

琵琶湖周辺の地下水位維持調査について

赤井 浩一・宇野 尚雄

A FIELD TEST FOR MAINTAINING THE GROUND-WATER LEVEL SURROUNDING THE LAKE BIWA

By *Koichi* AKAI and *Takao* UNO

Synopsis

After a series of geological and hydraulic investigations on the ground-water problems in the inland region around the Lake Biwa, a field test has been tried to consider the possibility for maintaining the ground-water level even when the water table of the lake is depressed. Some results and discussion on the recharge test performed at a lake shore are described in this report. Transformation from the radial flow into the two-dimensional one is studied mainly in the present paper.

1. 序

琵琶湖総合開発計画の実施にともなう地下水に関する諸問題のうち、ここでは締切堤建設による湖水面の低下を補うためのクリーク工法に関する予備調査としての現地注水実験について述べる。従前の調査においてクリークからの浸透による地下水位の変動解析につき理論的検討を加えた結果、クリークを建設する地表の透水性の低減の程度、ならびに実際に水位回復をさせるための必要水量を注入できてかつ水位が所期の目的を満たすようにするにはクリークの規模や設置すべき位置をいかに定めるべきかという2つの事項の検討が要請されることとなった¹⁾。本文では現地の表層の透水係数の算定をも含めた試井による小規模な注水実験を主にして記述する。

2. 表層の透水性に関する現地注水実験

(1) 実験の概要

現地表土層の透水性の測定と、井戸注水における注入量と地下水位上昇量の関係を把握するために、滋賀

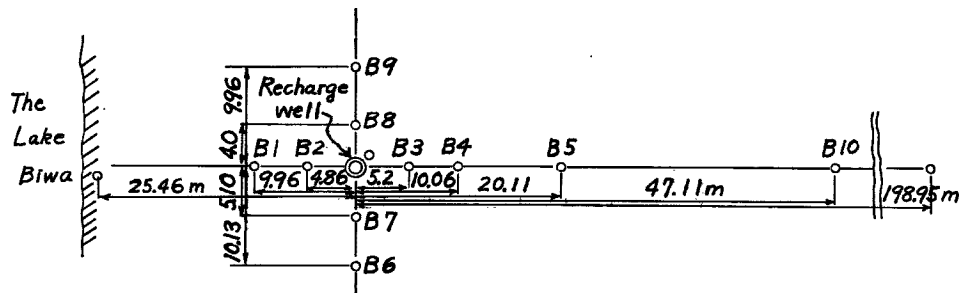


Fig. 1 Locations of the recharge well and the observation wells.

県野洲郡中主町菅蒲(日野川流域)の湖岸から約 50 m 内陸寄りの地点を試験地として現地注水実験を実施した。この地点は湖岸の砂丘地帯であって、地層の構成は地表面下約 8 m までにはほぼ均質な砂層で、その下部は透水性の低いローム層がかなり厚く堆積している。

注水井は深さ 2 m とし、直径は 22 cm, 1 m および 2 m の 3 種のものを用いた。観測井は深さ 2 m, 直径 55 mm とし、Fig. 1 のように互に直交する 2 測線上に合計 10 本が配置されている。これらの観測井はいずれもストレーナーを切った鋼管であるが、注水井は井戸枠を打ち込んで掘削した後、井戸の内部を玉石まじりの砂利で詰めてから、井戸枠は抜き取って注水実験を行なった²⁾。

(2) 注水量と水位上昇量の関係

クリークに限らず注水井などの水位上昇やその周辺の地下水位の上昇量が注水による浸透量と比例関係にあることは、理論的にも実験的にも認められることである。今回の現地注水実験によると、注入量と注水井の水位上昇量との関係はきわめて複雑である。しかし注入量 Q_r と注水井からある距離 r だけ離れた観測井の水位上昇量 z の間には、ほぼ直線的な関係を認めることができた。しかし距離 r の増大にともなって上昇率は違ってくるし、また z と Q_r の直線的関係は成立しなくなり、むしろ z は Q_r の自乗と比例関係になる。

いま注水による地下水位上昇量を距離 r の対数で関係づけられると考えて、観測井の水位上昇量と $\log r$ の関係直線の延長上で注水井に相当する位置の仮想水位上昇量 z_0' を求めることができる。すなわちこのようにして求められた水位上昇量 z_0' は、注水による地下水位の上昇が注水井のごく近傍をも含めて距離 r の対数で表わされるという前提に立脚している。この場合の z_0' と注入量 Q_r の関係は Fig. 2 のようにほぼ直線的である。

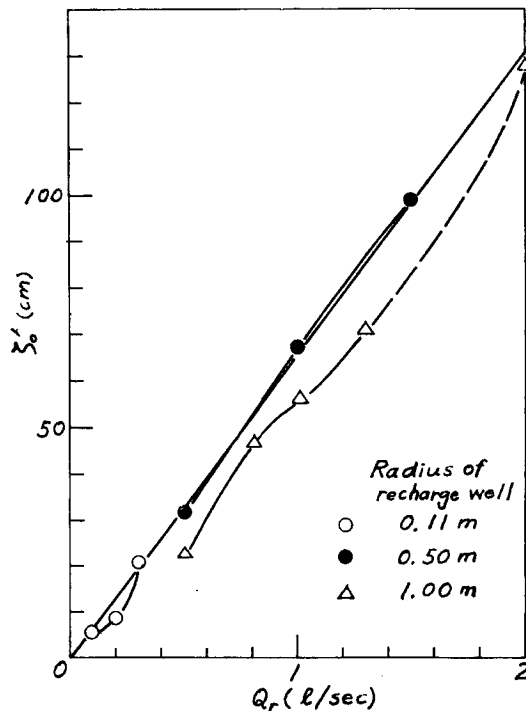


Fig. 2 Correlation between the modified amount of water-table rise and the amount of recharge.

注水試験を揚水試験の負流量の場合であるとみなし、注水による水位上昇量を h として Jacob の方法で注水井の径 1 m のときの $Q_r=1.0 \text{ l/sec}$ の場合を解析した結果は Fig. 3 のようになって、 $T=kH=13.9 \text{ cm}^2/\text{sec}$ 、 $S=1.13 \times 10^{-1}$ が得られ、初期地下水面の高さを考慮して $H=6.56 \text{ m}$ とすると、透水係数として $k=2.12 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ を得る。

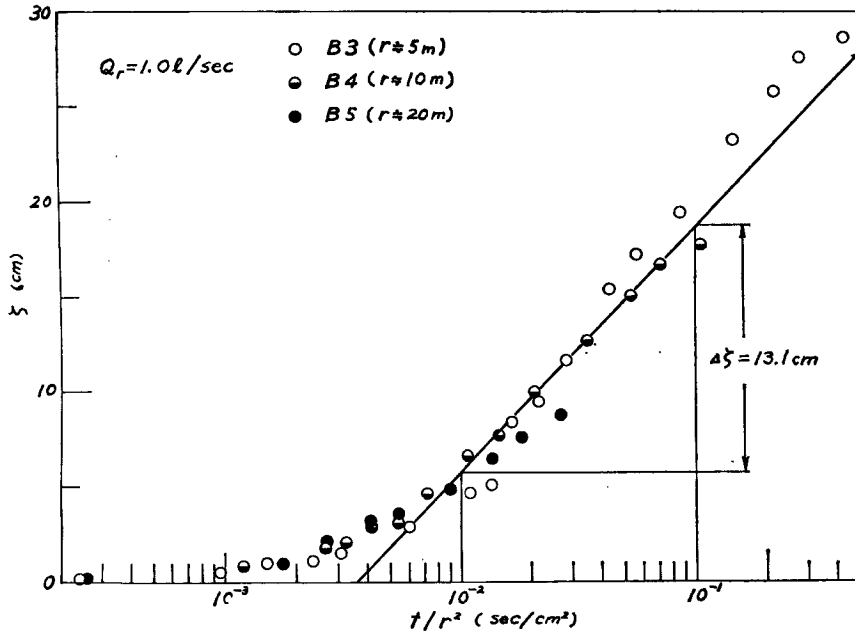


Fig. 3 A result of recharge test.

なお参考のため前年度に実施したこの地点での現地揚水試験から表層の透水性を調べた結果は、 $Q_r=2.0 \text{ l/sec}$ に対して $T=17.2 \text{ cm}^2/\text{sec}$ 、 $S=2.05 \times 10^{-2}$ であり、 $H=7.50 \text{ m}$ として透水係数は $k=1.49 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ である。いまこの値をもとにして限界注水量を Q_{rc} で表わすと、

注水井半径 $r_0=0.11 \text{ m}$ のとき $Q_{rc}=0.3 \text{ l/sec}=1.80 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{min}$

$r_0=0.50 \text{ m}$ のとき $Q_{rc}=1.5 \text{ l/sec}=9.00 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{min}$

$r_0=1.00 \text{ m}$ のとき $Q_{rc}=1.8 \text{ l/sec}=1.08 \times 10^{-1} \text{ m}^3/\text{min}$

であったから、次のような関係が得られる。

$r_0 \text{ (m)}$	0.11	0.50	1.00
$Q_{rc}/2\pi k r_0 \text{ (m)}$	2.93	3.18	1.94

ここに示した単一井からの注水量をクリークのような二次元の流れの場合に変換するといかなる値となるかが重要な問題となる。

3. 注水実験結果の考察

(1) 注水井からの浸透

いま Fig. 4 のような半径 r_0 の注水井が透水層を完全に貫入していて、注水量が Q_r のときの注水井水位が h_{0r} となっている場合を考える。地盤の透水係数を k とし、ある有限距離 $r=r_0+R$ で $h_r=h_{0r}$ の

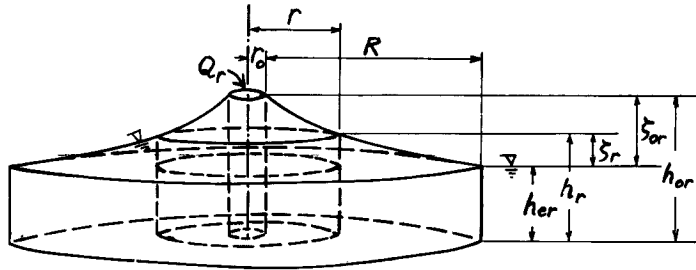


Fig. 4 Ground-water table near the recharge well.

とき Q_r は次式で表わされる。

$$Q_r = \frac{\pi k (h_{0r}^2 - h_{er}^2)}{\log(r/r_0)} = \frac{\pi k (h_{0r}^2 - h_{er}^2)}{\log\{(R/r_0)+1\}} \dots\dots\dots (1)$$

一方 Fig. 5 のような二次元の流れ系の浸透を考える。距離 $x=0$ における水位を h_{0x} , $x=X$ における水

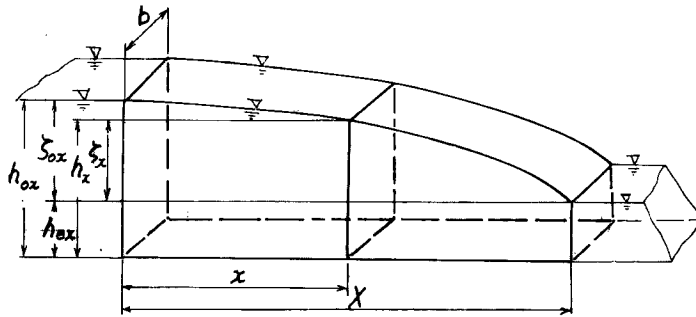


Fig. 5 Ground-water table due to the two-dimensional seepage.

位を $h_a=h_{0x}$, 水路幅 b の間の浸透流量を Q_x で表わすと,

$$Q_x = \frac{k(h_{0x}^2 - h_x^2)}{2(x/b)} = \frac{k(h_{0x}^2 - h_{ax}^2)}{2(X/b)} \dots\dots\dots (2)$$

放射状領域 (添字 r) を平行帯状領域 (添字 x) に変換する場合の計算から式 (1) と式 (2) を対応させると

$$b = 2\pi r_0 \dots\dots\dots (3)$$

となる。これを式 (2) に代入すると,

$$Q_x = \frac{\pi k (h_{0x}^2 - h_x^2)}{x/r_0} = \frac{\pi k (h_{0x}^2 - h_{ax}^2)}{X/r_0} \dots\dots\dots (4)$$

式 (1) より次式を得る。

$$\frac{Q_r}{\pi k (h_{0r}^2 - h_{er}^2)} = \frac{1}{\log\{(R/r_0)+1\}} = Q_r^* \dots\dots\dots (5)$$

この Q_r^* は注水井からの浸透流量の大きさを表わす1つの無次元量と考えることができる。

いま $R=1000$ m として注水井半径 r_0 が種々に変化した場合の Q_r^* を計算すると、次のようである。

r_0 (m)	1	5	10	100	1000
Q_r^*	0.333	0.435	0.500	0.960	3.32

これより明らかなように、 r_0 の増大にともなう浸透流量の増加はかなり少なく、注水井半径が 1 m から 10 m に増大したとき 1.5 倍、 $r_0=100$ m になると 3 倍弱、 $r_0=1000$ m になってはじめて 10 倍になるに過ぎない。

次に注水による付近の水位上昇量について考えよう。井戸注水の場合とクリーク工法のような二次元浸透の場合の初期地下水位がそれぞれ h_{er} 、 h_{ex} であって、それが注水によってそれぞれ ζ_r 、 ζ_w だけ上昇したとすると、

$$\zeta_r = h_r - h_{er} \dots\dots\dots(6a)$$

$$\zeta_w = h_w - h_{ex} \dots\dots\dots(6b)$$

式 (6 a) を式 (1) に代入すると、

$$\frac{\log(r/r_0)}{\log\{(R/r_0)+1\}} = \frac{h_{0r}^2 - h_r^2}{h_{0r}^2 - h_{er}^2} = \frac{(\zeta_{0r} + h_{er})^2 - (\zeta_r + h_{er})^2}{(\zeta_{0r} + h_{er})^2 - h_{er}^2} = \frac{\zeta_{0r}^2 - \zeta_r^2 + 2h_{er}(\zeta_{0r} - \zeta_r)}{\zeta_{0r}^2 + 2\zeta_{0r}h_{er}}$$

ここで $\zeta_r/\zeta_{0r} = \zeta_r^*$ 、 $\zeta_{0r}/h_{er} = \zeta_{0r}^*$ とおくと、

$$\frac{\log(r/r_0)}{\log\{(R/r_0)+1\}} = \frac{(1 - \zeta_r^*)\{(1 + \zeta_{0r}^*)\zeta_{0r} + 2h_{er}\}}{\zeta_{0r} + 2h_{er}} = \frac{(1 - \zeta_r^*)\{(1 + \zeta_{0r}^*)\zeta_{0r}^* + 2\}}{\zeta_{0r}^* + 2}$$

式 (5) により

$$(1 - \zeta_r^*) \frac{(1 + \zeta_{0r}^*)\zeta_{0r}^* + 2}{\zeta_{0r}^* + 2} = \frac{\log(r/r_0)}{\log\{(R/r_0)+1\}} = Q_r^* \log(r/r_0) \dots\dots\dots(7)$$

$\zeta_{0r} = 0$ のときは

$$1 - \zeta_r^* = Q_r^* \log(r/r_0)$$

$$\therefore \zeta_r^* = 1 - Q_r^* \log(r/r_0) \dots\dots\dots(8)$$

ζ_r^* は注水井の水位上昇量 ζ_{0r} に対する任意地点 r の水位上昇量 ζ_r の割合である。影響圏半径を $R=1000$ m としたとき、注水井の半径 r_0 によって ζ_r^* と r の関係がどのように変化するかを Fig. 6 に示す。 r_0 の増大にともなう水位上昇量の増加は、 $r_0=1$ m の場合に対して $r_0=100$ m で約 2 倍、 $r_0=1000$ m で約 3 倍となり、それ以上 r_0 を大きくしても水位はあまり上昇しないことが理解される。

Fig. 6 からさらに ζ_r^*/Q_r^* と r の関係として Fig. 7 が描かれる。図の縦軸は単位注入量あたりの

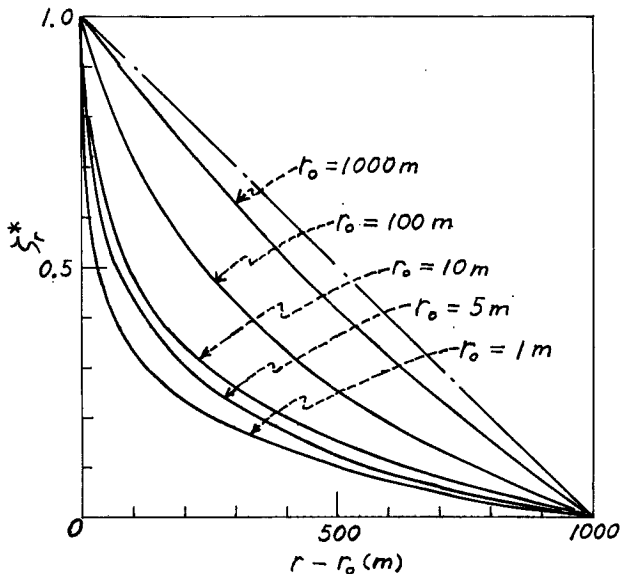


Fig. 6 The ratio of water-table rise due to recharge.

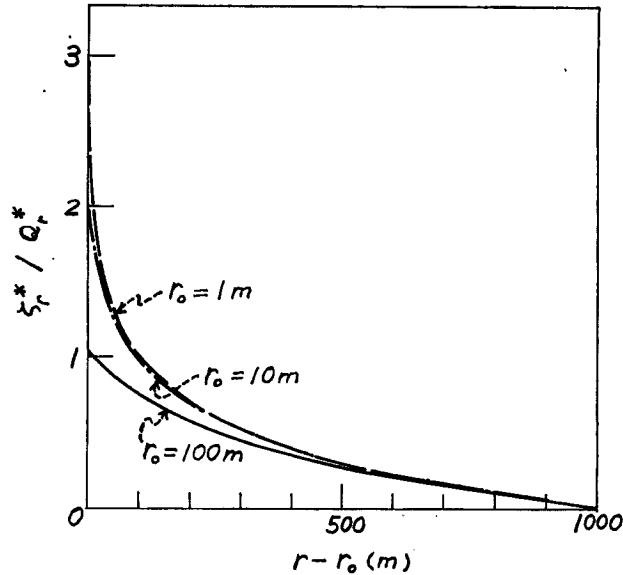


Fig. 7 The water-table rise per unit recharge vs. the distance from the recharge well.

付近地盤の水位上昇量を表わしており、注水井からある程度離れたところではこの値は注水井半径にかかわらずほぼ一定となるが、井戸近傍ではかなりの差が生ずる。 r_0 の小さいほうが Q_r^* は小さく、井戸付近では ζ_r^*/Q_r^* が大きくなるが、これは換言すれば水位上昇をある量に抑えて注水量を増加させるには r_0 を増大させねばならないことを示すものと考えられる。また r_0 が小さいほど井戸近傍の水面こう配が大きくなり、この部分において過度の水頭損失を生じ易くする傾向が現われる。

また二次元浸透に対しては、式 (6b) を式 (4) に用いることにより

$$(1 - \zeta_a^*) \frac{(1 + \zeta_a^*) \zeta_{0a}^* + 2}{\zeta_{0a}^* + 2} = \frac{x}{X} \dots\dots\dots (9)$$

ここに $\zeta_a^* = \zeta_a/\zeta_{0a}$, $\zeta_{0a}^* = \zeta_{0a}/h_{0a}$ である (Fig. 5 参照)。

$\zeta_{0a}^* = 0$ とすると、

$$1 - \zeta_a^* = \frac{x}{X} \dots\dots\dots (10)$$

(2) 注水井浸透からクリーク浸透への変換

式 (1) と式 (4) を対比することにより、注水井浸透とクリーク浸透の両者間の変換関係式が得られる。すなわち流量変換については、

$$\frac{Q_a}{Q_r} = \frac{\log\{(R/r_0) + 1\}}{X/r_0} \cdot \frac{h_{0a}^2 - h_a^2}{h_{0r}^2 - h_r^2} \dots\dots\dots (11)$$

また水位変換については、

$$\frac{x}{\log(r/r_0)} = \frac{X}{\log\{(R/r_0) + 1\}} \cdot \frac{h_{0a}^2 - h_a^2}{h_{0r}^2 - h_r^2} \dots\dots\dots (12)$$

いま簡単のため

$$h_{0a} = h_{0r}, h_{a} = h_r \dots\dots\dots (13)$$

と仮定すると、

$$\frac{Q_a}{Q_r} = \frac{\log\{(R/r_0) + 1\}}{X/r_0} \dots\dots\dots (14)$$

式(14)にもとづいて流量比を算出するには、影響圏距離 R と X を与えなければならない。 $X=R$ とし、この距離が十分大きいのが普通である。しかし極端な場合として $R \rightarrow \infty$, $X \rightarrow \infty$ とすると、 $Q_r \rightarrow 0$, $Q_x \rightarrow 0$ となつて不都合である。これは無限遠方で定水位という条件に対しては、定常浸透状態があり得ないことを意味する。そこで R と X のとり方を次のように考えることにした。すなわち浸透水流は動水こう配のあるところで生ずるが、動水こう配がある微小量 i_0 以下になると自由表面下の地下水は外見上動かず、したがってそこでは動水こう配は0で水位変動も生じないと考える。

式(1)や式(2)を誘導する基本式はそれぞれ

$$Q_r = -2\pi r h_r k \frac{\partial h_r}{\partial r} \dots\dots\dots(15)$$

および

$$Q_x = -bh_x k \frac{\partial h_x}{\partial x} = -2\pi r_0 h_x k \frac{\partial h_x}{\partial x} \dots\dots\dots(16)$$

であるが、 $-\partial h_r / \partial r = i_0$ となるとき r を R とすると、

$$Q_r = 2\pi R k i_0 h_{er} \dots\dots\dots(17)$$

また $-\partial h_x / \partial x = i_0$ となるとき x を X とすると、

$$Q_x = 2\pi r_0 k i_0 h_{ex} \dots\dots\dots(18)$$

両者の比をとり、式(14)と合わせて $h_{er} = h_{ex}$ とすると、

$$\frac{Q_x}{Q_r} = \frac{r_0}{R} = \frac{\log\{(R/r_0)+1\}}{X/r_0} \dots\dots\dots(19)$$

この流量変換比を求めるために、菖蒲における現地注水実験から Table 1 のようにして式(5)の $1/\pi k Q_r^*$

Table 1 Values of transformed recharge Q_r^* . (Δh : Head loss at recharge)

r_0 (m)	Q_r (l/min)	h_{or} (m)	h_{er} (m)	Δh (m)	h_{or}' (m)	$h_{or}'^2 - h_{er}^2$ (m ²)	$1/\pi k Q_r^*$ (min/m)
0.11	18	7.72	6.36	1.07	6.65	3.77	209
	12	7.85	6.37	1.33	6.52	1.93	161
	6	7.60	6.40	1.16	6.44	0.77	128
0.50	90	8.19	6.39	0.73	7.46	14.82	165
	60	7.91	6.54	0.66	7.25	9.79	163
	30	7.00	6.41	0.17	6.83	5.56	148
1.00	60	7.76	6.46	0.61	7.15	9.39	157
	48	8.00	6.36	0.96	7.04	9.11	194

の値を求めると、注水井半径のいかんにかかわらず、

$$\frac{1}{\pi k Q_r^*} = 160 \text{ min/m}$$

$k = 1.49 \times 10^{-2} \text{ cm/sec} = 8.94 \times 10^{-3} \text{ m/min}$ として

$$\frac{1}{Q_r^*} = \log\{(R/r_0)+1\} = 4.50$$

$$\therefore R/r_0 = 89$$

したがって

$$Q_x = \frac{Q_r}{89}$$

$$\frac{Q_x}{kb} = \frac{1}{89} \frac{Q_r}{2\pi r_0 k} = \frac{1}{89} \times (1.94 \text{ m} \sim 3.18 \text{ m}) = 2.18 \text{ cm} \sim 3.57 \text{ cm}$$

この Q_a/kb は変換された流量であって、長さ $[L]$ の元をもつ量である。

Table 2 は琵琶湖周辺の各調査地域に対して別途計算された変換流量 $Q_a/kb=q/k$ を伏流水とクリーク注水のそれぞれに分けて示したものである。

Table 2 Transformed discharge around the Lake Biwa.

Site	$q/k(\text{cm})$	Ground-water flow $q_e/k(\text{cm})$	Recharge into canal $q_o/k(\text{cm})$
The Echi	12.0	1.34	10.7
The Inukami	10.9	1.82	9.08
The Ado	7.35	1.29	6.06
The Hino	6.33	0.23	6.10
The Ane	1.50	0.26	1.24

4. む す び

本文では琵琶湖の水面を一時的にせよ、かなり長期間低下させた場合の周辺内陸部の地下水位を高所に維持するためのクリーク工法の適用性について調査するため実施した試井への現地注水実験の概要を述べた。もとよりここに記したものはきわめて小規模な現地実験に過ぎず、クリーク工法の採択の可否についてはさらに大寸法の予備実験を継続する必要があると思われるが、本文で述べた放射状流れの二次元流れへの変換はその場合の指針を与えるものと考えられる。

現地実験と資料の提供に関し、建設省琵琶湖工事事務所長 金屋敷忠儀氏はじめ調査課の諸氏より多大の便宜をいただいたので、ここに深甚な謝意を述べる。

参 考 文 献

- 1) 赤井浩一, 宇野尚雄: 琵琶湖岸土層調査報告書, 近畿地方建設局琵琶湖工事事務所・財団法人防災研究協会, 昭和41年3月。
- 2) 赤井浩一, 宇野尚雄: 琵琶湖周辺地下水位維持調査報告書, 近畿地方建設局琵琶湖工事事務所・財団法人防災研究協会, 昭和42年3月。