachtabsehung mit thixotropem Flüssigkeitsmantel

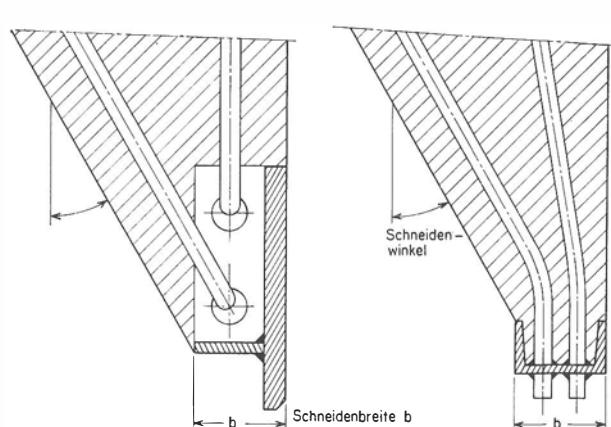


Bild 2. Schachtschneiden und ihre Panzerung

An dieser Stelle soll auch auf die Pflicht hingewiesen werden, das Bauwerk in bezug auf seine Sicherheit gegen Auftrieb im späteren Zustand zu überprüfen. Besonders Schächte mit grossem Innendurchmesser sind gefährdet, wenn der Grundwasserspiegel bis nahe zur Schachtoberkante ansteigen kann (Bild 3). Die SIA-Norm Nr. 160 fordert in Art. 30 für Bauten einschliesslich deren Fundamente bei ungünstigsten Belastungsmöglichkeiten eine Sicherheit von 1,5. Nach DIN 19702 (Berechnung der Standsicherheit von Wasserbauten), Abschnitt 3.9, genügt dagegen für die Sicherheit gegen Auftrieb bei ungünstigsten Wasserständen und unter Vernachlässigung günstig wirkender Wandreibungskräfte ein Sicherheitsfaktor von mindestens 1,1. Sobald also ein Schacht mit Hilfe thixotroper Flüssigkeit abgesenkt wurde, dürfen wir in der Sicherheitsberechnung gegen Auftrieb eine Wandreibung nicht berücksichtigen.

Für den Querschnitt des Horizontalbrunnen-Schachtes wird die Kreisform gewählt, wofür vor allem statische Ueberlegungen sprechen. Dabei ist zu beachten, dass der Schacht während des Vortriebs der horizontalen Fassungsstränge zusätzliche Kräfte aufzunehmen hat, die mit 100 bis 150 t dem Erddruck entgegengerichtet sind. Der Kreisquerschnitt bringt weiterhin die Vorteile:

- der kürzesten Schneidenlänge,
- des geringsten Materialbedarfes und
- der kleinsten Mantelfläche in bezug auf die Grundfläche.

Der Durchmesser des Schachtes wird oft von den Bedingungen bestimmt, die sich aus den vorgesehenen Einbauten ergeben. Vor allem die Anzahl der Pumpen unter Berücksichtigung der späteren Möglichkeiten des Ausbaus oder der Vergrösserung des Versorgungsbereiches spielen eine wesentliche Rolle. Die Verschlechterung der Grundwasserqualitäten führt mehr und mehr zur Notwendigkeit der Aufbereitung des Wassers. Eine Belüftung des Wassers bereits im Brunnen ist schon mehrfach erfolgreich vorgenommen worden, wozu ebenfalls der entsprechende Raum zur Verfügung stehen muss. Gegenwärtig sind Schachtdurchmesser von 2,20 bis 4,00 m üblich.

Den Abschluss der Schachtbauarbeiten bildet das Einbringen der Sohle als Unterwasserbeton. Auf diese Sohle wirkt nach Auspumpen des Schachtes entsprechend der Tiefe unter dem Grundwasserspiegel ein Wasserdruck, der unter Umständen bis 20 oder 30 m WS betragen kann. Selbst bei sorgfältigem Einbau sollte man nicht eine absolut trockene Sohle erwarten. Ist vorgesehen, neben der Schachtwand auch die Sohle mit Platten zu verkleiden, so sollte in diesem Fall der Einbau einer besonderen Isolier- oder Sperrsicht vorgenommen oder die Platten mit offenen Fugen verlegt werden.

Im Rahmen dieser Ausführungen ist es nur möglich, einen Teil der Probleme des Schachtbaues beim Horizontal-Filterbrunnen aufzuzeigen. Doch möchte ich noch auf etwas hinweisen, was in der Zukunft mehr beachtet werden sollte. Mit zunehmender Nutzung auch qualitativ unbefriedigender Grundwasservorkommen muss

mit Aggressivität auch gegen Beton gerechnet werden. Wird dies bereits während der Vorarbeiten richtig erkannt, kann durch Verwendung von Spezialzementen und anderer Massnahmen dieser Aggressivität entgegengewirkt werden.

2. Die Fassungsstränge

Betrachten wir nun den zweiten Hauptteil des Horizontal-Filterbrunnens, die Fassungsstränge. Die für die Stränge erforderlichen Mauerdurchführungen werden bereits während des Schachtbaues einbetoniert. Es ist deshalb notwendig, vor Baubeginn die Höhe und Richtung der Stränge festzulegen. In der Regel werden mehr Durchführungen versetzt als Bohrungen vorgesehen sind, um für allfällige notwendige Umdispositionen während des Strangbohrens genügend Spielraum zu behalten. Es ist selbstverständlich möglich, auch nachträglich zusätzliche Durchführungen einzubauen, doch ist der Aufwand dann wesentlich grösser.

Für den Vortrieb der eigentlichen Horizontalbohrungen nutzt man das hydrostatische Gefälle zwischen dem leeren Schacht und dem ausserhalb höher stehenden Grundwasser. Nach Aufstossen der Mauerdurchführung drückt das Wasser in den Schacht. Gleichzeitig wird mittels hydraulischer Pressen eine Verrohrung nach aussen gestossen. An der Bohrstrangspitze befindet sich ein sogenannter Pilot. Durch seine Oeffnungen strömt das Wasser ein und reisst gleichzeitig Bodenteile, vorwiegend die feineren Kornfraktionen, mit. Aus dem natürlichen Boden baut sich dabei ein Stützgerüst auf, das mit der späteren intensiven Entsandung des fertigen Stranges noch verbessert wird. In diese aufgelockerte Zone wird dabei ständig die Verrohrung nachgepresst. Das Erstellen der Horizontalbohrungen einer solchen Wasserfassung ist also gar kein Bohren im eigentlichen Sinne des Wortes, sondern nur ein Ausspülen von Boden bei gleichzeitigem Rohrvorschub.

Für diesen Arbeitsgang unterscheidet man grundsätzlich zwei Verfahren, die einige Abwandlungen erfahren haben. Das sind einmal das *Ranney*-Verfahren, das die Filterrohre direkt vorpresst, und zum anderen das *Fehlmann*-Verfahren, das zunächst Bohrrohre vortreibt und dann in diese die Filterrohre versetzt, wobei je nach den angetroffenen Verhältnissen Filterart und ihre Schlitzweite gewählt werden können. Dieser Vorgang ist vom verrohrten Vertical-Brunnen gut bekannt. Meine Ausführungen werden sich, soweit sie diesen Unterschied berühren, vor allem auf das Fehlmann-Verfahren beziehen.

Ich sagte, dass Höhe und Richtung der Fassungsstränge vor Arbeitsbeginn mittels Untersuchungen festgelegt werden sollen. Zur Beantwortung dieser Fragen sind aussagekräftige Voruntersuchungen unerlässlich; eine Bedingung, die eigentlich für jede neue Grundwasserfassung erfüllt sein sollte. Für den Horizontalfilterbrunnen ist nicht nur wichtig, grundrissmäßig zu arbeiten, sondern gleichzeitig in der Schichtung, also in vertikaler Richtung, die notwendigen Kennwerte zu ermitteln. Unter diesen Kennwerten verstehen wir im wesentlichen:

- die Mächtigkeit der wasserführenden Schichten H (m),
- die Bodendurchlässigkeit k (m/s),
- den Kornaufbau des Bodens, soweit er für eine Nutzung in Frage kommt,
- die Qualität des Grundwassers sowie
- die allgemeinen Angaben über Fließrichtung, Einzugsgebiet und andere.

Für die gleichzeitige Beantwortung all dieser Fragen besitzen wir kein in jedem Fall umfassend aussagekräftiges Verfahren. Ich möchte deshalb kurz auf die Aufschlussbohrungen eingehen. Wir haben auch kein Bohrverfahren, das alle Forderungen gleichzeitig erfüllt, doch bleiben wir bei der hauptsächlichsten Zielstellung: dem Bau einer Grundwasserfassung mit möglichst grosser Ergiebigkeit bei optimaler Wasserqualität. Dafür interessieren primär die Werte H , k und die Wasserqualität.

Wir haben in der Schweiz nur selten ein ausgedehntes und in seiner Zusammensetzung halbwegs homogenes Grundwassergebiet vor uns. Wenn wir beim Verticalbrunnen für die Bestimmung der Kiesschüttung letztlich nur das Bohrprofil und die Bodenproben der eigentlichen Brunnenbohrung als Grundlage anerkennen, so können wir das beim Horizontalfilterbrunnen durch nachträgliche Wahl der Filterschlitzweite ebenfalls tun und den Faktor der Kornzusammensetzung des Bodens bei den ersten Voruntersuchungen zunächst ausklammern. Dann gilt es, die Untersuchungsbohrungen so auszuführen, dass die hydrologischen Werte H und k sowie die Grundwasserqualität bestimmt werden können. Mit Rotary-Bohrungen im Durchmesser zwischen 5 und 8" haben wir gute Ergebnisse erzielt. Vor allem geben die durch Kleinpumpversuche in verschiedenen Tiefen ermittelten Durchlässigkeiten brauchbare Werte.

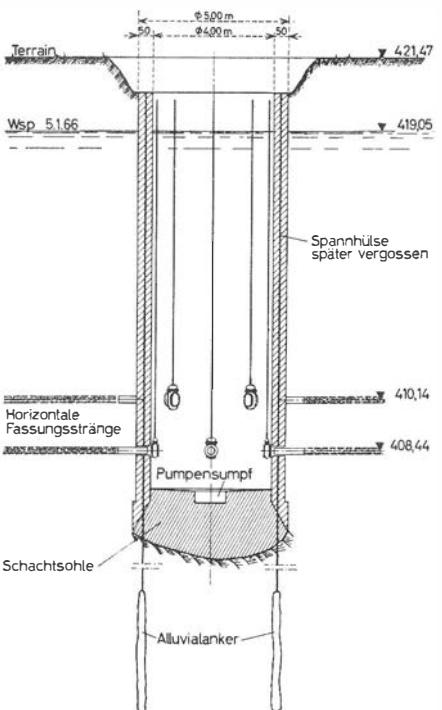


Bild 3. Horizontalfilterbrunnen mit Alluvialanker gegen Auftrieb gesichert

Zu wenig wird die oft recht unterschiedliche Durchlässigkeit der schichtweise abgelagerten Alluvien für die höhenmässige Anordnung der Fassungsstränge beachtet. Ein Pumpversuch, ausgeführt aus einer den ganzen Grundwasserleiter erfassenden vertikalen Sondierbohrung, kann zweifellos vorhandene Unterschiede nicht erkennen lassen. Hierzu sind Einzelversuche in den verschiedenen Tiefen notwendig. Sich nur auf gewonnene Bodenproben und deren Zusammensetzung zu verlassen, führt leicht zu Fehlpositionen. Wird versucht, aus der Siebanalyse auf die Durchlässigkeit des Bodens zu schliessen, ist besonders darauf zu achten, dass auch die der jeweiligen Formel zugrunde liegenden Bedingungen erfüllt sind.

Bestimmt man durch Pumpversuche in verschiedenen Tiefen die Durchlässigkeit, so können durch Entnahme und Untersuchung von Wasserproben gleichzeitig allfällige Unterschiede der Wasserqualitäten festgestellt werden. Ein Grossteil der Grundwasserfassungen ist in den Grundwasserströmen der Schotter und Kiese der Hauptabflusstäler zu erstellen, die je nach den Wasserständen mit den Vorflutern korrespondieren. Dabei wird oft angestrebt, mehr Uferfiltrat zu fördern und dem landseitigen Zufluss auszuweichen, da dieses zum Beispiel besonders hart oder eisenhaltig ist. Ein landseitiger Zufluss kann über oder unter dem Infiltrationswasser verlaufen. Bei unterschiedlichen Durchlässigkeiten ermöglicht die Anordnung der Fassungsstränge eines Horizontalfilterbrunnens, die Gesamtqualität des geförderten Wassers zu beeinflussen.

Dagegen ist an Orten, wo der Grundwasserleiter flach ist, und auch bei ziemlich gleichmässiger Zusammensetzung des Bodens, die richtige Standortwahl des Brunnens wichtig. Der Zufluss zum Brunnen lässt sich dabei auch durch die möglicherweise nur halbseitige Anordnung der Fassungsstränge beeinflussen. Ein Beispiel: die für die Wasserwerke St. Margrethen-Rheineck-Thal im Zuge des Nationalstrassenbaues der N 13 neu erstellten Fassungen (Bild 4).

Mit der Wasserqualität ist nicht zuletzt die Wahl der Filterrohre bzw. deren Material verbunden. Im Brunnenbau kann ein Rohr, das lediglich verzinkt ist, oft nicht mehr als ausreichend geschützt betrachtet werden. Für den Horizontalbrunnen stehen verschiedene Filterrohrmaterialien zur Verfügung, so dass dem Korrosionsschutz voll entsprochen werden kann (Bild 5). Die beim Vertikalbrunnen vielfach bewährten Stahlrohre mit einem Kunststoffüberzug findet man im Horizontalbrunnen bisher nur selten. Ein Grund hierfür besteht darin, dass noch keine ausreichenden Garantien gegen Abrieb des Schutzüberzuges gegeben werden, wenn die Rohre 30 bis 50 m horizontal in die Bchröhre eingeschoben werden müssen. Die verhältnismässig teuren Rohre aus rostfreiem Stahl oder Kupfer wurden dagegen mehr und mehr vom reinen Kunststoffrohr verdrängt. In bezug auf die Festigkeit dieser Rohre bestehen keine Schwierigkeiten. Durch geschickten

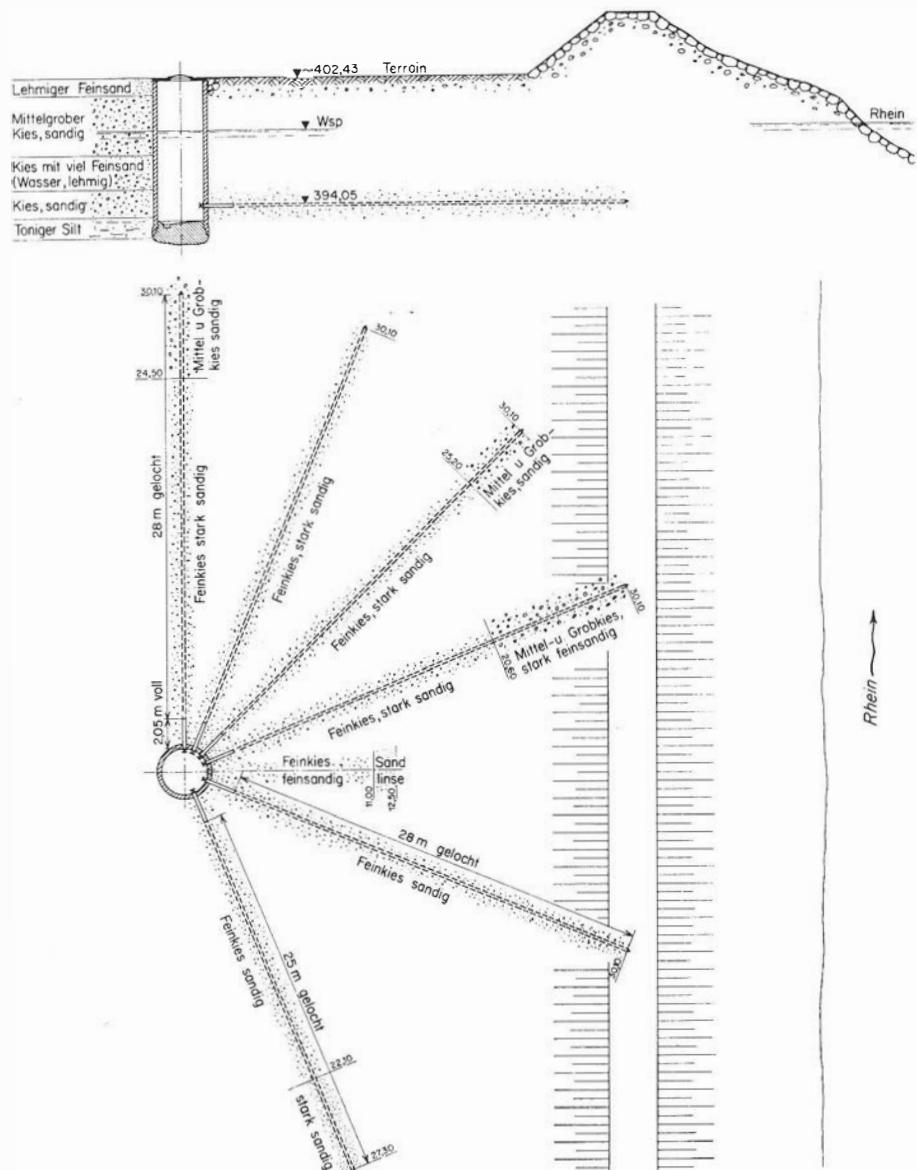


Bild 4. Fassungsschacht mit einseitiger Anordnung der Stränge (Wasserwerk St. Margrethen-Rheineck-Thal, Horizontalfilterbrunnen II)

Tabelle 1. Bakteriologische Analysen von Horizontalbrunnen mit Kunststoff-Filterrohren

Fassung	Baujahr	Keimzahl in 1 ml	Colif. Keime in 100 ml	Datum der Probe
WV König Pumpwerk Belpmoos	1955	5-25 2-12 1 schwankend	0 18. 12. 69 9. 4. 68	6. 9. 68
WV Lyss Pumpwerk Schachen	1959	10—20	seltener (wenig Überdeckung der Fassungsstränge)	Schnitt mehrerer Proben
Commune de Corcelles près Payerne	1964	2	0	15. 6. 68
Stadtwerke Lahr	1965	2—3	0	Durchschnitt 1968
WV Sursee	1966	20 32	0 1	2. 7. 68 3. 9. 68

konstruktiven Aufbau der Filterrohre wurden gute Festigkeiten erzielt (Bild 6). Die sich um den Horizontalfilterstrang aufbauende Stützone des Bodens bringt durch ihre Gewölbewirkung zusätzliche Sicherheit. Die Verwendung von Kunststoff-Fil-

terrohren im Horizontalbrunnen ist somit auch in grosser Tiefe möglich, wie z. B. bei einem Horizontalbrunnen in Oensingen in 45 m Tiefe.

Die Auswirkungen aggressiven Grundwassers zeigt Bild 7. Diese Filterrohre wur-

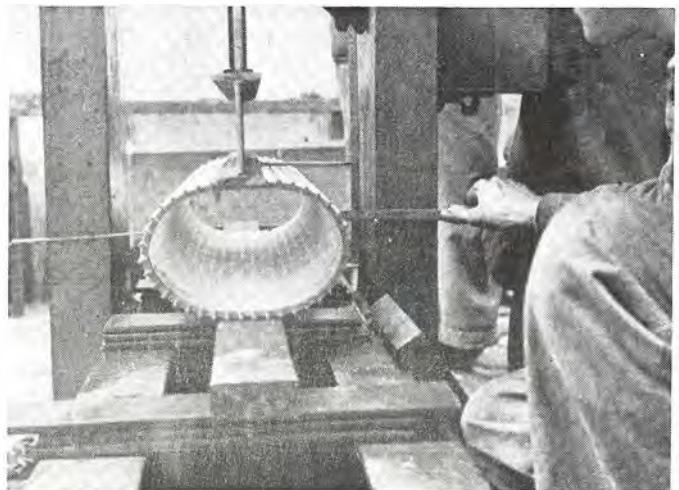


Bild 6. Kunststoff-Filterrohr bei einer Belastung von 90 kg/m-Rohr

Links:

Bild 5. Filterrohre. Von links nach rechts: zwei Kunststoff-Filterrohre. Schlitzbrücken- und einfache Schlitzlochung in Stahl verzinkt oder aus Kupfer

den zur provisorischen Aussteifung eines zerbrochenen Vertikalbrunnens aus Steinzeugrohren eingebaut und nach 1½ Jahren durch einen Kupferfilter ersetzt. Die verzinnten und zusätzlich mehrfach gegen Korrosion gestrichenen Eisenrohre konnten nur mit grosser Sorgfalt und viel Glück nach etwa 17 Monaten wieder gezogen werden.

Vereinzelt geäusserte Befürchtungen wegen einer allfälligen Begünstigung des Keimwachstums sind für die für Horizontalfilterbrunnen verwendeten Kunststoffrohre unbegründet. Das beweist die grosse Anzahl völlig einwandfreier Fassungen, die lediglich mit Kunststoff-Filterrohren ausgebaut worden sind, von denen Tabelle 1 einen Ausschnitt enthält.

3. Die Ergiebigkeit

Eine Frage, die immer wieder vor oder während des Brunnenbaues gestellt wird, lautet: Wieviel Wasser kann aus dem Brunnen gefördert werden? Wenn schon die Schwierigkeiten der Grundwasserhydraulik allgemein viele davon abhalten, sich auf vorherige rechnerische Prognosen einzulassen, so wird das Ausweichen vor dem komplexen Problem des Horizontalfilterbrunnens noch verständlicher. Um in dieser Beziehung weiterzukommen, ist es notwendig, dass zunächst die Brauchbarkeit von Berechnungen in der Hydrologie für die Praxis allgemeine Bestätigung findet. Der Drang zu einer Präzisionsrechnung, wie man sie von einem Statiker verlangen muss, ist hier sicher fehl am Platz. Es werden in der Geohydrologie wohl kaum alle Bedingungen, die der Ableitung einer Formel zugrunde liegen, in der Natur exakt erfüllt sein, und die Abweichung der Werte wird von uns durch die Aufschlussarbeiten auch nicht immer restlos ermittelt werden können. Erfahrung kann uns hier oft zum Ziel verhelfen, und ich bin überzeugt, dass es eines Tages gelingt, einen Zuverlässigkeitssgrad der Ergebnisse zu erreichen, wie wir ihn aus der Erdbaumechanik kennen.

Für die Berechnung der Ergiebigkeit eines Horizontalfilterbrunnens möchte ich hier vor allem die Arbeit von Falcke erwähnen. Die Potentialströmung am Horizontalfilterbrunnen wird gemäss nachstehender Gleichung durch mindestens folgende Randbedingungen beeinflusst:

$$Q = Q(H, k, s, R, L, n, D, D_g, \lambda, h_R, F),$$

wobei

H = Grundwassermächtigkeit

k = Durchlässigkeitsbeiwert

s = Absenkung

R = Reichweite

L = Stranglänge

n = Strangzahl

D = Durchmesser der Filterstränge

D_g = Durchmesser der Filtergalerie

λ = Reibungswert der Filterrohre

h_R = Höhe der Fassungsstränge über der undurchlässigen Schicht

F = freie Öffnung der Filterrohre

Die Schwierigkeit, hiermit eine Vorausberechnung der Leistungsfähigkeit einer zu erstellenden Fassung zu machen, ist eindeutig. Für die Praxis suchen wir zunächst nach einer handlichen und doch zuverlässigen Näherungsformel. So hat Nörring den Horizontalfilterbrunnen wie einen Vertikalbrunnen betrachtet und dabei den Brunnenradius r durch einen Ersatzradius ersetzt, der $\frac{2}{3}$ der mittleren Stranglänge

des Horizontalbrunnens entspricht (Bild 8). Dieser Vereinfachung wird vielfach widergesprochen. Trotzdem hat die Annäherung eine gewisse Berechtigung, da die obere Strömungslinie eines Horizontalfilterbrunnens sich der des Vertikalbrunnens nähert, sobald man die unmittelbare Nähe der Fassung verlässt.

Für eine Mehrbrunnenanlage treffen wir ähnliche Vereinfachungen. Wie bei jeder Berechnungsformel müssen wir auch hier darauf achten, dass ihre Ausgangsbedingungen annähernd erfüllt sind, d. h. in unserem Fall, dass die Fassungsstränge radial und möglichst allseitig und gleich lang sein sollten und ihre Zahl und Grösse den Filterwiderstand weitgehend herabsetzt. Dass die Grösse R (die Reichweite) immer wieder umstritten bleibt und Gegenstand verschiedener Untersuchungen war und noch sein wird, darf ich als bekannt voraussetzen.

Aus der Bauart des Horizontalfilterbrunnens, charakterisiert durch die in beliebiger Tiefe möglichen Fassungsstränge, ergeben sich die vielseitigen Anwendungsmöglichkeiten des Brunnens. Seine Filterfläche steht auch während kritischer Perioden geringerer Grundwasserstände voll als Fassungsfläche zur Verfügung. Die Vorteile des Horizontalbrunnens gegenüber dem



Bild 7. Auswirkungen von aggressivem Grundwasser auf verzinkte Stahlrohre

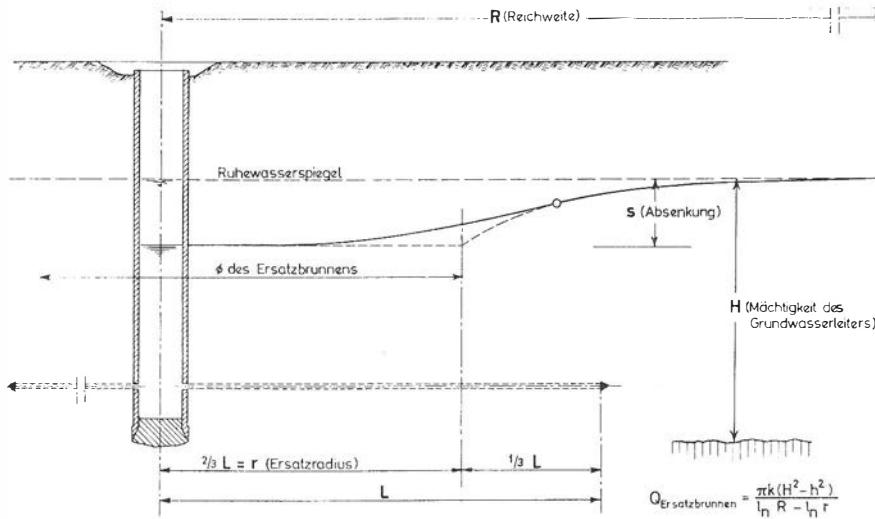


Bild 8. Abschätzung der Ergiebigkeit eines Horizontalbrunnens

Vertikalbrunnen wachsen mit Abnahme des k -Wertes und mit der Abnahme der Grundwassermächtigkeit. Des weiteren bietet der Horizontalbrunnen bei grossen Wasserentnahmen (z. B. 300 bis 500 l/s) und seiner im Vergleich zu einer Vertikalbrunnenreihe konzentrierten Bauweise oft eine wirtschaftliche Lösung.

Allein in der Schweiz sind bis jetzt 100 Horizontalfilterbrunnen nach dem System Fehlmann gebaut worden, so dass die Gesamtzahl der Horizontalfilterbrunnen grösser ist. Wenn sich somit der Horizontalfilterbrunnen während der letzten Jahrzehnte einen festen Platz in der Wasserversorgung erobert hat, und das trotz der noch nicht vollständig gelösten hydraulischen Probleme, so spricht das um so mehr für ihn.

Adresse des Verfassers: *Reinhold Blasche, dipl. Ing., Fehlmann Grundwasserbauten AG, 3001 Bern, Monbijoustrasse 16.*



MÉTHODES MODERNES DE CALCUL DES DÉBITS ET DES RÉSERVES DES NAPPES D'EAU SOUTERRAINES¹

par M. E. RECORDON, ingénieur, privat-docent à la Faculté des sciences de l'Université de Neuchâtel, chargé de cours à l'EPUL

I. Introduction

L'exploitation de plus en plus intense des nappes d'eau souterraines par puits de pompage a conduit divers chercheurs à faire progresser la théorie des écoulements souterrains vers les ouvrages de captage. On assiste donc actuellement dans le domaine de l'hydrogéologie à un courant de recherches orienté vers les mathématiques, les nouvelles théories étant basées sur les lois de l'hydrodynamique et de l'hydraulique. Il est de plus en plus nécessaire que l'hydrogéologue soit à même de chiffrer les phénomènes, ceci en plus des très nombreuses connaissances qu'il doit posséder sur la géologie des eaux souterraines et qui relèvent des sciences naturelles.

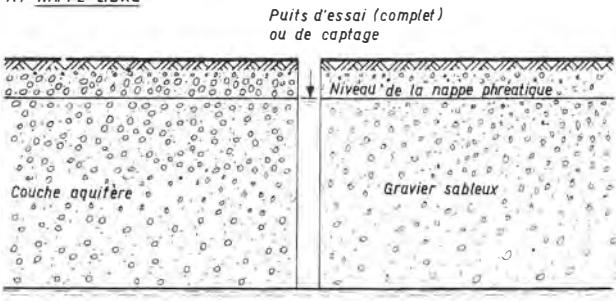
C'est la raison pour laquelle un cours sur la « dynamique des eaux souterraines » a été ouvert à Neuchâtel, dans le cadre des cours d'hydrogéologie, aux géologues qui désirent se spécialiser, en troisième cycle.

Si l'on veut exploiter une nappe, il faut déterminer les caractéristiques de la couche aquifère au point de vue de la dynamique des écoulements souterrains. Dans ce but on exécute, en plus des prospections géologiques, ce qu'il est convenu d'appeler des essais de pompage dans des puits construits spécialement à cet effet.

Il est évident que les essais de pompage ne donneront pas tous les éléments nécessaires pour fixer de manière raisonnable le débit exploitable et les réserves disponibles dans la nappe aquifère. En effet, si l'on veut éviter d'épuiser à longue échéance une nappe, il faudra qu'à certaines époques ses réserves puissent se reconstituer par son alimentation naturelle. La nappe aquifère devra donc être exploitée comme un réservoir qui se

¹ Leçon inaugurale du cours de « Dynamique des eaux souterraines », donnée à l'Institut de Géologie de Neuchâtel, le mercredi 13 décembre 1967.

A) NAPPE LIBRE



B) NAPPE CAPTIVE

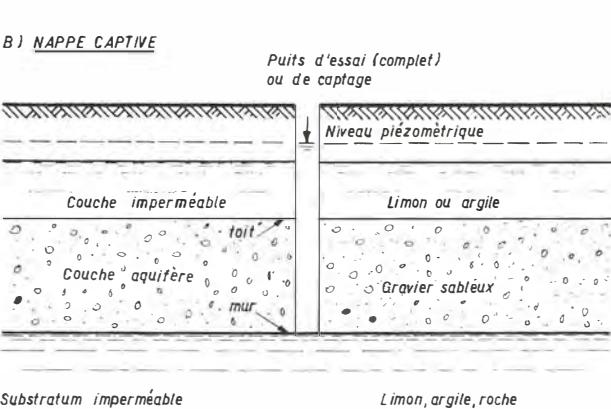


Fig. 1. — Puits complet dans une nappe libre (cas A) et dans une nappe captive (cas B).

vide lorsque les besoins en eau l'exigent et qui se remplit lorsque ces besoins diminuent ou que les précipitations sont abondantes. Les conditions d'alimentation de la nappe devront être connues, de même que son exutoire éventuel. Seule l'étude géologique complète de l'aquifère donnera ces indications.

La présente étude sera orientée uniquement vers l'interprétation des essais de pompage et nous laisserons délibérément de côté le problème spécifiquement géologique de l'alimentation et de l'exutoire de la nappe.

Nous examinerons tout d'abord quelles sont les théories qui permettent d'interpréter les résultats d'un essai de pompage, puis, dans une deuxième partie, nous montrerons comment se fait cette interprétation dans le cas particulier d'un essai de pompage, exécuté à Cressier.

Nous tenterons de montrer surtout quels sont les avantages des méthodes de calcul développées ces trente dernières années sous le nom de théorie des écoulements non permanents, ou régime de non-équilibre, par rapport à la théorie classique de Dupuit basée sur l'hypothèse d'un écoulement permanent et d'un régime d'équilibre.

II. Théories des écoulements vers les puits de captage

A. Ecoulements permanents — Théorie de Dupuit

Rappelons tout d'abord quelques définitions :

On appelle *couche aquifère*, ou *aquifère*, une couche de sédiments dont les interstices sont suffisamment grands pour qu'elle soit perméable et que l'on puisse, par captage, en retirer un débit appréciable.

La couche aquifère est limitée vers le bas par une couche dont la perméabilité est beaucoup plus faible et

qui est appelée *substratum imperméable*. Elle est parfois limitée également vers le haut (cas B de la figure 1) par une couche peu perméable ; la nappe aquifère est alors en pression, elle est artésienne ; on dit qu'elle est *captive*. Dans le cas contraire, elle est *libre* (cas A de la figure 1).

Le forage ou puits de pompage est dit *complet* ou *parfait* s'il traverse entièrement la couche aquifère et atteint le substratum imperméable. Nous ne considérons dans la suite que ce type de puits.

La théorie la plus ancienne permettant de calculer la forme de la surface de dépression de la nappe, en fonction du débit pompé et de la perméabilité de l'aquifère, est celle qui fut établie par J. Dupuit vers 1860 environ [1] [2]. Cette théorie suppose que le régime d'écoulement est permanent, c'est-à-dire qu'après une durée de pompage à débit constant relativement courte, la surface de la nappe déprimée ne varie plus et le débit pompé est exactement compensé par l'alimentation de la nappe, selon une surface cylindrique de rayon R (fig. 2). Le débit d'alimentation est réparti également sur tout le pourtour du cylindre de rayon R , qui est appelé rayon d'action du puits et qui ne varie pas non plus au cours du temps.

Dupuit a fait quelques hypothèses simplificatrices pour établir les formules donnant le débit et la courbe de dépression :

— Il admet entre autres que l'on peut négliger la composante verticale des vitesses en regard de leur composante horizontale, ce qui suppose que le rabattement Δ de la nappe reste faible par rapport à l'épaisseur de l'aquifère.

— Il admet aussi que la loi de Darcy est applicable à l'aquifère et que le coefficient de perméabilité est le même dans toutes les directions et en tous points.

Cette théorie ne traduit évidemment pas ce qui se passe pendant les premières heures de pompage, durant lesquelles le niveau d'eau dans le puits s'abaisse très rapidement ; mais après cette période initiale, le niveau ne varie plus que très lentement ; c'est ce qui a conduit Dupuit à admettre qu'alors l'écoulement était quasi permanent. Ce changement de régime s'explique par le fait qu'au début, la dépression de la nappe ne se produit qu'au voisinage du puits et n'intéresse qu'une surface horizontale très faible ; dans cette première phase, le rayon de la zone déprimée, faible au début, augmente très rapidement. Il est certain alors que le débit pompé n'est pas compensé par l'alimentation. En revanche, après quelques heures, cette zone déprimée a un rayon de plusieurs dizaines de mètres, sa surface est grande, donc il suffit d'un abaissement très lent des niveaux pour compenser le débit pompé. Le rayon de la zone déprimée ne s'accroît plus que lentement. Dupuit admet que, dès cet instant, le rayon d'action ne varie plus, que la nappe ne s'abaisse plus et que le débit pompé, au lieu d'être prélevé sur l'eau de la nappe, est fourni entièrement par l'alimentation. La théorie de Dupuit ne traduit donc pas du tout ce qui se passe en régime transitoire, pendant les premières heures de pompage. Le fait d'admettre qu'à un moment donné l'écoulement transitoire devient permanent, mais sans que l'on puisse préciser à quel moment, fait apparaître le défaut de la théorie de Dupuit qui sera éliminé dans les théories nouvelles.

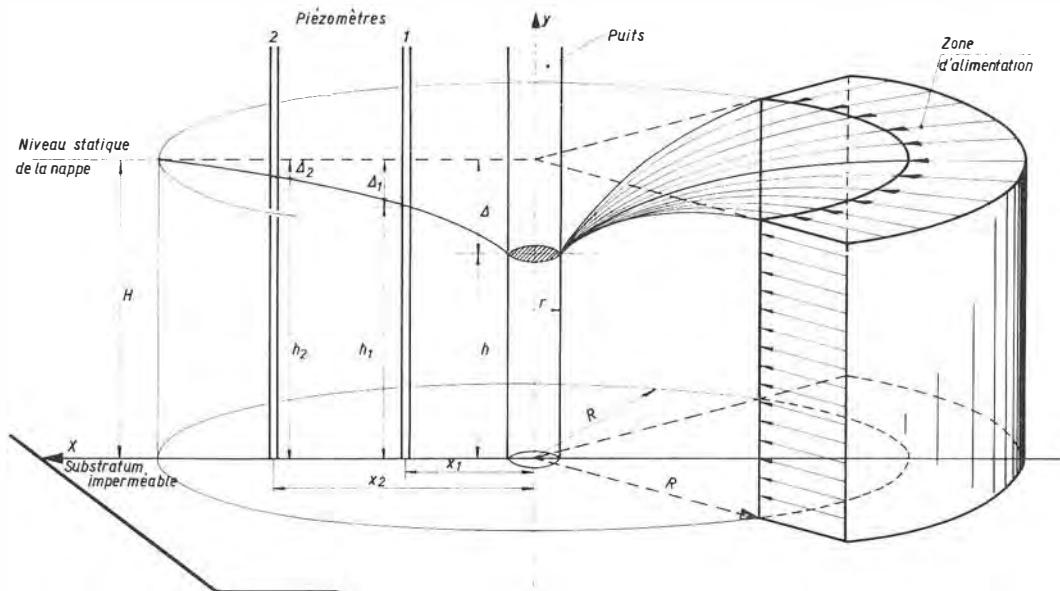


Fig. 2. — Ecoulement permanent vers un puits de captage ; pompage à débit constant. Hypothèses de la théorie de Dupuit.

Pour pouvoir utiliser la théorie de Dupuit, il faut connaître le rayon d'action R qui n'est pas mesurable. On lui attribue donc une valeur arbitraire qui varie de 60 m environ pour les sables fins à 150 m pour les graviers.

En 1906, Thiém a complété la théorie de Dupuit en montrant que, si l'on mesurait le rabattement de la nappe dans deux piézomètres situés à proximité du puits, il n'était plus nécessaire de faire intervenir dans le calcul le rayon d'action. La formule de Thiém est toujours basée sur l'hypothèse d'un écoulement permanent, mais elle a l'avantage de permettre la détermination du coefficient de perméabilité dans diverses directions rayonnantes autour du puits, à condition de placer dans chacune de ces directions deux piézomètres au moins.

Pour illustrer la théorie de Dupuit, prenons un exemple numérique (fig. 3) : supposons un puits de rayon $r = 1$ m foré dans une nappe libre d'épaisseur $H = 8$ m. Admettons que le rayon d'action $R = 100$ m et supposons que l'on ait mesuré le rabattement du niveau d'eau dans le puits $\Delta = 2,10$ m après quelques heures de pompage à débit constant $Q = 600$ l/min. Si l'on résout la formule de Dupuit donnée sur la figure 3 par rapport à k , on obtient

$$k = \frac{Q \cdot \log R/r}{1,366(2H - \Delta)\Delta}$$

Dans l'exemple numérique, $\log R/r = 2$, $Q = 0,01$ $m^3/\text{sec.}$, et l'on trouve $k = 5 \cdot 10^{-4}$ $m/\text{sec.}$

Le coefficient de perméabilité étant connu, l'équation de Dupuit donne une relation entre Q et Δ qui est la

Caractéristique d'un puits

ÉCOULEMENT PERMANENT

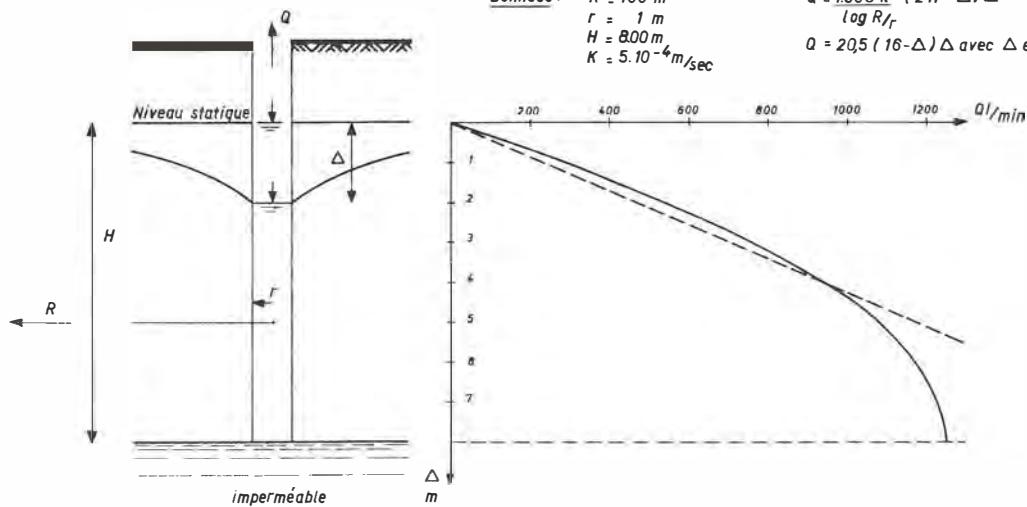


Fig. 3. — Exemple de calcul de la courbe caractéristique d'un puits : courbe débit — rabattement.

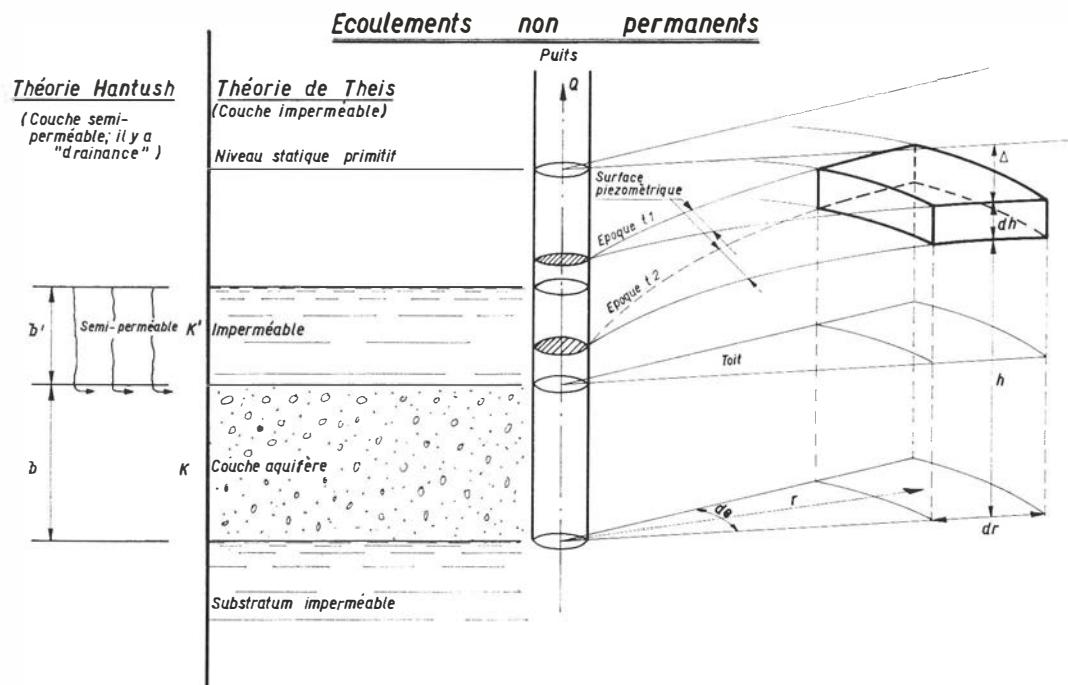


Fig. 4. — Ecoulement non permanent vers un puits de captage ; pompage à débit constant.
Hypothèses des théories de Theis et de Hantush.

caractéristique du puits dans notre cas particulier $Q = 20,5 (16 - \Delta)\Delta$. Cette équation est représentée graphiquement par la courbe de la figure 3, et l'on constate que, lorsque le rabattement est inférieur à la moitié de l'épaisseur H de l'aquifère, le débit augmente à peu près linéairement, tandis que si le rabattement est plus grand, le débit augmente relativement peu.

La théorie de Dupuit permet aussi d'établir l'équation de la courbe de dépression, profil de la nappe déprimée.

Cette théorie donne donc trois éléments caractéristiques d'un puits de pompage :

1. Le coefficient de perméabilité de l'aquifère.
2. La caractéristique du puits, variation du débit en fonction du rabattement.
3. La courbe de dépression donnant la valeur du rabattement en fonction de la distance au puits.

Elle ne donne en revanche aucune indication sur les réserves de la nappe, ni sur l'évolution de la courbe de dépression au cours du temps.

B. Ecoulements non permanents — Théorie de Theis

Pour éliminer les inconvénients de la théorie de Dupuit, Charles V. Theis, géologue à l'Inspectorat géologique de l'administration des Etats-Unis¹ [3], imagina en 1935 d'écrire les équations de l'écoulement non permanent vers un puits de captage. Un écoulement est dit non permanent lorsque ses caractéristiques, sa vitesse, sa pression, par exemple, varient en fonction du temps. Pour cela, Theis a considéré une nappe aquifère captive d'épaisseur constante et de très grande étendue dans laquelle a été établi un puits de captage complet.

Pour résoudre ce problème, il faut écrire, puis intégrer les équations différentielles traduisant le principe

de continuité, la conservation de l'énergie et la loi de Darcy.

Theis a montré également que, dans le cas de la nappe libre, les équations sont les mêmes.

Nous ne donnerons pas ici le développement mathématique complet, ce qui serait trop long, mais voyons pourtant quelle est la forme de l'expression donnant le débit.

Supposons que le débit Q soit constant ; si l'alimentation de la nappe est nulle, le volume d'eau qui correspondra à ce débit sera celui qui est compris entre deux positions de la surface de l'aquifère déprimée. Considérons à une distance r du puits un élément de cette surface dont les dimensions sont $rd\theta$ et dr (fig. 4). Supposons que, pendant un espace de temps très court dt , compris entre les époques t_1 et t_2 , la surface de la nappe s'abaisse de dh . Le volume d'eau élémentaire qui s'écoulera du volume $rd\theta dr dh$ sera égal à $rd\theta dr dh S$. Dans cette expression, S est le coefficient d'emmagasinement ; c'est une fraction qui représente le volume d'eau libre, par rapport au volume total de l'élément, que l'on peut extraire de l'aquifère par pompage. Le débit élémentaire sera donc égal à ce volume d'eau, divisé par le temps dt . On a donc :

$$dQ = Sr d\theta dr \frac{\partial h}{\partial t}$$

et le débit total sera donné par l'intégrale :

$$Q = S \int_{r_0}^{\infty} \int_0^{2\pi} r \frac{\partial h(r, \theta, t)}{\partial t} d\theta dr.$$

r_0 : rayon du puits.

Remarquons que le problème de Theis, qui consiste à déterminer le rabattement de la nappe à une distance quelconque du puits et à une époque quelconque, est le même du point de vue mathématique que celui qui

¹ U. S. Geological Survey, Washington, D. C.

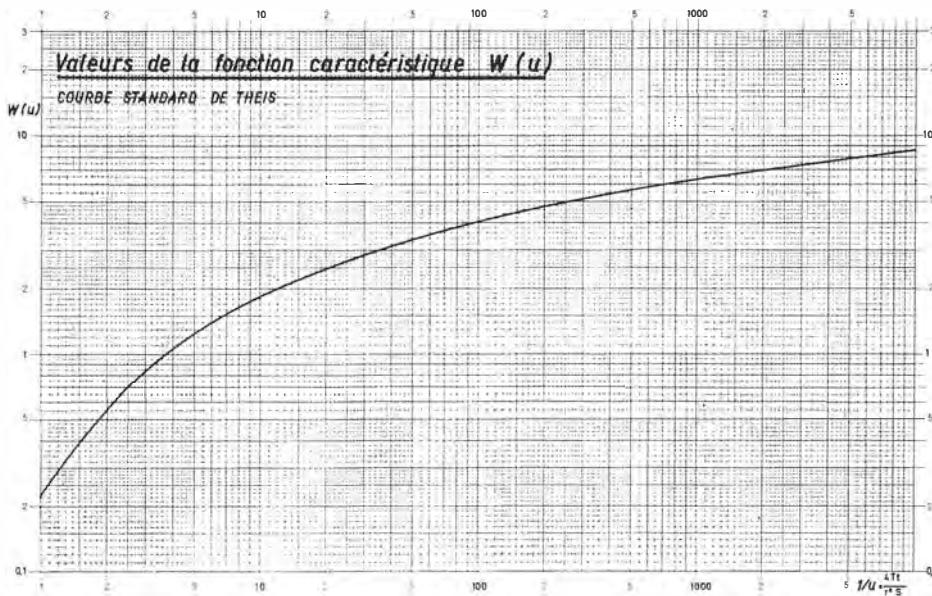


Fig. 5. — Courbe standard de Theis.

consiste à calculer la variation de la température en fonction du temps en un point quelconque d'une plaque mince au centre de laquelle on applique une source de chaleur constante et ponctuelle.

Cette analogie a facilité les travaux de Theis, qui a pu utiliser une méthode déjà établie.

Le calcul conduit à l'équation suivante :

$$\Delta = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du$$

$$\text{dans laquelle } u = \frac{r^2 S}{4 T t}$$

L'intégrale qui figure dans cette équation ne peut pas être calculée à l'aide des fonctions transcendantes élémentaires. Il faut avoir recours à un développement en série qui est le suivant :

$$W(u) = \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du = -0,5772 - \log_e u + \\ + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \frac{u^4}{4 \cdot 4!} + \dots$$

La fonction $W(u)$ est appelée «fonction caractéristique» du puits ; on peut calculer une fois pour toutes sa valeur pour toute valeur de u au moyen du développement en série. Il existe des tables donnant les valeurs de $W(u)$ [1] [2] [6]. Dès lors, le problème est résolu à l'aide des deux équations suivantes qui donnent la valeur de Δ en fonction de r et t pour un débit Q et pour un aquifère caractérisé par sa transmissivité $T = kH$ (k : coefficient de perméabilité de Darcy — H : épaisseur de l'aquifère) et son coefficient d'emmagasinement S .

$$\boxed{\Delta = \frac{Q}{4\pi T} \cdot W(u) \quad u = \frac{r^2 S}{4 T t}}$$

Ce sont les équations de Theis qui permettent, comme nous le verrons plus loin, de déterminer les mêmes éléments que les équations de Dupuit, mais qui donnent

en plus l'évolution du rabattement de la nappe en fonction du temps et le coefficient d'emmagasinement qui caractérise les réserves en eau disponibles dans l'aquifère.

Les valeurs numériques de la fonction caractéristique $W(u)$ peuvent être données sous forme d'une courbe standard (fig. 5) que l'on dessine sur papier logarithmique en reportant en ordonnées $W(u)$ et en abscisse $1/u$ ou $\frac{4 T t}{r^2 S}$.

Pour préciser la signification des équations de Theis, reprenons l'exemple numérique que nous avons analysé plus haut par la méthode de Dupuit (chapitre II A et figure 3). Nous avions considéré un puits de 1 m de rayon, un aquifère de 8 m d'épaisseur, et le coefficient de perméabilité était égal à $k = 5 \cdot 10^{-4}$ m/sec. Dans ce cas, la transmissivité, qui est égale à $k \cdot H$, vaut $T = 4 \cdot 10^{-3}$ m²/sec. Supposons que l'on ait déterminé le coefficient d'emmagasinement $S = 0,1$ (10 %) et voyons comment varie le niveau d'eau dans le puits au cours du temps ($r = r_o = 1$ m).

Les équations de Theis dans ce cas deviennent :

$$\Delta = 20 Q W(u) \quad \text{avec } u = \frac{6,25}{t} \quad \text{ou } \frac{1}{u} = \frac{t}{6,25}$$

A toute valeur de t correspond une valeur bien définie de u , donc de $\frac{1}{u}$, et la courbe standard donne la valeur correspondante de $W(u)$. Pour un débit donné, par exemple de 300 l/min., ou 0,005 m³/s., la valeur du rabattement Δ peut donc être trouvée pour toute valeur de t . C'est ce qui se traduit par les courbes de la figure 6 (graphique supérieur).

Supposons maintenant que l'on veuille trouver, par la théorie de Théis, la courbe analogue à la caractéristique du puits dans la théorie des écoulements permanents, c'est-à-dire la variation du débit en fonction du rabattement. Il faudra choisir une valeur constante du temps, par exemple 1 jour ou 86 400 sec., à laquelle correspond

$$\frac{1}{u} = \frac{86\,400}{6,25} = 13\,824$$

Variation du niveau d'eau dans un puits en fonction du temps au cours de pompages à débits cts.

ECOULEMENT NON PERMANENT - EXEMPLE NUMERIQUE

$$\text{Données: } S = 10\% = 0,1 \quad \Delta = \frac{Q}{4 \pi T} \quad W(u) = 20 \cdot Q \cdot W(u) \quad \text{Q en m/sec}$$

$$r = 1m \quad u = \frac{r^2 S}{4 T t} = \frac{0,25}{t} \quad t \text{ en sec}$$

$$T = K H = 4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{sec}$$

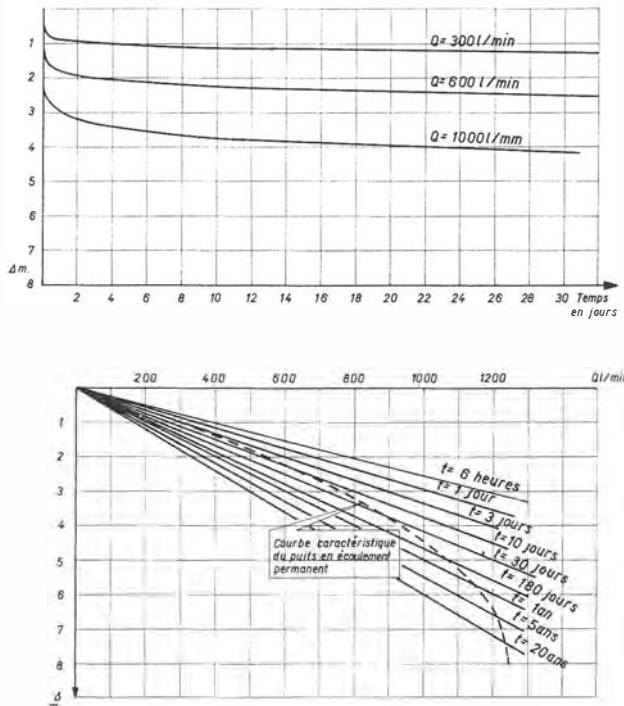


Fig. 6. — Exemple de calcul de la variation du niveau d'eau dans un puits au cours d'un pompage à débit constant (théorie de Theis).

et la courbe standard donne $W(u) = 9$. La première équation de Theis devient $\Delta = 180Q$. Elle se traduit par une droite sur le graphique inférieur de la figure 9. D'autres droites correspondront à une durée de pompage, $t = 3$ jours, 10 jours, etc.

A la courbe caractéristique calculée par l'équation de Dupuit et dessinée en traitillé sur le graphique de

la figure 6 correspond donc dans la théorie de Theis une famille de droites de moins en moins écartées à mesure que la durée de pompage t augmente. On remarque que la droite de Theis pour une durée de pompage de 10 jours est peu différente de la courbe de Dupuit pour les rabattements plus petits que 3 m (rabattements inférieurs aux 40 % de la puissance de l'aquifère). Si l'on impose la condition que le rabattement dans le puits ne doit pas dépasser 3 m par exemple, pour une durée de pompage de 20 ans le débit ne devra pas dépasser 500 l/min., alors que, si cette durée n'est que de 10 jours, le débit sera limité à 800 l/min.

C. Ecoulements non permanents — Théorie de Hantush

Le succès remporté aux Etats-Unis par la théorie de Theis a conduit d'autres chercheurs à perfectionner cette méthode.

Vers 1955, M. S. Hantush [4] étendit la théorie de Theis au cas d'une nappe limitée vers le haut par une couche semi-perméable (fig. 4). Il y a donc un débit complémentaire qui alimente l'aquifère ; ce débit est d'autant plus grand que la pression artésienne diminue sous l'effet d'un pompage plus intense. Schoeller propose de désigner en français ce phénomène par le terme de «drainance». Hantush introduit le facteur de drainance $B = \sqrt{\frac{k}{k'} b b'}$ (fig. 4) pour caractériser la perméabilité relative de la couche supérieure et de l'aquifère.

Il a donné l'équation des nouvelles courbes standard. La fonction caractéristique dépend alors de u et de r/B .

Cette fonction peut être représentée graphiquement (fig. 7) par une famille de courbes. Remarquons que, si r/B devient très petit, c'est que B est très grand et que k' est très petit ; on tend vers le cas de la théorie de Theis et la valeur $r/B = 0$ correspond à la courbe de Theis.

Enfin, en 1960, Hantush [5] a encore généralisé sa théorie en faisant intervenir la perméabilité du substratum et les coefficients d'emmagasinement du toit et du substratum. Nous ne pouvons pas décrire ici ces nouveaux développements.

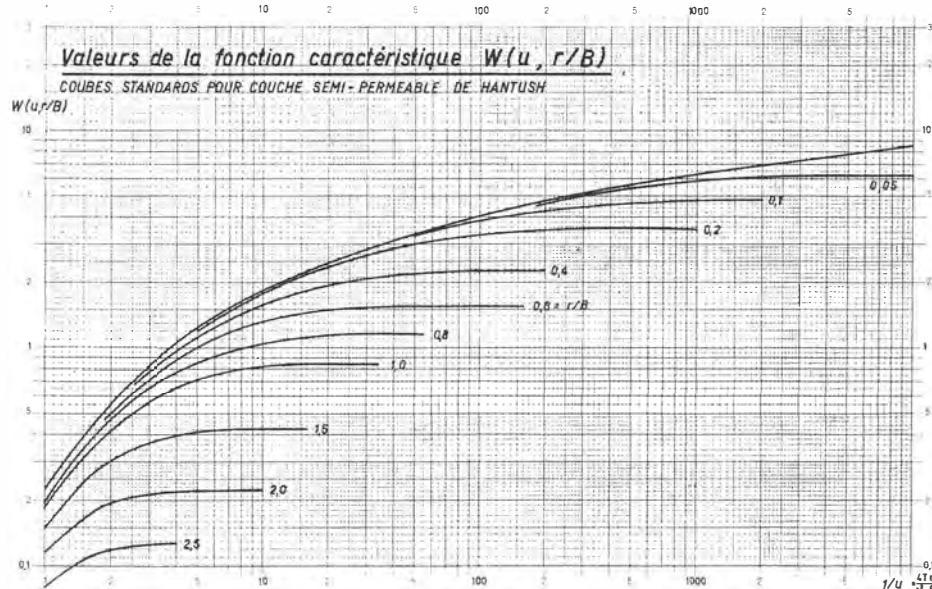


Fig. 7.
Courbes standard de Hantush.

III. Application des théories de Dupuit et de Theis au cas de l'essai de pompage de Cressier

A. L'essai de pompage de Cressier

En 1931, la commune de Cressier a construit un premier puits de captage à une centaine de mètres de la gare, côté plaine (fig. 8).

En 1960, les besoins en eau ayant augmenté, la commune étudia la possibilité d'exploiter la nappe souterraine dans une deuxième station plus à l'ouest, en construisant un nouveau puits de captage. Elle confia à M. le professeur Burger la tâche de diriger les recherches géologiques. Les travaux de forage et d'établissement du puits d'essai et des puits d'observation, ou piézomètres, furent confiés à l'entreprise Grundwasserbauten AG., de Berne. Les essais de pompage furent également suivis par M. Irmin Lévy, ingénieur à Delémont, qui étudiait le réseau d'alimentation en eau pour la commune.

L'emplacement qui paraissait géologiquement favorable est situé au sud de la localité de Cressier, à proximité immédiate des voies ferrées ; il se trouve sensiblement à égales distances, 500 m environ, de la Vieille Thielle et du pied du coteau bordant la plaine, et entre deux ruisseaux, à 400 m environ du Mortruz et à 280 m du Ruhaut. La surface du terrain est en très faible pente en direction de la plaine (fig. 9).

Au point de vue géologique, la nature des sols a été reconnue à l'aide de deux forages et de prospections électriques.

La carte des résistivités électriques (fig. 10) montre que l'on est en présence probablement d'un cône de déjection d'un ancien torrent descendant du Jura. La forme incurvée des courbes d'équirésistivité montre aussi que le puits d'essai est situé sensiblement au centre de ce cône. On peut admettre qu'une certaine alimentation de la nappe se fait par le nord-ouest, dessous la voie ferrée. Ce qui est confirmé d'ailleurs par le fait que la surface de la nappe souterraine marque une pente générale d'environ 1^o/oo en direction de la plaine. La nappe, en l'absence de pompage, s'écoule vers la plaine à une vitesse de l'ordre de 10⁻⁶ m/sec. ou 0,06 mm/sec., le coefficient de perméabilité étant de l'ordre de 10⁻³ m/sec. Si la largeur du front intéressant la zone de captage est de 50 m, par exemple, et que la puissance de la nappe est de 6 m, la section d'écoulement est de 300 m². Le débit d'alimentation est donc de l'ordre de 18 l/min.

La résistivité décroît lorsque l'on s'éloigne du puits côté plaine, c'est signe que les sols deviennent plus fins, donc moins perméables, ce qui est confirmé par le sondage 7.

La station d'essai (fig. 10) qui a été construite pour les essais de pompage est composée d'un puits complet n° 9 atteignant la couche de sable inférieure, et de neuf piézomètres (n°s 1 à 8 et 10) pour la mesure des niveaux de la nappe, à des distances de 2.50 m.

5 m, 30 m et 100 m environ du puits de pompage. Les piézomètres 1 à 6 sont disposés selon trois axes rayonnant à partir du puits.

Le forage n° 9 (fig. 14) a montré la présence, dès 0,80 m de profondeur et jusqu'à 8,30 m, de gravier jaune sableux d'origine jurassique. Au-delà de 8,30 m se trouve une couche de sable beaucoup moins perméable que nous considérerons comme le substratum. Le niveau de l'eau souterraine est variable : le 26 juillet 1961, au début des essais, il se trouvait à 1,90 m de profondeur. Trois mois plus tard, après l'exécution de plusieurs essais de pompage, il était descendu à 2,70 m, soit de 80 cm.

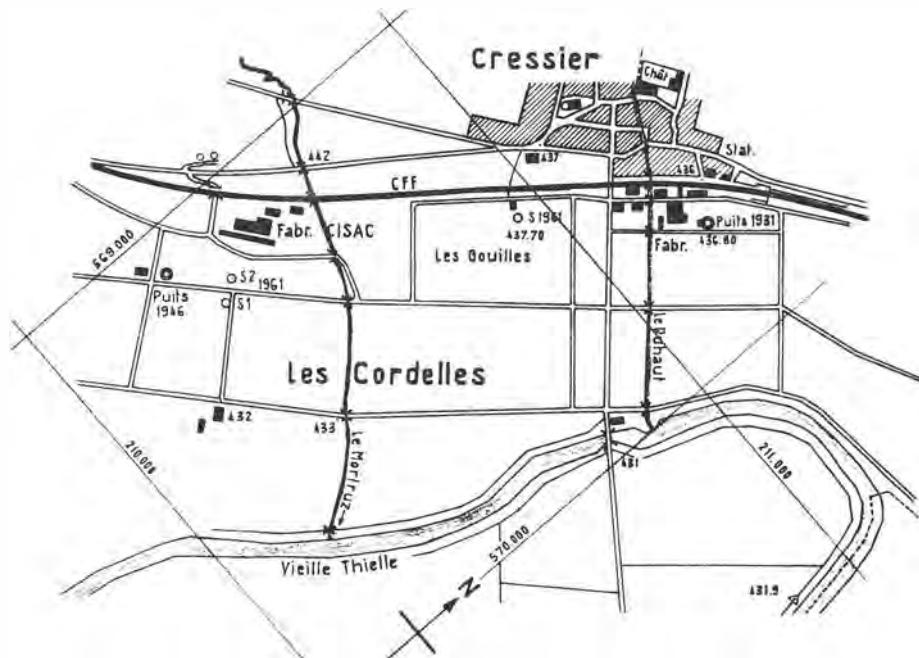


Fig. 8. — Plan de situation de Cressier.

Le puits de pompage est constitué d'un tuyau perforé de 30 cm de diamètre introduit dans un forage de 60 cm et entouré d'une couche de gravier filtrant de 15 cm d'épaisseur. Les piézomètres sont des tubes métalliques de 2' perforés dès 2 m de profondeur et placés dans des forages de 102 mm de diamètre. Ils descendent jusqu'à 5,5 m de profondeur.

Les essais de pompage ont comporté trois phases :

Essai 1 : du 7 au 11 août

Il fut de courte durée pour chaque débit et permit de déterminer une première caractéristique du puits et son rendement.

La figure 12 montre la durée de pompage pour chaque débit et l'évolution du niveau d'eau dans le puits. Lors de cet essai, les piézomètres n'étaient pas encore placés.

Essai 2 : du 7 au 30 septembre

Il fut de longue durée, mais toujours sans piézomètres ; débit de 400 l/min. pendant 10 jours, puis débit de 600 l/min. pendant 13 jours. Remarquons que le volume d'eau pompé pendant cet essai atteint 17 000 m³. Il est probable qu'une grande partie de ce volume a été prélevée sur les réserves de la nappe et n'a pas été compensée par l'alimentation.

Essai 3 : du 24 octobre au 11 novembre

Il fut de longue durée, avec des débits de 300 l/min. pendant 3 jours et de 600 l/min. pendant 12 jours. Pendant cet essai, les niveaux d'eau ont été mesurés dans tous les piézomètres : ils sont donnés à la figure 13.



Fig. 9. — Vue de la nouvelle station de pompage, construite après les essais. Au fond, la raffinerie.

Ce sont les résultats de l'essai 3 que nous allons utiliser pour calculer le coefficient d'émissivité et la transmissivité de la nappe, par la méthode de Theis (paragraphe III B 2).

B. Interprétation des résultats de l'essai

1. Méthode de Dupuit — écoulements permanents

Lorsque l'on ne dispose pas d'observations dans des piézomètres, l'équation de Dupuit permet de calculer le coefficient de perméabilité k si l'on connaît le rabattement dans le puits Δ , le débit Q , l'épaisseur de l'aquifère H , et si l'on fait une hypothèse sur la valeur du rayon d'action R . r est ici le rayon du puits.

Les calculs faits pour les débits de 300 l/min. et



Fig. 11. — Vue de la station de pompage et du village de Cressier.

500 l/min. de l'essai 1, en admettant un rayon d'action de 120 m, nous ont donné respectivement :

$$k = 9 \cdot 10^{-4} \text{ m/sec.} \quad \text{et} \quad k = 7,4 \cdot 10^{-4} \text{ m/sec.}$$

L'exploitation des résultats des mesures faites dans les piézomètres lors de l'essai 3, à l'aide de la formule de Thiem, permet de faire les constatations suivantes :

- Le coefficient de perméabilité est toujours compris entre $8 \cdot 10^{-4}$ et $12 \cdot 10^{-4}$ m/sec., quelle que soit la direction considérée et quel que soit le temps.
- La plus grande valeur correspond à la direction 1-2, la plus petite à la direction 5-6, ce qui confirme les indications données par les sondages géoelectriques (résistivité de 130 Ω m au voisinage du piézomètre 2 et de 90 Ω m dans la région du piézomètre 6).
- Le coefficient de perméabilité augmente dans toutes les directions entre le début et la fin du pompage.

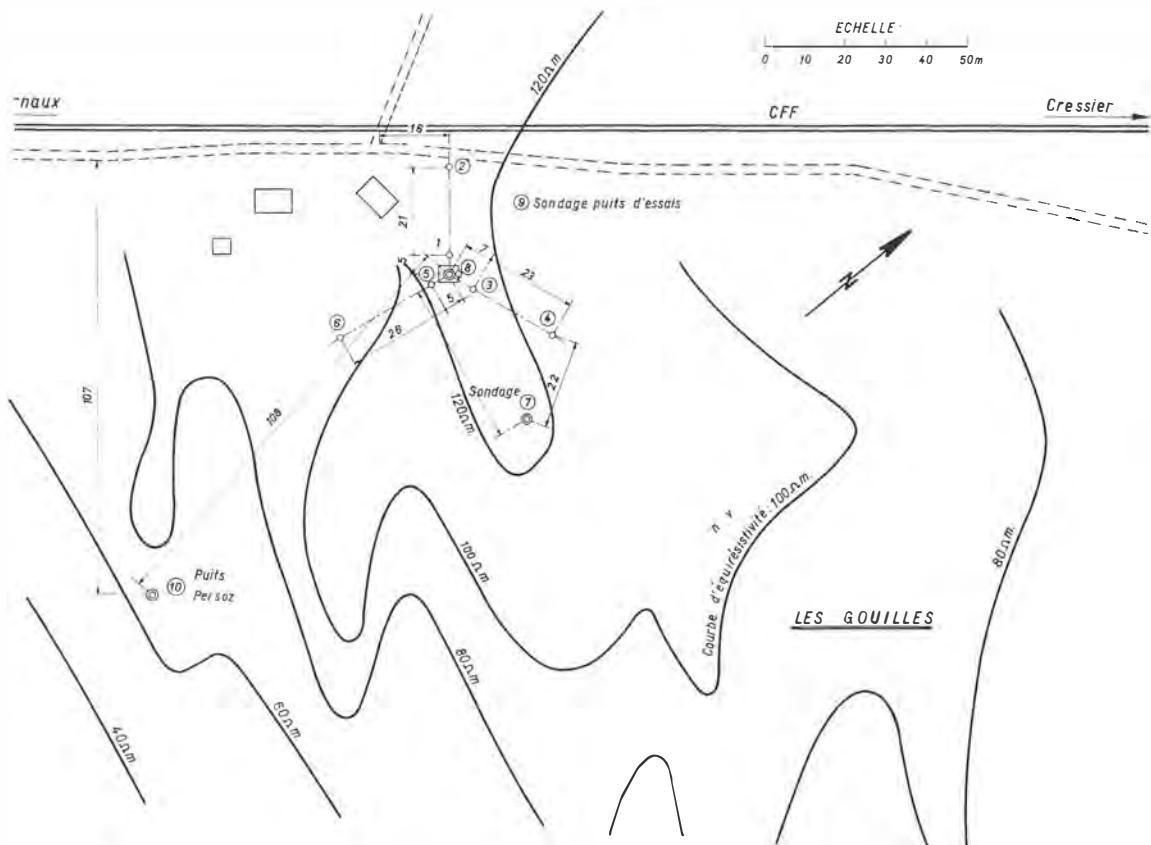


Fig. 10. — Courbes d'équirésistivité et position du puits d'essai et des piézomètres.

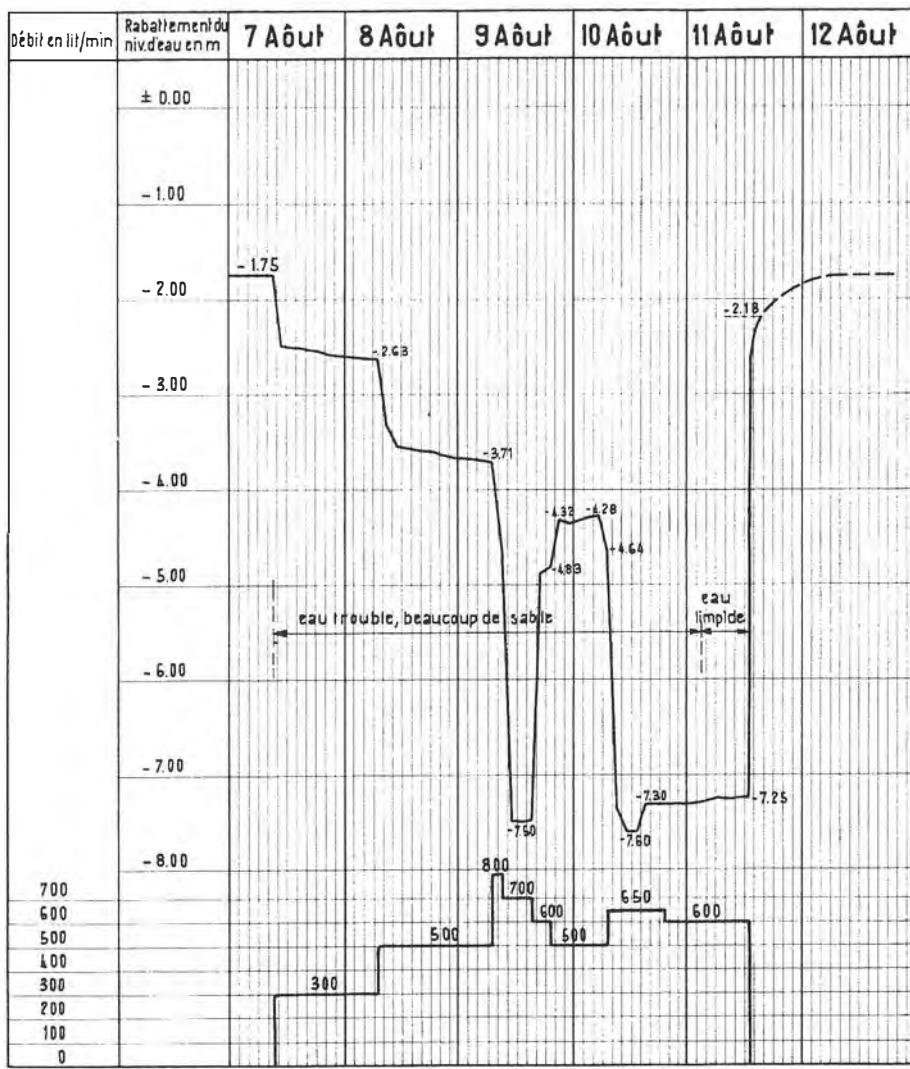


Fig. 12. — Première phase des essais de pompage. Niveau d'eau dans le puits en fonction du temps et du débit pompé.

Résultats de l'essai 3

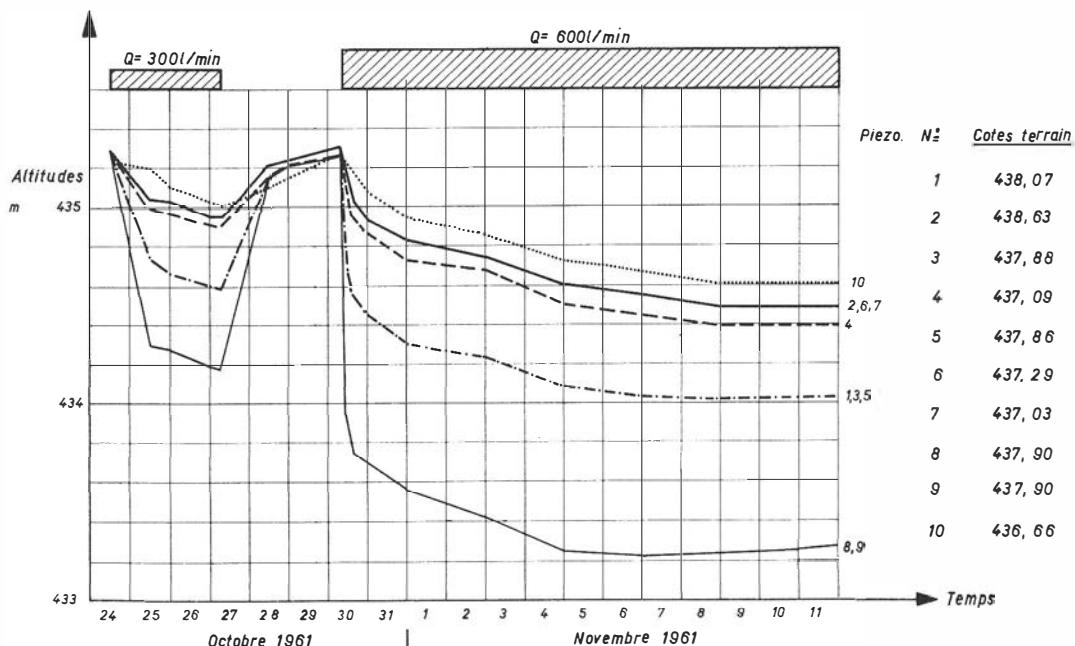


Fig. 13. — Troisième phase des essais. Niveau d'eau dans le puits, et dans les piézomètres en fonction du temps.

Connaissant le coefficient de perméabilité, la théorie de Dupuit permet alors de calculer la courbe caractéristique du puits. La figure 15 donne deux courbes calculées pour les deux valeurs de $k = 8 \cdot 10^{-4}$ et $10 \cdot 10^{-4}$ m/sec., ainsi que la caractéristique correspondant aux mesures de l'essai 1. On remarque que la notion de caractéristique est liée directement à la valeur de k , puisque le débit est proportionnel à k , et que de faibles variations de k (20 %) conduisent à la même variation de Q .

La théorie de Dupuit permet aussi, connaissant k , de calculer la courbe de dépression pour un débit donné. La figure 15 donne deux de ces courbes pour les débits de 300 l/min. et 600 l/min.

2. Méthode de Theis — écoulements non permanents

Que l'on dispose ou non de piézomètres, les équations de Theis permettent de déterminer le coefficient d'emmagasinement S , la transmissivité $T = kH$ à partir des mesures de niveaux faites au cours du temps pendant l'essai de pompage, à condition que le pompage à débit constant dure suffisamment longtemps, c'est-à-dire *plusieurs jours*.

La courbe des niveaux d'eau mesurés dans un piézomètre quelconque en fonction du temps permet de déterminer une valeur de S et de T relative à la zone comprise entre ce piézomètre et le puits.

Deux méthodes graphiques peuvent être utilisées pour la détermination des coefficients T et S :

La méthode de la courbe standard, figure 16 [6], consiste à reporter sur papier logarithmique les résultats de l'essai : en ordonnée le rabattement Δ et en abscisse le temps. Imaginons que l'on ait tracé sur papier logarithmique transparent la courbe standard de Theis (en ordonnée $W(u)$ et en abscisse $1/u$), il sera possible de superposer un certain tronçon de la courbe standard à la courbe expérimentale. Nous justifierons plus loin ce fait.

Dans la zone de superposition, on peut alors choisir un point quelconque ; ce point définit une paire de valeurs numériques correspondantes de Δ et $W(u)$ (ordonnées du point) que l'on peut introduire dans la première équation de Theis, ce qui permet de calculer T . Le point choisi sur la courbe définit aussi une paire de valeurs de t et $1/u$ (abscisses du point sur chaque courbe) qui, introduites dans la deuxième équation de Theis avec la valeur de T déjà calculée, donnent S .

Nous disions plus haut que toute courbe expérimentale $\Delta = f(t)$ peut être superposée à la courbe standard. Cela résulte de la structure des équations de Theis :

$$\Delta = \frac{Q}{4\pi T} \cdot W(u) \quad u = \frac{r^2 S}{4 T t} \bullet u \quad t = \frac{r^2 S}{4 T} \cdot \frac{1}{u}$$

qui, écrites sous forme logarithmique, deviennent :

$$\log \Delta = \log W(u) + \log \frac{Q}{4\pi T}$$

$$\log t = \log \frac{1}{u} + \log \frac{r^2 S}{4 T}$$

Les variables $\log \Delta$ et $\log t$ sont identiques aux variables $\log W(u)$ et $\log 1/u$, à un facteur additif constant près. Si $\log W(u)$ varie en fonction de $\log 1/u$ selon

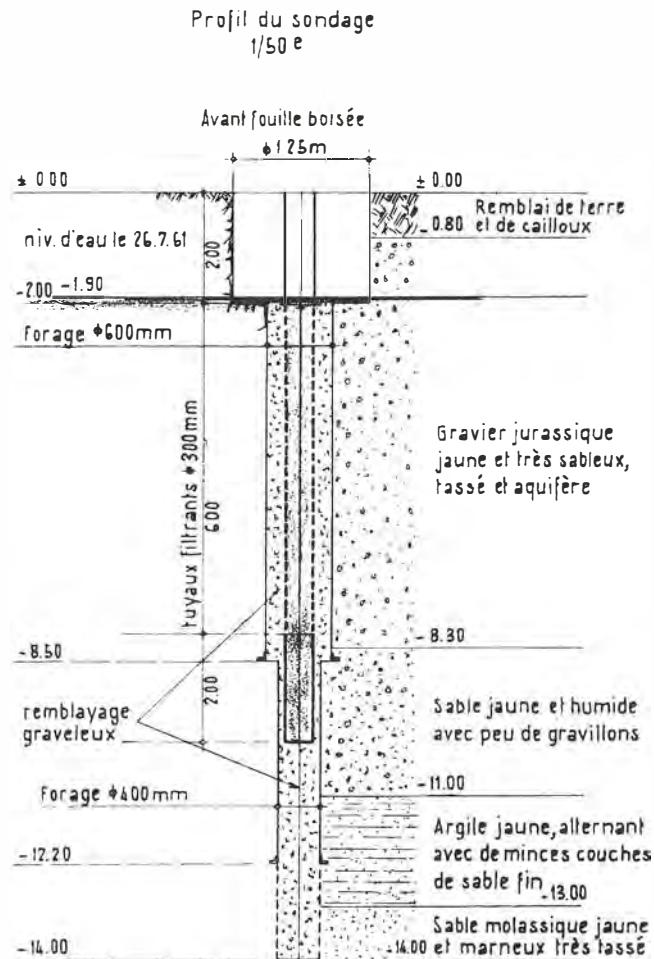


Fig. 14. — Coupe du puits d'essai.

une certaine loi, cette loi sera la même pour $\log \Delta$ en fonction de $\log t$. Les deux courbes auront même forme et une simple translation dans les deux directions parallèles aux axes de coordonnées permettra de superposer les courbes expérimentales et la courbe standard.

Il faut remarquer que, dans le cas de Cressier, les courbes tracées à partir des mesures se superposent très exactement à la courbe standard de Theis. Cela est dû au fait que l'aquifère est suffisamment homogène et suffisamment perméable sur toute sa hauteur, puisqu'il est constitué de gravier peu sableux jusqu'au niveau supérieur de la nappe souterraine. S'il y avait eu dans la partie supérieure une couche très sableuse, donc moins perméable, on aurait observé des rabattements moins rapides, les courbes auraient été plus plates dans leur partie droite et n'auraient plus été superposables à la courbe de Theis ; il aurait alors fallu utiliser les courbes standard de Hantush, ce qui n'a pas été nécessaire dans le cas que nous examinons.

En 1946, C. E. Jacob, également géologue de l'Institut géologique des Etats-Unis, a proposé une méthode simplifiée pour déterminer le coefficient d'emmagasinement et la transmissivité.

Cette méthode d'approximation [6] consiste à négliger tous les termes qui suivent le deuxième du développement en série de la fonction caractéristique, et à ne conserver que les deux premiers, — 0,5772 et — $\log_e u$; cela n'est possible que si u est suffisamment petit et

Régime d'équilibre

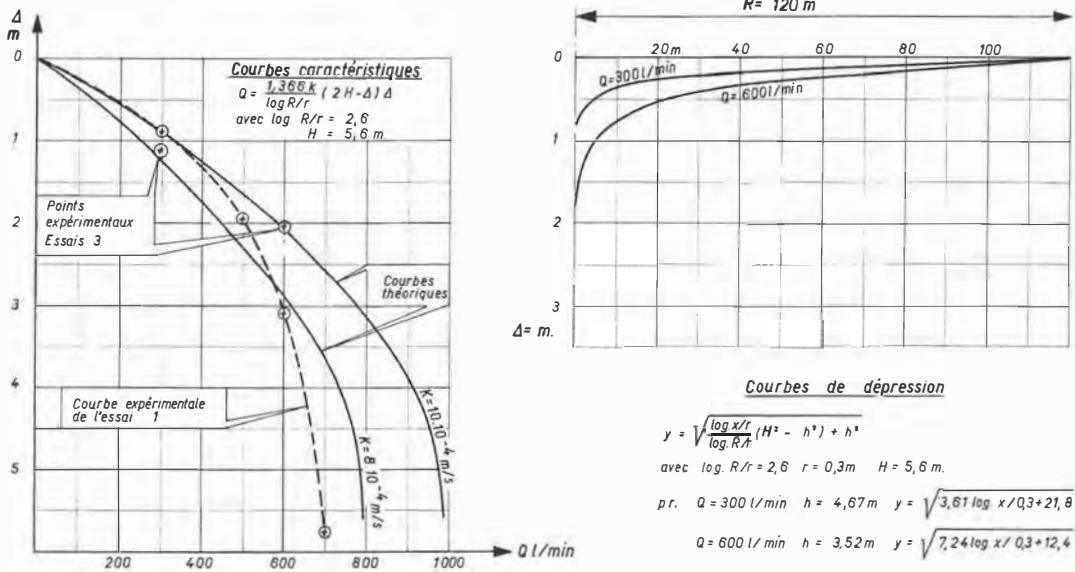


Fig. 15. — Théorie de Dupuit — écoulement permanent. Courbe caractéristique et courbes de rabattement de l'essai de Cressier.

qu'il devient négligeable par rapport à son logarithme. On peut admettre que u doit être $< 0,01$.

La méthode consiste à reporter sur papier semi-logarithmique (fig. 17) : les rabattements mesurés, en ordonnée et en échelle arithmétique, et le temps en abscisse en échelle logarithmique. On remarque alors que les points s'alignent sensiblement selon des droites. La figure 17 montre que cette remarque est surtout bien vérifiée pour les piézomètres 1, 3, 5, qui se trouvent très près du puits ; elle l'est un peu moins bien pour les piézomètres 2, 4, 6, 7, situés à une trentaine de mètres, et encore moins pour le piézomètre 10, situé à 100 mètres. Cela est logique, puisque $u = \frac{r^2 S}{4 T t}$,

u ne peut être petit que pour de faibles valeurs de r (ou pour de grandes valeurs de t). La méthode de Jacob n'est donc utilisable que pour interpréter les résultats des piézomètres voisins du puits.

Pour calculer T et S , on utilise les valeurs caractéristiques t_0 , abscisse de la droite pour $\Delta = 0$ et la pente a de la droite. Ces deux grandeurs sont lues sur le graphique.

Les équations suivantes justifient ce fait. On peut écrire :

$$\Delta = \frac{Q}{4\pi T} \cdot W(u) = \frac{Q}{4\pi T} (-0,5772 - \log_e u)$$

comme $\log_e 1,78 = 0,5772$

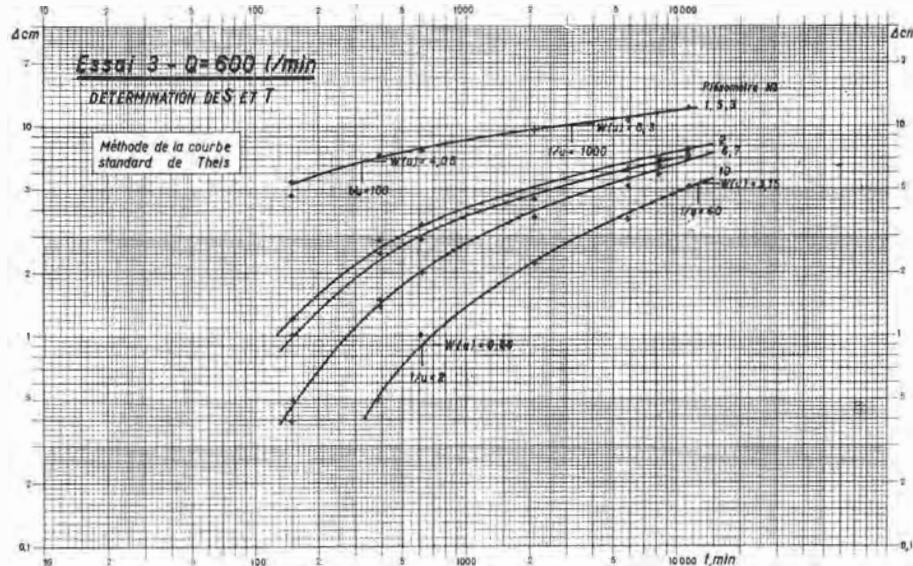


Fig. 16. — Interprétation des résultats des essais de Cressier par la méthode de la courbe standard de Theis.

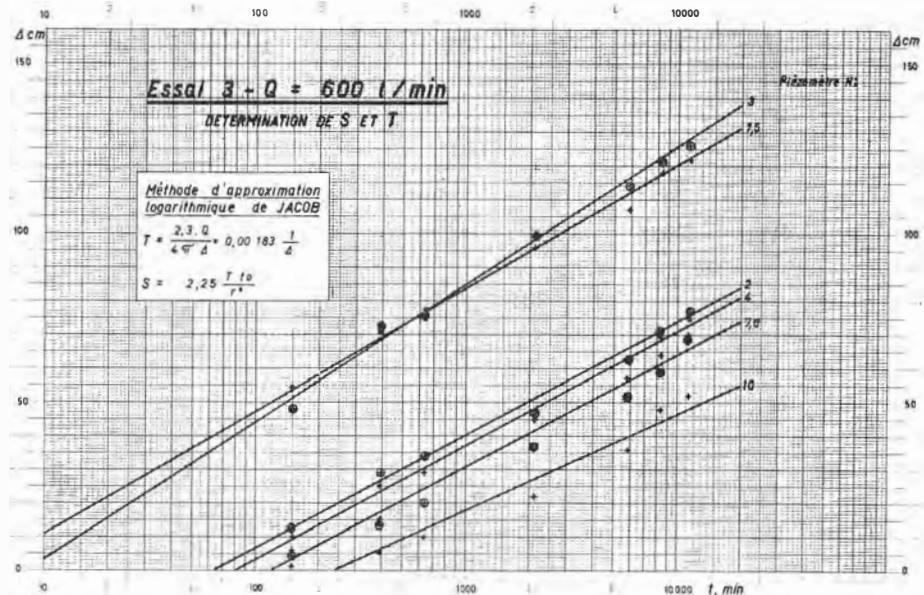


Fig. 17. — Interprétation des résultats des essais de Gressier par la méthode d'approximation de Jacob.

$$\Delta = \frac{Q}{4\pi T} \log e \frac{1}{1,78 u} = \frac{2,3 Q}{4\pi T} \log_{10} \frac{4 T t}{1,78 r^2 S}$$

$$\Delta = \frac{2,3 Q}{4\pi T} \log_{10} t + \frac{2,3 Q}{4\pi T} \log_{10} \frac{4 T}{1,78 r^2 S}$$

équation de la droite de pente : $a = \frac{2,3 Q}{4\pi T}$

$$T = \frac{2,3 Q}{4\pi} \cdot \frac{1}{a} = 0,183 \frac{Q}{a}$$

pour $\Delta = 0$ $t_0 = \frac{1,78 r^2 S}{4 T}$

$$S = \frac{2,25 T}{r^2} t_0 .$$

Ces deux dernières formules permettent donc de calculer T et S à l'aide de t_0 et a tirées du graphique.

Examinons maintenant quelles sont les valeurs numériques que nous avons obtenues pour la transmissivité et le coefficient d'emmagasinement par ces deux méthodes ; dans le cas de Cressier, le tableau ci-dessous donne les valeurs moyennes :

Piézomètres n°	T m ² /s		S %	
	Theis	Jacob	Theis	Jacob
1, 3, 5	0,00483	0,00479	14,8	13,9
2, 4, 6, 7	0,00486	0,00542	8,6	6,9
10	0,00479	0,00631	3,3	1,7
8	—	—	—	1,1

En ce qui concerne la transmissivité, les valeurs obtenues par la méthode de Theis, quel que soit le piézomètre considéré, sont sensiblement les mêmes,

alors que la méthode de Jacob fait apparaître des valeurs trop grandes pour les piézomètres éloignés : 2, 4, 6, 7, 10.

Si l'on admet une puissance de l'aquifère de 5,60 m, on trouve que $k = \frac{T}{H} = \frac{0,0048}{5,6} = 8,6 \cdot 10^{-4}$ m/sec., alors que nous avions trouvé, avec la méthode de Dupuit, $k = 8 \cdot 10^{-4}$ à $12 \cdot 10^{-4}$ m/sec.

Les valeurs du coefficient d'emmagasinement décroissent à mesure que l'on s'éloigne du puits ; cela confirme les résultats des prospections électriques.

La connaissance de ces valeurs numériques permettent d'écrire les deux équations de Theis pour le puits de Cressier :

$$\begin{aligned} \Delta &= 16,5 Q \cdot W(u) \\ \text{pour } S &= 14,8 \% \quad (\text{pour } S = 3,3 \%) \\ u &= 7,71 \cdot \frac{r^2}{t} \quad \left(u = 1,72 \frac{r^2}{t} \right) \end{aligned}$$

Ces deux équations permettent de connaître le rabattement à toute distance du puits et à toute époque au cours d'un pompage à débit constant Q . Elles font intervenir le coefficient d'emmagasinement, donc les réserves de la nappe, et permettent de prévoir quel serait le rabattement à longue échéance, par exemple plusieurs mois ou plusieurs années de pompage.

La figure 18 donne les droites caractéristiques du puits de Cressier pour cinq durées de pompage comprises entre 1 jour et 20 ans. Elle représente aussi les profils de la nappe aquifère déprimée. Les lignes pleines correspondent à un coefficient d'emmagasinement $S = 14,8 \%$, alors que les lignes traitillées correspondent à $S = 3,3 \%$. La valeur du rabattement change peu lorsque le coefficient d'emmagasinement varie de 14,8 % à 3,3 %. (Pour une nappe captive, les valeurs du coefficient d'emmagasinement sont fréquemment de l'ordre de 0,01 %.)

La courbe de dépression réelle serait comprise entre les lignes pleines et traitillées ; elle serait voisine de

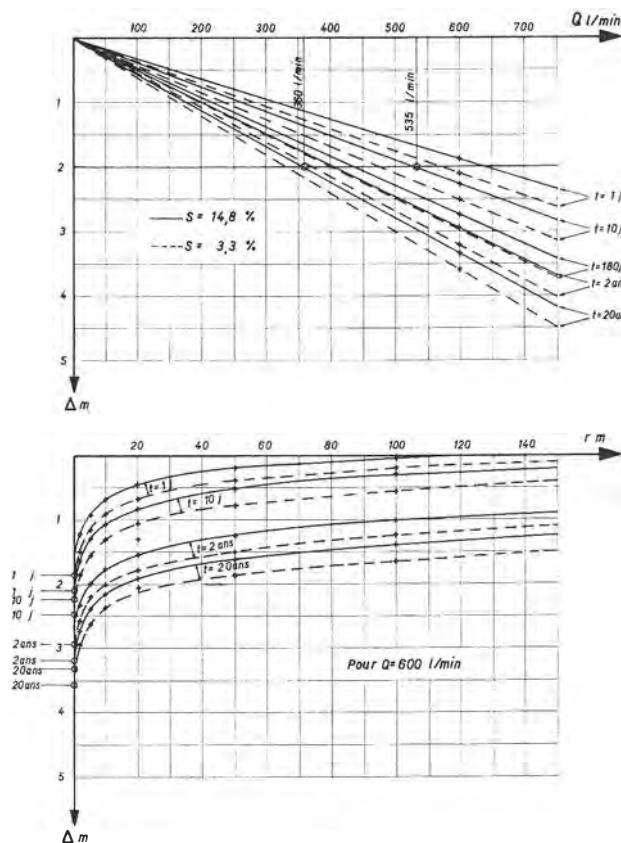


Fig. 18. — Puits d'essai de Cressier : droites caractéristiques $\Delta = f(Q)$ et courbes de dépression $\Delta = f(r)$.

la ligne traitillée pour les points éloignés du puits de pompage et voisine de la ligne pleine au voisinage de ce puits.

Il serait facile également de dessiner pour une valeur quelconque de r les courbes donnant le rabattement en fonction du temps $\Delta = f(t)$.

Remarquons que la théorie de Theis permet aussi d'interpréter les courbes de variation du niveau d'eau dans le puits en fonction du temps après achèvement du pompage (courbes de remontée). Ces courbes donnent des indications sur la rapidité avec laquelle les réserves de la nappe se reconstituent, donc sur le débit d'alimentation de la nappe. Elles n'ont pas été relevées dans le cas Cressier.

IV. Conclusions

Les droites caractéristiques de la figure 18 montrent que si le rabattement dans le puits de pompage est limité à 2 m (environ 30 % de la puissance de l'aquifère), le débit ne doit pas dépasser 535 l/min. pour une durée de pompage de 1 jour, ou 360 l/min. pour une durée de pompage de 20 ans. Il faut éviter des rabattements trop importants auxquels correspondent l'apparition de « zones de suintement » sur les parois du puits.

On pourrait donc, à Cressier, exploiter le puits avec

un débit de 350 l/min., même si la durée de pompage à débit constant est très longue.

* * *

Etant donné que le problème théorique de l'écoulement non permanent vers un puits de captage est résolu et que les courbes standard existent, ramenant ce problème compliqué à la résolution des deux équations de Theis qui sont particulièrement simples, il n'y a plus avantage à interpréter les essais de pompage à l'aide des équations de Dupuit. Les méthodes de Theis et de Hantush rendent mieux compte des phénomènes réels des écoulements, elles fournissent les mêmes éléments que la théorie de Dupuit et, en plus, permettent d'estimer les réserves de la nappe et son rabattement à longue échéance ; il faut donc recommander à tous les hydrogéologues d'interpréter les essais de pompage par ces méthodes modernes.

* * *

Nous remercions le Conseil d'Etat du canton de Neuchâtel et les autorités universitaires neuchâteloises, qui nous ont autorisé à présenter le cours de « Dynamique des eaux souterraines », et très particulièrement MM. les professeurs Jean-Paul Schaefer et André Burger, qui ont appuyé notre candidature. Notre reconnaissance va aussi aux autorités universitaires vaudoises, et spécialement à M. le professeur Daniel Bonnard, directeur des Laboratoires d'hydraulique et de géotechnique de l'EPFL, qui nous ont encouragé à accepter cet enseignement.

Cette collaboration établie entre deux instituts appartenant à deux universités romandes permet un échange d'idées et d'expériences très fructueux. Nous souhaitons que de telles occasions se multiplient et que d'autres en bénéficient.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] H. SCHOELLER (1962) : *Les eaux souterraines*, 642 p., 187 fig. Masson & Cie.
- [2] G. CASTANY (1963) : *Traité pratique des eaux souterraines*, 657 p., 410 fig. Dunod.
- [3] CHARLES V. THEIS (1935) : *The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using ground-water storage*. Transactions, american geophysical union, 1935, p. 519-524, vol. 16.
- [4] M. S. HANTUSH and C. E. JACOB (1955) : *Nonsteady radial flow in an infinite leaky aquifer*. Transactions, american geophysical union, 1955, p. 95-112, Vol. 36. M. S. HANTUSH (1956) : *Analysis of data from pumping tests in leaky aquifers*. Transactions, american geophysical union, 1956, p. 702-714, Vol. 37.
- [5] M. S. HANTUSH (1960) : *Modification of the theory of leaky aquifers*. Journal of geophysical research, 1960, p. 3713-3725, Vol. 65.
- [6] R. J. M. DE WIEST (1965) : *Geohydrology*, 366 p., 188 fig. John Wiley and Sons, Inc.

