

被圧地下水の揚水による帯水層常数 の決定に関する二、三の考察

正員 村山 朔 郎*
正員 赤井 浩 一**
准員 鈴木 伸 彦***

SOME FUNDAMENTAL CONSIDERATIONS RESPECTING THE DETERMINATION OF AQUIFER CONSTANTS BY MEANS OF DRAWDOWN TESTS IN ARTESIAN WELL

*Dr. Eng., Sakurō Murayama, C.E. Member, Kōichi Akai, C.E. Member,
and Nobuhiko Suzuki, C.E. Assoc. Member*

Synopsis :

From the measured data by the field drawdown tests in the artesian well in Ōsaka city, some geo-hydrological investigations are given to the several problems which have ever been ambiguous theoretically in the determination of aquifer constants by the field test. It is clearly proved that the conventional solution of steady flow in the aquifer holds when the "quasi-steady state" is reached, in which the difference of pressure depression between two observation wells is constant, and that this quasi-steady state can be attained within very short lapse of time after the beginning of pumping. Furthermore, analytical studies are tried to the problems of great importance in the drawdown test, such as the suitable position of observation wells, the radius of influenced region or of "effective external boundary", and the interference of other hydraulic boundaries.

要旨 現地揚水試験による帯水層常数の決定法において、従来理論的に不明確のまま取り残されてきた諸問題に対して、著者らが大阪市内の被圧地下水の揚水試験で得た実測記録から地質水理学的検討を加えた。その結果、いわゆる定常解の式が成立するのは二つの観測井間の水圧低下量の差が一定なる準定常状態においてであつて、これは揚水開始後きわめて短時間の間に達成せられることを示した。その他、観測井の位置、影響圏半径及び他の水理境界からの干渉など、井戸問題で重視すべき諸事項について解析的考察を試みた。

1. 緒 論

地層の透水係数を現地での揚水試験によつて求める方法は、井戸を新しく掘る場合の試井において古くから用いられてきたが、最近では地下水而以下の根切り掘削において、各種の地下水低下工法が広く採用されるようになり、揚水試験の有用性が再認識されるに至つた。元來この方法は、解析の基礎となる地下水理論において、水理学的に納められない仮定を含むものが多く、実用性のために解の厳密さが犠牲にされている観がある¹⁾。野満博士は地下水の運動法則と連続式とのみから出発して、井戸揚水の開始または停止に伴う付近水位の変化を理論的に解析し、不圧水の場合には帯水層の有効空隙率が、また被圧水の場合には帯水層自身の圧縮率がきわめて重要な役目をするを指摘した²⁾。この解析法は地下水流動の非定常解より帯水層の諸常数を求めうる方法として大きい意義を有しているが、普通慣用されている定常解による方法との関連性、ことに後者の解法に含まれている、いわゆる影響圏の考え方に対する検証が十分なされていない。

本文では、このような揚水試験による帯水層常数の決定法において論議すべき二、三の問題について触れ、特に被圧地下水の揚水による地下水圧の変動を現地で観測した結果をもとにして、現実遭遇する帯水層条件の変化を解析する方法を述べる。

* 工学博士、京都大学教授、工学部土木工学教室

** 京都大学助教授、防災研究所

*** 京都大学大学院工学研究科学生

2. 揚水による水圧変動の基礎式

無限の広がりを持つ現地地盤が図-1に示すように厚さ D の水平な帯状の帯水層を有し、これが上部の不透水層によつて被覆されているとする。このような帯水層を貫通して掘った1本の井戸からの揚水によつて生ずる被圧地下水の流れは、井戸中心の鉛直軸を対称軸とする放射状の一次元対称流となる。この場合の水圧低下 ζ に関する基礎微分方程式は、帯水層の透水係数を k 、圧縮率を σ とすると次式で与えられる。

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = \frac{k}{\sigma} \left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \zeta}{\partial r} \right) \dots\dots\dots (1)$$

井戸からの揚水量 Q を一定に保つて揚水を行う場合には、式(1)の解は

$$\left. \begin{array}{l} \text{初期条件 } t=0 : \quad \zeta=0 \\ \text{境界条件 } r=\infty : \quad \zeta=0 \\ r=0 (t>0) : Q_r=Q \end{array} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

なる条件を満足させるように積分常数を定めると、次式が得られる。

$$\left. \begin{array}{l} \zeta = \frac{Q}{4\pi kD} \int_{\lambda}^{\infty} \frac{e^{-\lambda r}}{\lambda} d\lambda = \frac{Q}{4\pi kD} Ei(-\lambda) \\ \lambda = \frac{\sigma r^2}{4kt} = \frac{S}{4T} \frac{r^2}{t} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

式中 $S = \sigma D$ (無次元) 及び $T = kD$ (cm²/sec) はそれぞれ貯留係数(全圧縮率)及び伝達係数と呼ばれ、この二つを帯水層常数という³⁾。

式(3)によつて、被圧地下水の揚水による帯水層の水圧低下が λ の指数積分関数で表わされることがわかる。この指数積分 $Ei(-\lambda)$ は $\lambda \ll 1$ において級数に展開することができ、 $\lambda \ll 1$ すなわち揚水開始より相当時間経過した後には、級数の最初の2項のみをとり、

$$\zeta = \frac{2.303 Q}{4\pi kD} \left(\log_{10} \frac{t}{r^2} - \log_{10} \frac{\sigma}{2.25 k} \right) \dots\dots\dots (4)$$

として表わすことができる。

式(3)または式(4)によれば、水圧低下 ζ の変化は距離 r と時間 t とが常に λ の形で伝わる。ことに式(4)から明らかのように、半対数紙上に t/r^2 に対して ζ をプロットすると、揚水開始より相当時間経過後は、両者の関係は直線で表わされ、揚水率 Q 及び帯水層の厚さ D が既知ならば、その直線の傾斜から透水係数 k が得られ、 $\zeta=0$ なる t/r^2 の値から圧縮率 σ が求められる。

つぎに揚水井の中心から r_1 及び r_2 の距離にある観測井で測定せられる水圧低下量をそれぞれ ζ_1, ζ_2 とすると、式(4)より

$$\Delta \zeta = \zeta_1 - \zeta_2 = \frac{2.303 Q}{4\pi kD} \left(\log_{10} \frac{t}{r_1^2} - \log_{10} \frac{t}{r_2^2} \right) = \frac{2.303 Q}{2\pi kD} \log_{10} \frac{r_2}{r_1} \dots\dots\dots (5)$$

を得る。式(5)により、二つの観測井の水圧低下量の差 $\Delta \zeta$ を知ることによつても帯水層の透水係数 k が求められる。この式は従来から用いられている定常解の式と同一であつて、式中には時間 t の項を含まない。揚水率 Q が一定であれば式(5)の右辺は常数となるので、左辺の $\Delta \zeta$ も一定でなければならない。すなわち式(5)が成立するのは、一般に試井よりの揚水によつて帯水層内の水圧分布がほぼ定常状態となつたときとされているが、真の物理的意味は $\Delta \zeta = \text{const.}$ という状態が成立することであり、これは式(4)が成立する条件である $\lambda \ll 1$ に相当する。この条件が実際揚水開始より何分後に満足されるかは、後述の現地揚水試験で検証する。

3. 現地揚水試験

現地揚水試験は昭和31年10月末に大阪市北区堂島浜通、堂島川右岸の新大阪ビル新設敷地で行つた。この敷地については、すでに著者らが昭和28年夏に標準貫入試験及び不攪乱試料採取を目的として、約8000m²の敷地内に5本のボーリングを深さ約30mまで行い、地層構成の詳細な資料や地下水の状態に関する知識が得られていた⁴⁾。今回の揚水試験では、図-2の平面図に示すように敷地東側のP点に直径30cmの揚水井1本と、これより東西及び南北の両方向に延びた二測線上で2in管の打込みによる水圧観測井5本を設置した。

図-3の地層断面図より知られるように、この地点の地下水は地表より-7.5mまでの表層帯水層と、-17.0~-24.5mの下部帯水層とに保留され、前者は重力水として-2.0~-2.5mに自由水面を持ち、後者は被圧状態にある。この被圧地下水の圧力面は、昭和28年夏には敷地平均-5.96mであつたが、今回の調査では幾分低下

図-1 被圧地下水の揚水による水圧低下

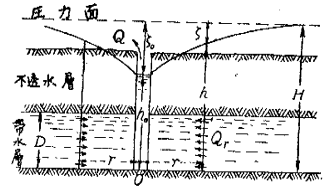


図-2 揚水試験実施地点平面図

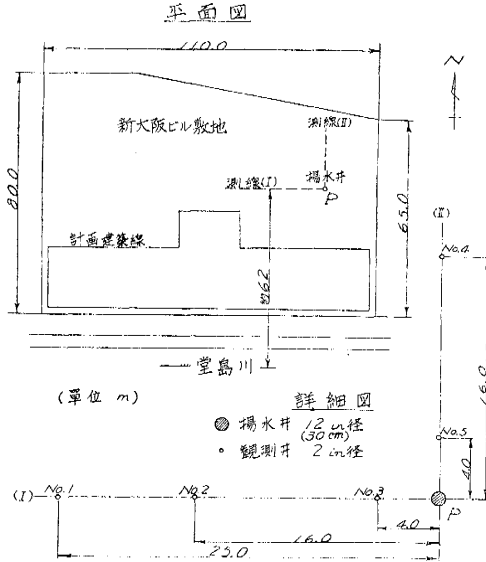
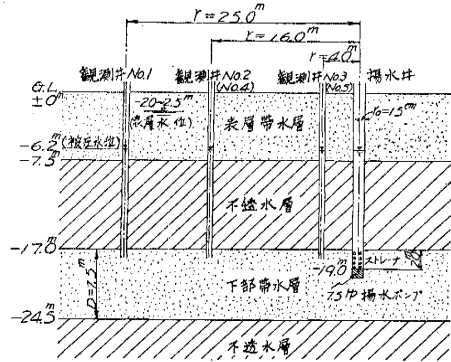


図-3 地層断面図



して揚水井、各観測井とも -6.2 m であった。揚水試験の目的が -17.0 m 以下の帯水層常数を決定することにあつたので、各井戸の深度を図-3 のように定め、揚水井のストレーナーをこの下部帯水層に接する部分だけに切った。揚水井の下部に敷設した 7.5 HP の電動水中ポンプを駆動して揚水を行い、流量は三角形の直角取で、観測井内の被圧水面の変動は図-4 に示す吊下げ式水位計で測定した。

図-4 水位計構造図

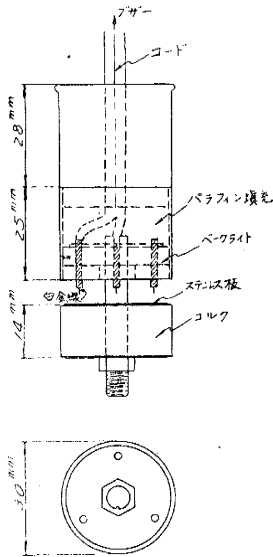


図-5 揚水開始及び停止による水圧の変動

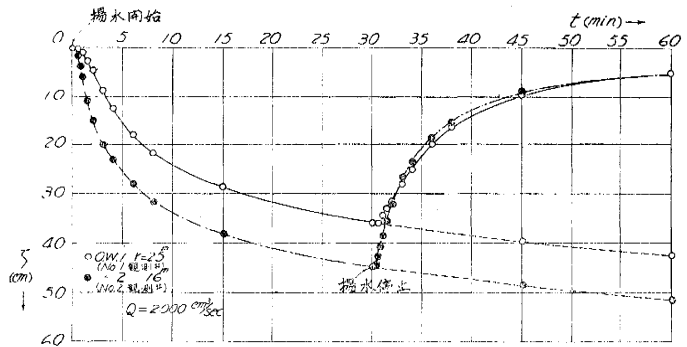


図-5 は $Q=2000\text{ cc/sec}$ の一定揚水量について揚水時間を 30 分とし、揚水による水圧低下期間及び揚水停止による水圧上昇期間内の水圧変動の様子を、図-3 の観測井 No. 1 ($r=25\text{ m}$) 及び No. 2 ($r=16\text{ m}$) で測定した記録である。これを半対数紙上で t/r^2 に対してプロットし、式 (4) を用いて解析すると、図-6(a) の揚水法より $T=12.2\text{ cm}^2/\text{sec}$, $S=4.12 \times 10^{-4}$ 、図-6(b) の回復法より $T=12.3\text{ cm}^2/\text{sec}$, $S=4.15 \times 10^{-4}$ が得られる。この両者がほとんど同一の結果となることから、 $-17.0\text{ m} \sim -24.5\text{ m}$ の帯水層が理論式 (1) に従う被圧弾性帯水層であることが知られる。

貯留係数 S 及び伝達係数 T がこのように求まると、図-1 のように帯水層を貫通して下部の不透水層に達する井戸の場合には、これらを帯水層の全厚 D で除して圧縮率 σ 及び透水係数 k を得ればよい。しかし本試験では図-3 のように、揚水井は厚さ 7.5 m の下部帯水層の上端 2 m の部分にのみストレーナーを切つて挿入されている。このようないわゆる浅井の揚水試験の結果から透水係数 k を求めるには、 $D=2\text{ m}$ と仮定して求めた k に浅井の修正係数 C を乗じて補正する必要がある。この係数の大きさは帯水層の全厚と井戸の径及び貫通度に関係し、Muskat の詳細な理論計算の結果が図式的に示されている⁵⁾。帯水層の全厚 7.5 m 、揚水井の直径 30 cm 、貫

通度 $2/7.5=26.7\%$ の本試験の場合の修正係数をこの図表から求めると、 $C \approx 0.6$ を得る。ゆえにこの被圧帯水層の透水係数は、 $k=12 \div 200 \times 0.6 = 3.6 \times 10^{-2}$ cm/sec で与えられる。

4. 揚水試験における水圧の準定常状態

図-7 は $Q=1280$ cc/sec の一定揚水量について、図-5 と同様な揚水試験を4時間30分の長期間にわたり継続した場合の被圧帯水層内の水圧を No. 1, 2, 3 及び 5 の観測井でそれぞれ測定した結果である。この図は縦軸に普通目盛で水圧低下量 s をとり、横軸に対数目盛で揚水開始後の経過時間 t をとっている。観測井 No. 1 の記録において最も明らかに見られるように、揚水開始よりある程度時間が経過すると s と $\log_{10} t$ との関係は直線となり、しかも距離 r の異なつた各観測井についてこれらの直線は互に平行となる。すなわちこの状態になつたときに式(5)が成立し、二つの観測井の水圧低下量の差 Δs が一定となり、これを知ることによつて帯水層の伝達係数 $T=kD$ が求められる。図-7 の場合には、観測井 No.1 ($r=25$ m) と No. 2 ($r=16$ m) の水圧差 $\Delta s=7.3$ cm を用いて計算すると $T=12.4$ cm²/sec, また No. 1 と No. 3 及び No.5 ($r=4$ m) の差 $\Delta s=29.3$ cm を用いると $T=12.7$ cm²/sec を得る。一方 s と t/r^2 との関係は半対数紙上で図-8 のように各観測井とも同一の直線で表わされ、この直線の傾斜から式(4)による解析法を用いると $T=12.7$ cm²/sec となつて、上記の式(5)による結果と一致する。

2. 述べたように、いわゆる定常解として知られている式(5)は、結局非定常解の式(4)から誘導されることになるので、その成立条件も式(4)が式(3)より導かれるときの条件である $\lambda \ll 1$ に対応する。すな

わち t/r^2 の相当大きいところで s と $\log_{10}(t/r^2)$ との間に直線関係が成立するが、これは図-8 から $t/r^2 \approx 1.8 \times 10^{-2}$ sec/cm² (B 点) 以後であることが知られる。従つて No. 1 ($r=25$ m) の観測井では 110 sec, No.2 ($r=16$ m) では 46 sec, No.3 及び No.5 ($r=4$ m) では 2.9 sec 後に、それぞれこの条件が満足されることになる。図-7 によると、No. 1 及び No. 2 の観測井では上記の関係が成立しているが、揚水井に最も近い No. 3 及び No. 5 の観測井では実測値の散らばりが大きいことがわかる。

この散らばりは揚水井に対して互に直角方向の二観測線上にある No. 3 及び No. 5 の両観測井において顕著に見られるので、測定誤差や地層の局部的な不均一性のために偶然生じたものとは思われない。また式(3)から式(4)への近似過程で誤差が入るものならば、 t/r^2 の小さいところでは図-8 の観測井 No. 1, No. 2 の記録 AB に見られるように、直線部分 CD の下側に観測値が落ちねばならない。しかるに No. 3 及び No. 5 の観測値の散ら

図-6 水圧低下または上昇期間中の s と $\log(t/r^2)$ との関係

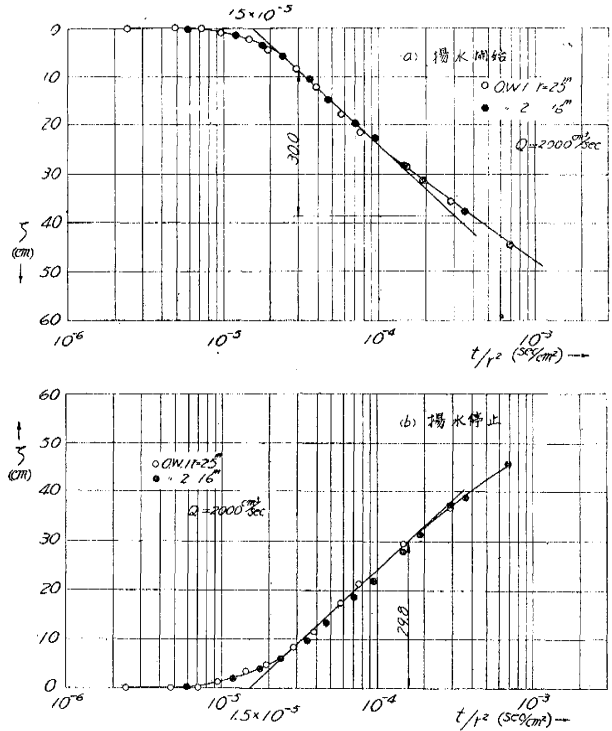


図-7 長時間継続揚水の場合の s と $\log t$ との関係

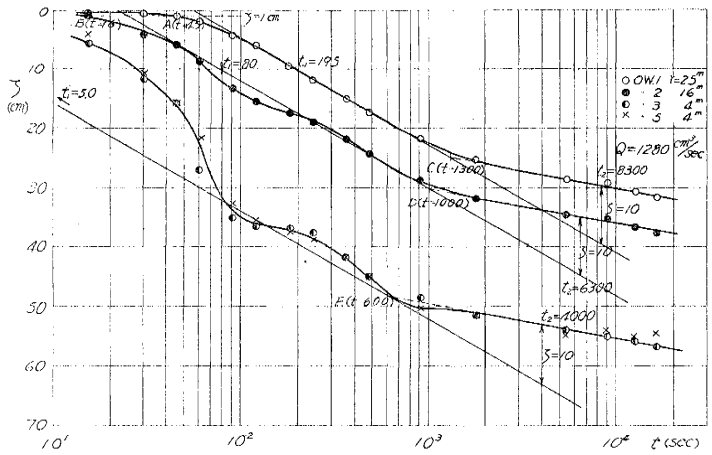
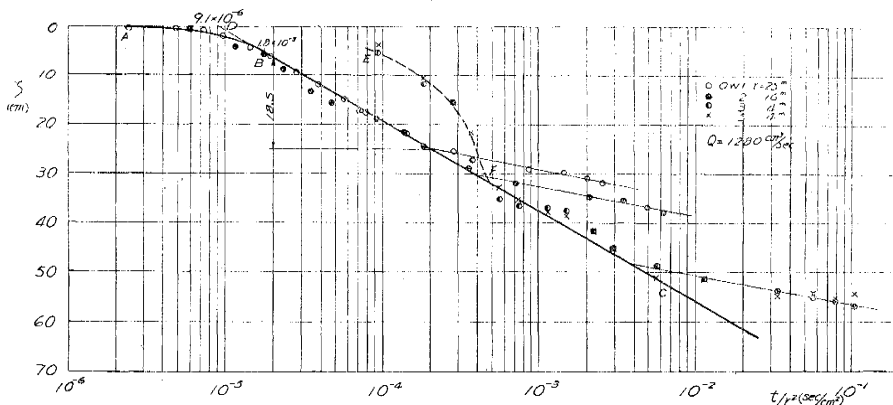


図-8 長時間継続揚水の場合の ζ と $\log(t/r^2)$ との関係



ばり EF は、すべて直線 CD より上側に存在することが知られる。ゆえに考えられる理由としては、基礎方程式 (1) を解く場合の境界条件式 (2) の中のいずれかが満足されていないことによることとなる。これらの境界条件の中で揚水井近傍のみに関係あるものは、式 (2) の最後の $r=0 (t>0)$ において与えた $Q_r=Q=const.$ である。しかるに実際の揚水試験においては、つぎの三点でこの条件が満たされていないことが考えられる。

(1) 揚水井は有限半径 r_0 を有するため $r=r_0$ で $Q_r=Q$ となる。ゆえに揚水開始直後には、まず揚水井自身の中に貯留されている相当量の水をくみ上げてから、始めて帯水層内の水を引くことになる。現実の帯水層を構成する砂礫の透水係数は $k=10^{-1} \sim 10^{-2}$ cm/sec の次数であるが、揚水井内の貯留水はほとんど無抵抗で引き上げることができるので井内で過剰揚水が生じ、この分だけ近傍の水圧低下に時間的な遅れを生ずる。図-7 では揚水井より 4 m 離れた観測井 No. 3 及び No. 5 において、この遅れが 60 sec 未滿の時期に現われている。ついで 90~120 sec 付近で上記の過剰揚水による水圧低下の超過が見られ、その後は超過と復元とが波動的に減衰伝達して行く。この波動現象は揚水井より 16 m 離れた観測井 No. 2 においてもわずかに見られるが、25 m 離れた観測井 No. 1 ではほとんど完全に消滅して、前述のように $t>110$ sec で式 (4) の直線関係が成立することが知られる。

(2) 揚水井が有限半径のために、帯水層水平面内の流入点が r_0 なる半径を持つ円となり、従つて揚水井中心より r だけ離れた観測井内の水圧に対する揚水量 Q の効果は、 r が小さいところでは無限小半径 ($r_0 \rightarrow 0$) の流入点の場合の理論解で求められるものとの相違が少くないと考えられる。

(3) 揚水開始の瞬間に一定揚水量 Q をくみ上げることが実際上不可能であつて、時間 t が小さいところでは Q が $0 \rightarrow Q$ となる間の過渡領域があり、これは揚水ポンプの機能に支配されることとなる。

以上のように揚水井に近い観測井での測定記録は、境界条件の相違にもつて理論解の適合性が失われるので、 ζ と $\log_{10}(t/r^2)$ との直線対応は揚水開始よりかなりの時間の経過を必要とすることがわかる。

図-7 に示したように、各観測井における水圧曲線が時間 t の対数に対して互に平行な直線となると、式 (5) のいわゆる定常解が適用できるが、観測井内の水圧は低下を続けて決して一定でなく、従つて定常状態とはいえない。ゆえに物理的には二測点間の水圧差が一定という状態であつて、これを準定常状態と名付けることにする。ここに準定常状態というのは時間に対する水圧変化が連続的であつて、あたかも一つの定常状態にある水圧面がその状態を保持したまま下降する現象を指す。この状態に到達するために必要な揚水継続時間は、理論的には式 (4) の成立条件である $\lambda \ll 1$ から、 t/r^2 が相当大きくなるまでの時間で与えられる。揚水井に近い観測井ほど r が小なるため t も小さくてよく、図-7 の例では $r=4$ m の観測井 No. 3, No. 5 においてわずか 2.9 sec でよいはずであるが、上述したような境界条件の不一致から、この時間が遠方の観測井におけるよりもかえつて遅くなり、15~30 分後に始めて準定常状態になるようである。このように長時間の後には、後述するように遠方の水理境界条件がきいてくるので、結局あまりに揚水井に近い観測井（揚水井自身を観測井として用いるのはその極端な場合である⁹⁾）では、式 (4)、式 (5) が適用される準定常状態が出現せず、帯水層常数決定のための有効な記録がとれない結果となる。ゆえに観測井は水圧変動を測定精度内で観測しうる範囲内で、揚水井よりできるだけ遠方に設けることが望ましく、本現地揚水試験の例では揚水井半径 ($r_0=15$ cm) の約 100 倍以上の距離を必要とした。

5. 影響圏半径と他の水理境界の干渉

井戸問題で常に重要視せられる影響圏半径について考えると、式 (1) の基礎方程式を解く際に式 (2) の境界条

件の中で遠隔領域に関する部分、すなわち $r = \infty : \zeta = 0$ を用いて式 (3) 以下が誘導されるので、有限な影響圏半径の存在は全く意味がない。しかし影響圏半径なるものを揚水による水圧変化の影響が絶対ない領域ということにせず、ただ通常の観測精度では認められないほど微小な水圧変化しかないという、いわゆる有効境界半径⁹⁾の概念で解釈するならば、実用的な意味を持たせることができる。

いま観測井内の水圧観測精度を ζ_a とすれば、 $\zeta = \zeta_a$ となる距離が有効境界半径 r_e であつて、これは式 (3) より

$$\zeta_a = \frac{Q}{4\pi kD} \int_{\lambda}^{\infty} \frac{e^{-\lambda}}{\lambda} d\lambda \dots\dots\dots (6)$$

となるような λ を指数積分函数表より求め、これを λ_e とすると、

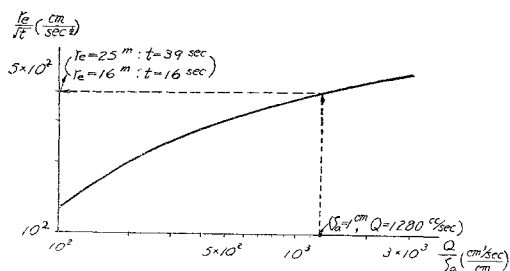
$$\lambda_e = \frac{r_e^2}{4(k/\sigma)t}$$

$$\therefore r_e = 2\sqrt{(k/\sigma)\lambda_e t} \dots\dots\dots (7)$$

を得る⁹⁾。式 (6) の左辺の ζ_a は水圧観測の精度によつて、1 mm とか 1 cm とか任意に定めることができる。また式 (7) より r_e は一定でなく、時間 t の平方根に比例して拡大することが知られる。

3. 及び 4. で述べた現地揚水試験の資料を用いて式 (7) の検討を行うために、測定しうる水圧低下量 ζ_a 、揚水量 Q 、揚水開始後の経過時間 t 及び有効境界半径 r_e の間の関係を示すものとして図-9 を描いた。この図からたとえば $Q = 1280$ cc/sec, $\zeta_a = 1$ cm, $r_e = 25$ m (No. 1 観測井) 及び $r_e = 16$ m (No.2 観測井) に対する経過時間 t を求めると、それぞれ 39 sec 及び 16 sec を得る。一方この揚水量に対する実測記録は図-7より、 $\zeta = 1$ cm に対して No.1 観測井で 45 sec (A点), No.2 で 16 sec (B点) であり、式 (7) が満足すべきものであることがわかる。

図-9 被圧地下水の有効境界半径 r_e と ζ_a, Q, t との関係



上述のように、式 (7) の有効境界半径 r_e は時間とともに拡大するが、揚水開始より相当長時間経過すると、他井の影響など遠方の水理境界条件に干渉されて、式 (3)~(5) の理論解からのはずれが大きくなるのが普通である。たとえば図-7 では No. 1,2,3 の各観測井の記録において、揚水開始よりそれぞれ $t = 1300$ sec (C点), 1000 sec (D点), 600 sec (E点) にこの影響が現われ、 $\zeta - \log_{10} t$ の直線関係がそれ以前とは異なつた傾斜を持つ第二の直線に移行している。本現地の近くには地下水を利用しているところがないので、この図において直線が上方へ屈折しているのは他井の揚水による影響ではなく、比較的近接した場所に一定水頭を維持させる給水源の存在を予想させる。ゆえに揚水井より r_e の距離に仮想の注水井を考えると、式 (4) より影象法を用いて次式が成立する⁹⁾。

$$\frac{t_1}{r_1^2} = \frac{t_2}{r_2^2} = \text{const.} \dots\dots\dots (8)$$

ここに添字 1 は実際の揚水井、2 は仮想の注水井に関する量を示す。

式 (8) を用いて仮想注水井までの距離 r_2 を図-7 の記録から計算すると、観測井 No. 1,2,3 よりそれぞれ 163 m, 142 m, 113 m となり、これから定水頭を与える給水源が図-2 の測線 (I) に平行な河川であると仮定すると、実際の揚水井から河川までの距離は平均 69.2 m となる。図-2 に記入したように本揚水試験実施地点は堂島川の右岸にあり、揚水井から河岸までの実測距離は約 62 m であつた。ゆえに図-7 の水圧曲線の屈折から判断すると、下部帯水層の地下水圧は堂島川の河水によつて影響されていることが推察される。

6. 結 論

大阪市北区堂島川河岸で実施した被圧地下水の揚水試験の結果、帯水層常数の決定に関してつぎの事項を明らかにした。

(1) 井戸揚水または停止に伴う付近水圧の変化は、揚水開始または停止より相当時間経過後において半対数紙上で式 (4) の直線式が成立することを確かめ、これより帯水層常数の伝達係数 $T = kD$ と貯留係数 $S = \sigma D$ を求めて妥当な値を得た。

(2) 非定常解を表わす式 (4) よりいわゆる定常解の式 (5) を誘導し、式 (5) の成立条件は二つの観測井間の水圧低下量の差 4ζ が一定ということに外ならないことを示した。

(3) この状態を地下水圧の準定常状態と名付け、揚水井と観測井間の距離によつてこの状態に到達するまでの時間について、式(2)の境界条件の満足性を実測記録より検討し、観測井は水圧測定精度の許す限りできるだけ遠方に設けるべきことを結論づけた。

(4) 井戸問題で重要視せられる影響圏半径を水圧観測精度に応じた有効境界半径の概念で処理し、理論式(7)が実測結果と一致することを示した。

(5) 長時間継続揚水の場合の遠方の水理境界の干渉について触れ、本揚水試験への堂島川の影響を水圧低下曲線の屈折から見出した。

本揚水試験の実施に当つて、村野・森建築事務所と大林組本店及び大江橋工事事務所より多大の便宜を受けた。ここに謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) H.P. Hall: A Historical Review of Investigations of Seepage toward Wells, Jour. Boston Soc. Civil Engrs., Vol. 41, 1954, pp. 251-311.
- 2) 野溝隆治, 山下馨: 井戸理論の一進展(第2報)一堅井の揚水開始及び停止に伴う付近水位変化と地層の弾性率, 「地球物理」7巻1号, 1943 pp. 21-40.
- 3) R.H. Brown: Selected Procedures for Analyzing Aquifer Test Data, Jour. AWWA, Vol. 45, 1953, pp. 844-866.
- 4) 村山稔郎, 赤井浩一ほか: 標準貫入試験と地盤の支持力について, 「土と基礎」2巻5号, 1954, pp. 12-18.
- 5) M. Muskat: The Flow of Homogeneous Fluids through Porous Media, 1937, pp. 93-101, 263-276.
- 6) 山本荘毅: 地下水調査法, 1952, pp. 107-166.
- 7) J.G. Ferris: Hydrology, Chapt. 7 Ground Water, Edited by C.O. Wisler and E.F. Brater, 1951, pp. 247-259.

(昭.32.3.7)