

自由地下水層内の透水係数に関する一考察

武政剛弘*・古本勝弘*
藤川佳彦**・河野健一***

A consideration for the Permeability in Phreatic Aquifer

by

Takehiro TAKEMASA*, Katsuhiko FURUMOTO*
Yoshihiko FUJIKAWA**, and Kenichi KAWANO***

Recently, the problem of the permeability into soil and the drainage of the rainfall water, in the field of natural disaster science, has become a theme of research.

These problems are concerned with the flow motions through unsaturated soil. But these flow motions are not explained enough theoretically and practically in the present time.

In this paper, for the solution of this problem, the authors carried out the experiment of the flow motions through unsaturated zone by the phreatic aquifer model, and determined whether the storage coefficient and the permeability coefficient values obtained from experiment is good or not.

(1) まえがき

従来、透水係数を推定するには、現場より採取した試料を用いての室内透水試験、実験公式を用いる方法、井戸理論に基づく多孔式揚水試験や、単孔式揚水試験等による現場透水試験、現地地下水水位や漏水量の観測値を用いる方法等がある。そして実験公式を除く他のいずれの試験方法も対象としている滞水層は、完全飽和でなければ成立しない。しかも飽和している被圧および自由地下水層内の地下水挙動は、Darcy則の適用により充分説明された観がある。しかし、現実の問題として、斜面崩壊の原因となる雨水の浸透、排水の問題や、カンガイ水の土壌の保水能力、浸透および蒸発の問題等の不飽和土壌領域における土中水の挙動の解明が近年注目されている。しかしながら、この不飽和領域における土中水の挙動については、不確定な要素が多くあり、明確な理論が確立されていない。そこで筆者らは、これらの問題解決の一端とし

て、自由地下水の模型実験により、滞水層の不飽和の程度により変化する。貯留係数の値の評価、更に、それに伴って算出される透水係数の値等についての実験的考察を行なった。

(2) 実験装置および実験方法

実験装置は、図-1に示すような600^h×60^w×30^dcmの両面透明アクリル板張りの水平に設置された水槽の中央部を400cmの長さで区切り、枠内に図-2に示す粒径加積曲線をもつ砂（間隙率 $\lambda=38.0\%$ ）を50cmの高さに入れる。砂層の両端の水槽については、水槽(A)は振巾、周期の変更が可能で、ほぼ正確な正弦波形を出す。

もう一方の水槽(B)は上下自由に移動可能な取水口を取り付けてある。両水槽の水位変動および砂層（滞水層）内の自由水面の変動は、水槽側面より水槽中央部まで挿入した多孔の細い管より取り出し、マノメータ

昭和59年4月28日受理

*土木工学科 (Department of Civil Engineering)

**土木工学科専攻修士課程 (Graduate Student, Department of Civil Engineering)

***鹿児島県庁 (Kagoshima Prefectural Office)

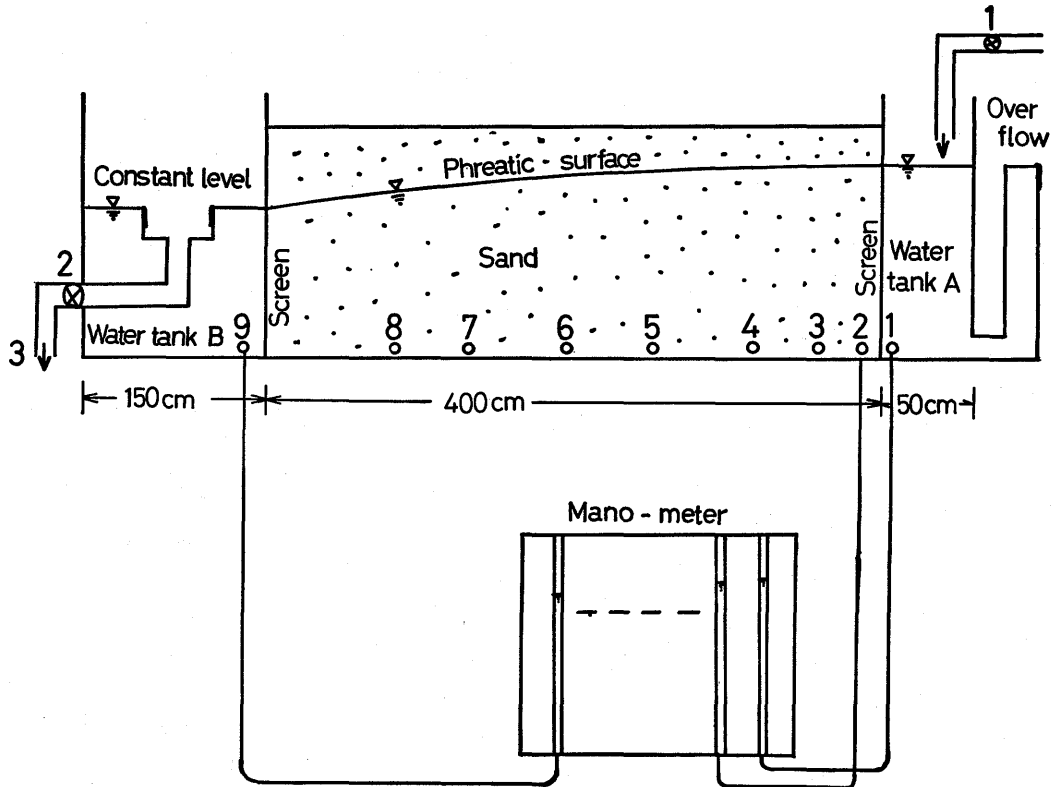


Fig. 1 Experimental model of the phreatic aquifer.

を用いて直読し記録した。水位測定位置は、正弦波水位変動を行なう水槽(A)より0,10,40,80,160,220,280,320,400cmの9点である。実験はA, B両水槽に水位差をつけ(A水槽水位>B水槽水位)水位が一定となった定常状態で、滞水層内の浸透流量を測定することにより透水係数を算出する方法と、B水槽の水位は固定しA水槽の水位を正弦波振動させ滞水層内の滞水層内の長手方向による自由水面の変動振巾の減衰を測定することにより透水係数を算出する非定常状態での実験を行なった。

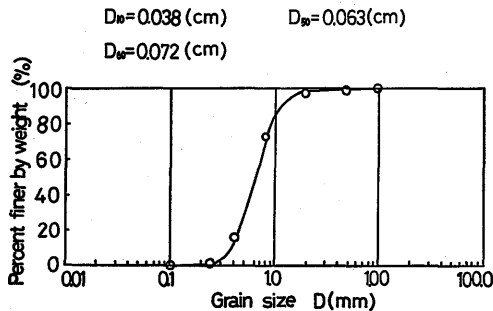


Fig. 2 Grain size accumulation curve of sand used in this experiment.

(3) 実験結果

① 定常状態の場合

x 軸を滞水層の水槽 A 側の底面中央 ($x=0$) から水槽 B に向けてとる。任意点 x における水位を h とする。このとき自由地下水層内の地下水流動を支配する微分方程式は

$$\frac{d^2(h^2)}{dx^2} = 0 \tag{1}$$

である。境界条件を

$$\left. \begin{array}{l} x=0 \text{ で } h=H_1 \\ x=L \text{ で } h=H_2 \end{array} \right\} \tag{2}$$

として(1)式より得られる解より浸透流量 Q を求めると

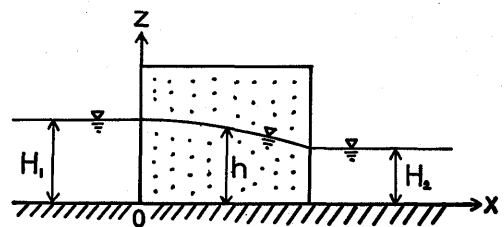


Fig. 3 Case in steady state.

Table. 1 Permeability values K(cm/s) on the steady state.

H ₁ (cm)	38.5	35.8	35.8	35.8	35.8	35.8	35.8	35.7
△ H (cm)	1.76	3.96	5.82	8.04	9.85	11.96	14.10	15.68
K (cm/s)	0.579	0.570	0.550	0.538	0.555	0.553	0.544	0.552

$$Q = \frac{KB(H_1^2 - H_2^2)}{2L} \quad (3)$$

を得る。ここに (K; 透水係数, B; 滞水層の幅, L; 滞水層の長さ) である。(3)式を用いて透水係数を求めた結果を表-1に示す。これによると, 両水槽の水位差がある程度大きく変化しても, 透水係数はほぼ一定の値をとっている。すなわち, Dupuit-Forchheimerの準一様流の仮定が充分成立している。

②非定常状態の場合

定常状態と同様に, 座標軸をとり x 点における水位

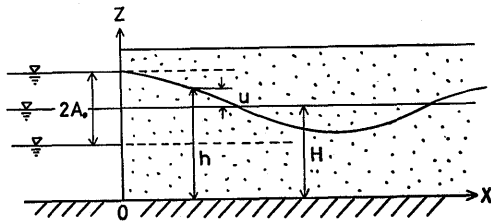


Fig. 4 Case in unsteady state.

を $h = H + u$ (H ; 平均水位, u ; 平均水位よりの変動量) として $H \gg u$ を仮定, 滞水層の間隙率を λ とする。通常は地下水の挙動を論じるとき, λ のかわりに貯留係数 β を用いた微分方程式が考えられているが, この β の値が不確定な為に実験室で正確に求められる λ を用いている。このことに対する考察は後述する。従って, 微分方程式は(4)式となる。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \kappa^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (4)$$

ここに, $\kappa = \sqrt{\frac{KH}{\lambda}}$ である。

(5)式の境界条件による(4)式の解は, (6)式で示される

$$\left. \begin{aligned} x=0 \text{ で } u &= A_0 \cos \omega t \\ x=L \text{ で } u &= 0 \end{aligned} \right\} (5)$$

(A_0 ; 水槽水位変動の振巾, $\omega = 2\pi/p$; 角速度, p ; 水槽水位変動周期)

$$u = \frac{A_0}{\sin h^2 \frac{L}{\kappa} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \cos^2 \frac{L}{\kappa} \sqrt{\frac{\omega}{2}} + \cos h^2 \frac{L}{\kappa} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \sin^2 \frac{L}{\kappa} \sqrt{\frac{\omega}{2}}}$$

$$\begin{aligned} & \times \left\{ \left(\sin h \frac{L}{\kappa} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \cos \frac{L}{\kappa} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \sin h \frac{L-x}{\kappa} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \cos \frac{L-x}{\kappa} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \right. \right. \\ & + \cos h \frac{L}{\kappa} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \sin \frac{L}{\kappa} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \cos h \frac{L-x}{\kappa} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \\ & + \left. \left. \sin \frac{L-x}{\kappa} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \right) \cos \omega t \right. \\ & + \left(\cos h \frac{L}{\kappa} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \sin \frac{L}{\kappa} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \sin h \frac{L-x}{\kappa} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \cos \frac{L-x}{\kappa} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \right. \\ & - \left. \left. \sin h \frac{L}{\kappa} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \cos \frac{L}{\kappa} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \cos h \frac{L-x}{\kappa} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \right. \right. \\ & \left. \left. \times \sin \frac{L-x}{\kappa} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \right) \sin \omega t \right\} \quad (6) \end{aligned}$$

更に, 海岸付近などの地下水層においては, 潮汐変動による地下水位変動振巾は, 内陸に向けて急激に減衰することは, 衆知の事柄である。それゆえ(6)式において滞水層の長さ L を大きくとり, $L \gg x$ の付近における近似式を考えると, 滞水層が半無限と仮定して導かれる解と同一となる。

$$u = A_0 e^{-\frac{x}{\kappa} \sqrt{\frac{\omega}{2}}} \cos \left(\omega t - \frac{x}{\kappa} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \right) \quad (7)$$

(7)式より, x 方向における振幅の減衰を測定すれば透水係数が算出できる次式を得る。

$$K = \frac{(x_1 - x_2)^2}{(\ln u_1 - \ln u_2)^2} \frac{\lambda \omega}{2H} \quad (8)$$

(8)式を用いて水位変動周期, 振幅別に算出した透水係数の値を表-2に示す。この場合の平均水位は 35 cm に設定している。なお, 各ケースにおける値は, 同一条件で実験を 3 回行った結果の平均値である。表-2より, 算出した数水係数 K の値は水位変動周期が短い程, また水位変動振幅が小さいほど大きくなる傾向になっていることが知れる。

Table. 2 Permeability values K(cm/s) on the unsteady state.

	12 min	14 min	16 min
2 cm	1.769	1.486	1.533
3 cm	1.714	1.483	1.334
4 cm	1.322	1.288	1.191

(4) 実験条件の妥当性に関する検討

本実験を支配している基本的な考え方は Darcy 則の適用である。従って実験を行なう際に、この法則の適用が正当に評価される条件であるか否かの検討が必要である。

①流れが非定常流であるにもかかわらず、慣性項を考慮に入れない Darcy 則の適用に対する慣性項の影響はどの程度であるか。

②通常、Darcy 則は Reynolds 数が 4~10 以下である地下水流における層流状態で成立すると言われている。それゆえ、本実験中に流れが、適用範囲外の Reynolds 数が 10 以上の乱流域になる状態があるのではないか。

以上の 2 点について考察を行なう。(4)式を導入したと同様な座標軸をとり同一記号を用いて、慣性項を入れた地下水挙動を支配する微分方程式を導びくと(9)式となる。

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \frac{1}{gH} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - \frac{\lambda}{KH} \frac{\partial u}{\partial t} = 0 \quad (9)$$

半無限領域で $x=0$ にて $u=A_0 \cos \omega t$ の境界条件を用いた解は(10)式である。

$$u = A_0 e^{-nx} \cos(\omega t - mx) \quad (10)$$

ここに、

$$m = \frac{1}{H} \sqrt{\frac{\omega^2 H}{2g} + \frac{\omega H}{2} \sqrt{\left(\frac{\omega}{g}\right)^2 + \left(\frac{\lambda}{K}\right)^2}}$$

$$n = \frac{1}{H} \sqrt{-\frac{\omega^2 H}{2g} + \frac{\omega H}{2} \sqrt{\left(\frac{\omega}{g}\right)^2 + \left(\frac{\lambda}{K}\right)^2}}$$

である。従って、透水係数 K は次式で示される。

$$K = \frac{\lambda}{\sqrt{\left(\frac{2Hn^2}{\omega} + \frac{\omega}{g}\right)^2 - \left(\frac{\omega}{g}\right)^2}} \quad (12)$$

式中の n の値は(8)式を用いて K を求める際に使用した値と同一の x 方向における、水位変動の振巾の減衰より決定される値である。表-2 に示される値を算出した際に用いた同一の測定値を(12)式に適用した結果は、すべての場合において表-2 における値と小数第 3 位まで一致しており、慣性項を無視しても影響ないことが確認された。次に Darcy 則の適用範囲については、透粒する水が地下水でいわれる層流状態の場合に限られ、それが乱流状態の場合には適用されない。従って、本実験においても、地下水のポテンシャル勾配の増大ともなまって地下水の流動が著しく促進され、Darcy 則が適用できない状況が起り得ることが考えられる。そこで地下水の層流状態から乱流状態に

転移する限界を規定するために、従来から行なわれている定水位、変水位による室内透水試験を行なった。この場合通常の砂の透水試験については、定水位試験のみが行なわれているが、今回は変水位による方法も可能にするため、試料部分の長さを 200 cm にして、動水勾配を小さくする工夫をした。そして前述の実験に用いた同じ砂を用いてこの方法で透水係数を求めると図-5 のようになる。

ここに示した二つの試験方法によって得られた透水係数の平均値は次のようになった。定水位試験 ($K=0.219$ cm/s), 変水位試験 ($K=0.208$ cm/s)。さらに、摩擦因数; $f=2gd_i/V^2$ (d_i ; 平均粒径, ここでは d_{10}, d_{50} を使用, i ; 動水勾配) と Reynolds 数の関係を示したのが図-6 である。図より両者の関係は直

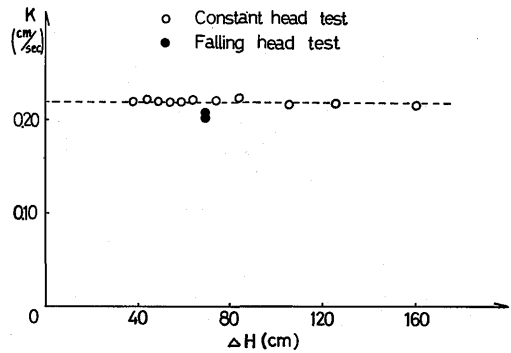


Fig. 5 Permeability values K (cm/s) of sand by constant head and falling head tests.

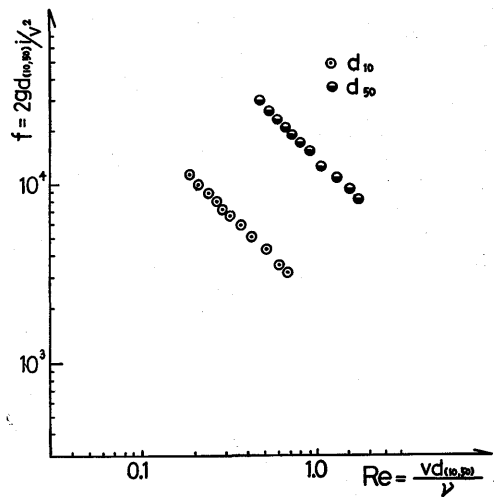


Fig. 6 Relationship between friction factor and Reynolds number for flow through sand.

線をなしており、Darcy 則の適用範囲を逸脱していないことがわかる。ちなみに実験中に最高の動水勾配になった時、 d_{50} を使用した場合の Reynolds 数の値は、定常状態 ($Re=0.03\sim 1.2$)，非定常状態 ($Re=0.07\sim 0.16$) となっており、グラフより充分満足される範囲内での実験であることが示される。

(5) 考 察

実験結果を見ると、同一砂を用いた実験でありながら表-1, 2 に示されるように、定常、非定常状態の両者で、算出された K の値に顕著な差が見られる。しかも前節に述べている、従来からの試験方法より求めた値ともお互いに異なっている。定常状態の K の値と室内試験法とによる値との差は、両者間に約 2 倍強の隔たりが見られる。これについては、試験時における水温差が定常状態の実験水温 (平均 22.5°C)，室内試験水温 (13.5°C) であるため両者間で温度補正が必要である。すなわち、透水係数は $K=k\rho g/\mu=kg/\nu$ で表現されており (k ; 固有透過度, ν ; 水の動粘性係数), ν の温度変化の影響を考慮すると、室内試験の水温に補正した場合、実験での値は約 1 割減少する。さらに、室内試験の試料は完全飽和で充分締め固めの状態であるのに対し、実験での砂は水槽に砂を投入したそのままの状態で締め固めは充分でない。そして透水層も完全飽和の状態であるかは定かでない。従ってこのような不確定な要素のために両者間の K の値に差が生じていると思われる。

次に、非定常状態の実験での K の値に対しては、上述の定常の実験に対する考察も充分考慮されるが、実験試料が同一の砂において、定常、非定常の両者間でも約 3 倍の隔たりがある。これに対しては、(3)節にて少し触れているが、(8)式に含まれている間隙率 λ の取り扱いが主要な原因であると思われる。式中で λ の値は乾燥砂に対して、最初水が浸透する場合の流入した水の量にほぼ等しいと評価される量である。

しかしながら、非定常状態の実験の場合、地下自由水面 (phreatic surface) が時間変動するため、水位変動部分では、試料が一度飽和した後、自由水面が降下した上部分の水はすべて排水されるわけではなく、大部分の水は砂に保水される。従って、水位変動部分の水は間隙率 λ の数%しか出入りしない。それゆえ(8)式に λ の値をそのまま採用することは、算出される透水係数の値を多大に評価する結果となっていると推測される。そこで λ の代わりに貯留係数 β の導入が必要となってくる。この β の算出については、不確定要素が多くあり標準化された試験法がない。

Table. 3 Characteristics of five different types of sand.

NO	λ	G_s	$d_{10}(\text{cm})$	U_c
1	0.457	2.69	0.110	1.218
2	0.440	2.64	0.053	1.566
3	0.380	2.74	0.038	1.895
4	0.462	2.62	0.034	1.529
5	0.405	2.61	0.010	2.990

以後不飽和砂層における貯留係数 β について考察をすすめ、透水係数の差異を説明する。

砂の保水能力を示す貯留係数に関しては、砂の粒径が大きく影響すると思われるので、表-3 に示すような粒径がほぼ均一な 5 種類の砂を用いて試験を行なった。なお前述の実験に用いた砂は No. 3 である。

①不飽和砂層における貯留係数および透水係数

図-7 に示すような試験装置を作製し、試料中に水

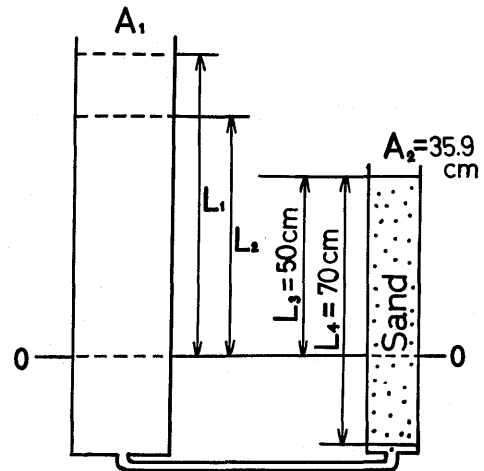


Fig. 7 The measuring device of storage and permeability coefficients.

を上端まで飽和させた後、図中の 0 点まで重力排水させる。重力排水が終了後、 L_1 の高さを持つ貯水槽より試料内に水を注入し、流入水量を測定することにより貯留係数 β と透水係数 K を求める。図中に示す記号を用いて β, K を求める式は次式となる。

$$\beta = \frac{A_1 \times (L_1 - L_2)}{A_2 \times L_3} \tag{13}$$

$$K = \frac{\beta}{t} \cdot \frac{A_1}{A_2 \beta + A_1} \left[L_3 + \frac{A_1 L_1 + (A_2 \beta + A_1) \cdot (L_4 - L_3)}{A_2 \beta + A_1} \times \ln \frac{A_1 L_1 - (A_2 \beta + A_1) \cdot L_3}{A_1 L_1} \right] \tag{14}$$

(記号の説明)

L_1 ; 注入前の貯水槽水位 (自由水面の位置 0 点を基準にする)

L_2 ; 試料内への水の注入終了時の貯水槽水位

L_3 ; 試料内への水の注入終了時の試料内の自由水面水位)

A_1, A_2 ; 貯水槽および試料の断面積

t ; 0 から L_3 までの試料内の自由水面の上昇時間

5 種類の砂による本試験の結果を表-4 に示す。実

Table. 4 Experimental results of five different types of sand.

NO	λ	L_1 (cm)	β	β/λ %	K (cm/s)
1	0.457	121.3	0.339	74.2	1.231
		101.3	0.332	72.7	1.461
		76.3	0.333	72.9	2.042
2	0.440	114.5	0.299	67.8	0.666
		99.1	0.299	67.8	0.700
		83.0	0.300	68.1	0.820
3	0.380	118.7	0.195	51.2	0.183
		99.0	0.185	48.7	0.185
		76.4	0.185	48.7	0.196
4	0.462	116.2	0.247	53.4	0.258
		97.9	0.238	51.5	0.252
		81.1	0.308	66.7	0.300
5	0.405	115.6	0.119	29.4	0.033
		99.8	0.145	35.8	0.047
		83.8	0.127	31.3	0.031

験に使用した No.3 の砂に対しては平均値 $K=0.188$ cm/s の値をとり、室内試験における定水位、変水位試験の結果に近い値になっている。

②貯留係数の時間に関する依存性

表-2 によれば、透水係数の値は、水位変動周期が短い程大きくなる傾向がある。すなわち算出に大きく影響している貯留係数が水位変動周期によって変化していると考えられる。したがって周期の違いによって貯留係数がどのように変化するかを実験より調べてみる。試験装置を図-8 に示す。試験の方法としては、試料を上端の高さまで飽和させた後、バルブ 2 を開放し重力排水させる。そしてある一定時間後にバルブ 2 を閉じ、バルブ 1 を開放して L_0 の水位を持つ貯水槽より水を注入させ、自由水面が L_4, L_3 を通過するときの貯水槽の水位 L_1, L_2 を測定して試料 $L_4 \sim L_3$ 間に流入した水量より貯留係数を算出する。貯留係数の

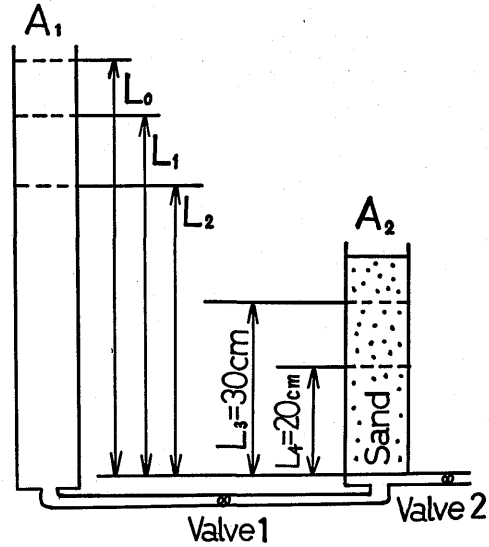


Fig. 8 The measuring device of storage coefficient. (for dependence on time)

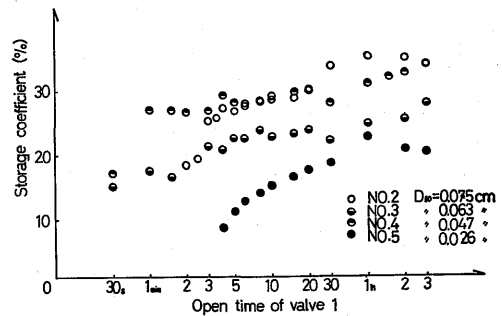


Fig. 9 Relationship between storage coefficient and drainage time.

時間への依存性については、バルブ 2 の開放時間間隔を変化させることにより調べた。なお試料への水の注入時の初期水頭差は $L_0 - L_4 = 70$ cm として行なった。試験結果を図-9 に示す。No.3 の試料の貯留係数の値は、バルブ開放時間に対して多少の時間的依存性が見られる。試験に使用した No.3 の砂について、このグラフより読みとれる貯留係数の値を用いて非定常実験の検討を行なう。非定常実験の水位変動周期は 12~16 分で行なっているので代表値を 14 分にとると、その半分の 7 分がバルブ開放時間に対応する。これに対する貯留係数を読みとれば 0.22 となっている。この値を (8) 式の λ の代わりに用いれば、平均値 $K=0.85$ cm/s となり室内透水試験の値に比してまだ差異が見られる。

これについては、非定常状態の実験では、振幅の最大値が 4 cm であり、自由水面の移動量が最大 8 cm

であるのに対して、本試験での自由水面の移動量は30 cm となっている。しかもバルブ2を開放した場合は、自由水面は計測区間よりも20 cm 下方になるため、非定常状態の実験における自由水面上の毛管現象による貯留係数の減小を捕足できないために、このような結果になっていると推測される。

③試料の保水能力

前節の試験では自由水面から上20~30 cm 付近にある試料の含水状態の時間に対する依存性を調べた。ここでは80 cm の高さの試料上端まで水を飽和させた

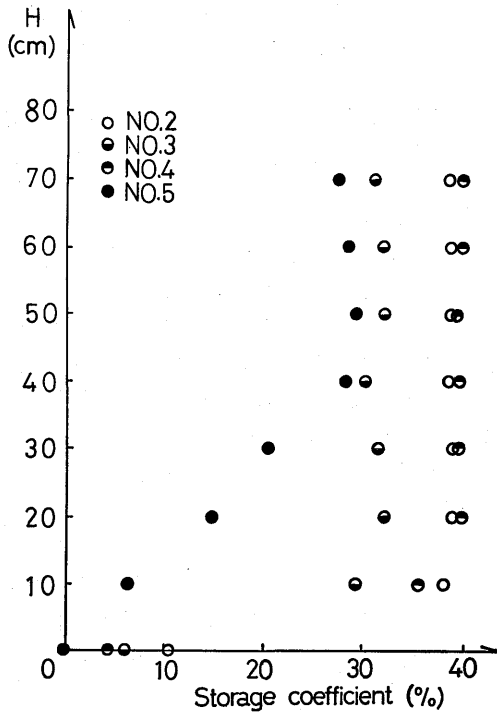


Fig.10 Relationship between storage coefficient and height of sample sand.

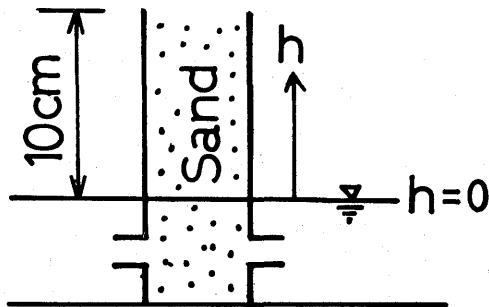


Fig.11 The measuring device of storage coefficient in capillary zone.

後、重力排水終了一定時間後(30分)の試料の深さによる貯留係数の変化を調べる。この分布を図-10に示す。これによると粒径の一番小さいNo.5の試料を除き、他の砂においては、自由水面から10 cm 以上の部分は高さに関係なくほぼ一定の貯留係数となっている。しかし非定常実験の場合、自由水面の変動幅が最大8 cm であり、毛管現象が顕著に影響する自由水面上10 cm までの部分の貯留係数を知る必要がある。そこで図-11に示すように、試料の長さを10 cm として、試料上端まで水を飽和させた後、水位を $h=0$ の位置まで降下させ、一定時間後の試料高さによる貯留係数の変化が図-12である。

実験に使用したNo.3の試料については、自由水面上3~4 cm 付近から漸変して増加している。ここで、非定常状態の場合の水位振動振幅 A_0 を本試験の h と

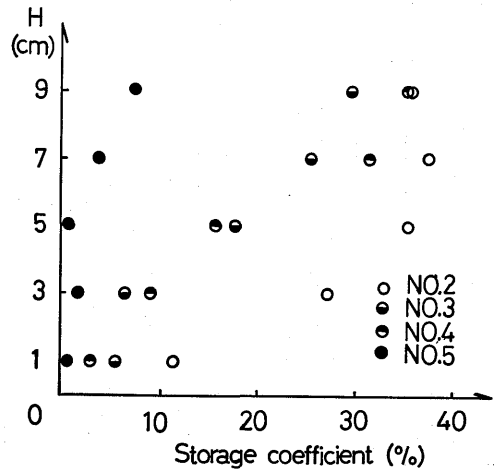


Fig.12 Relationship between storage coefficient and sample sand of 10cm height on phreatic surface.

Table. 5 Calculated values K(cm/s) from the values of storage coefficient.

A_0 (cm)	β %	p (s)	K(cm/s)	β' %
2	6.00	718	0.269	4.89
		849	0.237	5.56
		941	0.207	6.35
3	6.52	720	0.285	5.01
		846	0.257	5.56
		943	0.214	6.69
4	12.00	730	0.406	6.47
		860	0.422	6.23
		951	0.365	7.19

して貯留係数 β を求めると $A_0 = 2 \text{ cm}, 3 \text{ cm}, 4 \text{ cm}$ に対応する β の値は $\beta = 6.00\%, 6.52\%, 12.00\%$ となる。これを(8)式の λ の代わりに適用して算出した結果が表-5の K の値である。これらの結果を室内透水試験の結果(定水位 $K = 0.219 \text{ cm/s}$, 変水位 $K = 0.208 \text{ cm/s}$)と比較すると, $A_0 = 3 \text{ cm}$ までは比較的良好に合っている。すなわち非定常実験において自由水面の変動部分の不飽和領域における水の出入りは, 試料全間隙ではなくて試料体積の約6%くらいが水の出入りに供していると考えられる。

なお, 室内定水位透水試験の平均値 $K = 0.219 \text{ cm/s}$ を No.3の砂の真の透水係数として, 逆に(8)式より貯留係数を算出した値が表-5中の β' である。この β' の値からも, β の値を約6%と考えるのは妥当と思われる。

次に, 図-13に示す二次元場の砂模型内の排水によ

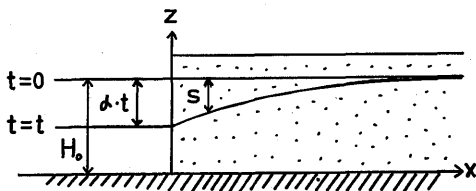


Fig.13 Unsteady one-dimensional flow of groundwater in a semi-infinite phreatic aquifer.

る自由水面の低下を非定常実験として観測してみる。この場合, 滞水層の状況は半無限として $x > 0$ の領域で $t = 0$ のとき $z = H_0$ とする。そして $x = 0$ にて水位を一定速度で低下させる。このときの滞水層内の地下水挙動を支配する微分方程式は

$$\frac{\partial s}{\partial t} = \frac{KH_0}{\beta} \frac{\partial^2 s}{\partial x^2} \quad (15)$$

で与えられる。ここに s は初期設定水位よりの自由水面低下量である。(15)式の解は $x = 0$ にて $s = \alpha t$ の境界条件から次式となる。

$$s = \alpha t \cdot 4i^2 \operatorname{erfc} \left(\frac{1}{2} \sqrt{\frac{\beta}{KH}} \frac{x}{\sqrt{t}} \right) \quad (16)$$

但し, $(i^n \operatorname{erfc} x = \int_x^\infty i^{n-1} \operatorname{erfc} \xi d \xi$ より

$$(i^2 \operatorname{erfc} x = \int_x^\infty i \operatorname{erfc} \xi d \xi)$$

実験に使用している No.3の砂に関する評価される数値として, $K = 0.22 \text{ cm/s}$, $\beta = 6\%$ を採用し, (16)式に適用した理論曲線と実測値を図-14に示す。これに

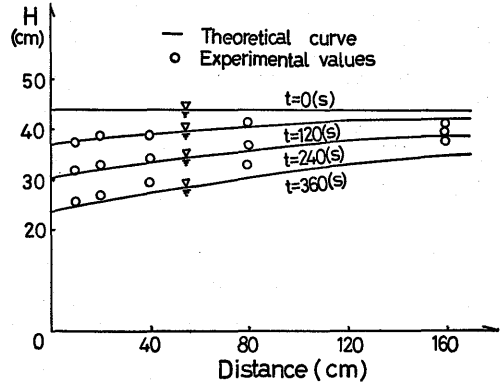


Fig.14 Relationship between theoretical curve and experimental values.

よっても比較的水位低下量が小さい時は両者間で差異は見られないが, 水位低下が大きくなるに従って両者間の差異は広がってくる。この原因についても, 理論式(16)を決定づける重要なパラメータになっている貯留係数が, 自由水面低下に伴う, 不飽和領域拡大により, 当初設定した値から変化することに起因していると思われる。すなわち, 水位低下に伴って貯留係数が当初設定した $\beta = 6\%$ の値より増加するために理論曲線が実測値より速く低下している。ちなみに同じ $K = 0.22 \text{ cm/s}$ を用いて $\beta = 10\%$ の場合は $t = 240 \text{ s}$ の時, 理論曲線と実測値がよく合っている。

(6) あとがき

同一砂を用いての自由地下水模型実験を行なった際, 定常状態と非定常状態の実験法において算出された透水係数の値に顕著な差異が見られた。本文は, この差異に注目して, 両者間の違いに重要なパラメータとして作用している自由地下水層での貯留係数についての実験的考察を行なったものである。従来, 自由地下水層内の水の挙動に関しては, パラメータとして間隙率 λ の代わりに貯留係数 β が使用されている。今回の実験では, 非定常状態の実験において自由地下水層内の自由水面の移動に伴う滞水層からの水の出入りは, 砂の間隙率 λ の約50%前後の値になっていることがわかった。しかも粒径が小さくなるにしたがって, このパーセントの値は小さくなっている。さらに毛管現象が影響する自由水面上の数 cm 付近においては貯留係数が10%にも満たない値となっており, この値の評価を誤ると透水係数の算出に多大な誤差を生じることが明らかになった。そしてこの貯留係数の値は, 実験によれば, 砂の場合でも粒径が小さくなるにつれて, 時間の依存性が強くなる傾向にあることも明らか

になった。以上は、自由地下水の模型実験における考察の域にとどまっているが、実際問題として、自由地下水層内の非定常揚水試験の際などに、揚水時間、揚水量の変化に伴って算出される貯留係数および透水係数等に誤差を含む危険性があるので、前述の事柄について、十分な考慮を払うことが必要であると思われる。

最後に本研究に当って、多大なる御協力をいただいた本学科の薦田広章教務員、一ノ瀬和雄技官ならびに竹平英昭氏(現 堀田技術士事務所)に深謝致します。

参 考 文 献

- 1) 小平吉男;三角級数の応用, 昭和24年, p. 425~434, 岩波書店
- 2) 本間 仁;水理学, 昭和43年, p. 224, 丸善
- 3) 宇野尚雄, 奥村邦夫, 林睦斉;不飽和土中の非定常浸透特性について, 第3回土質工学研究発表会講演集 1968, p. 245~250
- 4) 宇野尚雄;土の水分保持特性よりみた浸透と排水, 土の基礎, Vol. 21, No. 8, 1973, p. 21~25
- 5) 宇野尚雄, 奥田邦夫;土の有効間隙率と貯留係数, 第28回土木学会年次学術講演概要集, 第3部Ⅲ-3, 1973, p. 3~4
- 6) HUISMAN; GROUNDWATER RECOVERY, 1972, p. 39-47, MACMILLAN
- 7) Jacob Bear; Dynamics of fluids in porous media, 1972, p. 125-128, American Elsevier
- 8) CARSLAW and JAEGER; Conduction of Heat in Solids, 1973, p. 51, p. 62-63, p. 105-106, OXFORD
- 9) 武政剛弘;海岸自由地下水層の透水係数の算定, 長崎大学工学部研究報告, 第13号, 昭和54年7月, p. 79~85
- 10) 深田三夫, 斎藤隆;不圧透水層内への長周期波動の伝播と非定常状態における Darcy 則について, 山口大学工学部研究報告, 第30巻, 第1号, 昭和54年10月, p. 17~27
- 11) 武政剛弘, 薦田広章, 藤川佳彦, 河原田寿紀, 自由地下水層内の透水係数に関する一考察, 第62回農業土木学会, 九州支部講演集, 昭和58年11月, p. 203~206
- 12) 竹平英昭, 河野健一;自由地下水層内の透水係数に関する一考察, 長崎大学工学部土木工学卒業論文, 3月, 1984

