

小櫃川河口湖堤防の海水浸透問題について

三宅 康夫*・高橋 淳一**

1. まえがき

河口湖とは、今までの河川上中流部谷間を利用したダムとは異なり、無為に河口から流出している水を十分に利用するため、河口付近海岸線の広大な海面を堤防によってかこみ、内部をしゅんせつして、河川流量の貯溜をはかり、臨海工業地帯の用水を確保しようとする新しい水資源開発の一方式である。

この方式を従来の上流貯水方式と比較し、得失を列記する。まずメリットから述べると、

1) 河川の末端で取水するため、既得水利権との競合を避けることができ、かつ農業用水の還元水、権利放棄水など、すべて利用できるから取水可能流量は、増大する。

2) 海中に堤防を築造して、広大な海面を利用するため、大容量の貯水池を造ることができる。

3) 臨海工業地帯が近いから、送水パイプなど、給水施設建設の費用が安くなる。

4) 貯水池しゅんせつ土による土地造成ができる。などである。また欠点としては、

1) 河川の末端部で取水するため、水に溶存成分が多く、水質はかなり低下する。

2) 比較的水深が小さく、湛水面積が大きいため、水温が上がりやすい。

3) 貯水あるいは、取水ぜきによる背水が、河川構造物の機能におよぼす影響が大きい。

4) 土砂の堆積、洪水の通能力の低下など、河川管理上に問題がある。

5) 渇水期に、貯水池水位が低下したとき、堤体および基礎から海水の浸透がある。

6) 貯水池底に残留した塩分が、拡散し、汚染の原因となる。

上記のうち、5), 6) の塩分による汚染が最も大きく、このことが、この種の貯水池築造の可否を左右するものである。

海水は、NaCl を主成分とした塩類を多くふくみ、その量は、各地で多少変化し、また、季節的な変動を行ない、含有量は、海水 1 kg 中約 30~34 gr (すなわち約 30 000~34 000 ppm) である。これを海塩濃度という。

一方、海塩の成分比は、含有量の大小に関係なく一定であることはよく知られている。このことから、一般に、 Cl^- がわかれば、海塩全体の値や海水中の NaCl の値もすぐわかる。これを通常塩分濃度といている。

工業用水の塩分許容量は、現在、明確な基準はないが、上水道が 200 ppm であることと、使用の現況から見て、おおそ 500 ppm と考えられる。

海塩濃度 500 ppm は、 Cl^- 濃度に換算すると、275 ppm である。筆者らは、両者の値をくらべ、海塩濃度が設計上安全側にあることから、海塩濃度 500 ppm を許容量と考えている。

この値は、堤防に適当な止水工法を採る限り、工學上さして困難ではない。このことは、昭和 37 年以来、室内模型実験 (電気相似模型¹⁾、粘性流模型²⁾)、現場実験 (鋼矢板³⁾、MIP 工法⁴⁾、非定常揚水試験⁵⁾) により、確かめてきた。

本文では、大規模な現場揚水試験による地盤透水性の解析について述べ、さらに別途計算した許容浸透量と比較し、河口湖堤防の止水対策の基礎資料とするものである。

2. 許容海塩濃度と浸透量の相関

河口湖が完成し、塩分による汚染が池内外水位差による浸透のみとすると、海塩濃度、浸透量の相関は、つぎのように表わすことができる。

ある時刻の貯水量を Q_0 とすると、これから Δt 時間後の貯水量 Q_i は、

$$Q_i = Q_0 + S \cdot \Delta t + I \cdot \Delta t - O \cdot \Delta t \quad \dots\dots\dots (1)$$

ただし、 S : 単位時間内の浸透量、 I : 河川流入量、 O : 工業用水取水量。

式 (1) は、貯水池への直接の降雨量、および水面蒸発量は無視している。浸透した海塩 (3.4%) が一様に貯水池内で混合し、濃度が均質と仮定すると、貯水池内に存在する海塩量も Δt 時間後に、 N_0 より N_i に変化する。

$$N_i = N_0 + S \cdot \Delta t \cdot 3.4\% - \frac{N_0 + S \cdot \Delta t \cdot 3.4\%}{Q_i} \times O \cdot \Delta t \quad \dots\dots\dots (2)$$

貯水池の海塩濃度 C は、

$$C = \frac{N_i}{Q_i} \quad \dots\dots\dots (3)$$

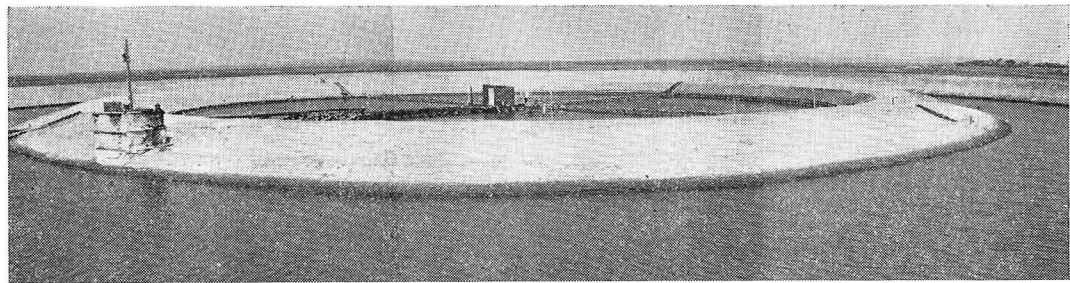
となる。

いま、小櫃川の水文データから、昭和 17 年を代表年

* 正会員 千葉県工業用水部長

** 正会員 千葉県工業用水部 技師

図-1 浸透実験池写真



とし、つぎの河口湖計画値を、上式に代入して濃度を試算する。

小櫃川河口湖計画値

- ① 計画地点平均潮位 A.P.+1.20 m
- ② 貯水池高水位 A.P.+2.00 m
- ③ “ 低水位 A.P.-7.00 m
- ④ 有効貯水容量 $26 \times 10^6 \text{ m}^3$
- ⑤ 堤防周長 4 000 m
- ⑥ 取水量 $5 \text{ m}^3/\text{sec}$

表-1 浸透量と濃度の関係

浸透流量 ($\text{cm}^3/\text{min}/\text{m}$)	池内海塩濃度 (ppm)	池内クロール イオン濃度 (ppm)	摘 要
320	200	110	Cl ⁻ /海塩=55.04%
800	500	275	Cl ⁻ /NaCl=80.85%
1 600	1 000	550	浸透量:最大水位差のときで
4 800	3 000	1 650	ある

表-1 から、貯水池内海塩濃度を 500 ppm 以下にするためには、浸透量を $800 \text{ cm}^3/\text{min}/\text{m}$ 以下に押えなければならないことがわかる。

3. 堤防内浸透流について

浸透防止法を検討するに先立って、図-1.2 に示したモデル池を現地に造り、在来地盤の性質を知る目的で大規模な揚水試験を行なった。

(1) 定常的揚水試験

試験は、浸透量とポンプによる揚水量が一定になるように、ポンプのバルブを操作し、池内水量水標、および排水管末端に接続させた大型三角ノッチにより、水位、流量のチェックを行ない、さらに図-3 に示した配列の観測井(直径 4' スリットの切った鋼管)には、自記水位計 2 カ所、その他は、電気式スケールにて、水面形を実測した。

この結果、水位差 3.65 m (外回り水路 A.P.+0.54 m, 池内水位 A.P.-3.11 m)、揚水量 $0.66 \text{ m}^3/\text{min}$ であった。

また、透水係数の算定には図-4 のごと

く、池中心から、観測井に至る距離の対数と、地下水位の降下量がほぼ直線となり、定常になったことがわかったので、良く知られている ティエムの平衡式から求めた。

$$k = \frac{Q \ln(r_2/r_1)}{\pi (h_2^2 - h_1^2)} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、Q: 揚水量、 r_1, r_2 : 池中心から観測井までの距離、 h_1, h_2 : r_1, r_2 に対応する飽和滞水層の厚さ。

表-2 定常揚水試験結果による透水係数一覧表

観測井名	r (m)		h (m)		k (cm/sec)	摘 要
	r_1	r_2	h_1	h_2		
A ₅ ~A ₁	22	46	9.442	12.115	4.43×10^{-3}	平均 4.35×10^{-3} cm/sec
A ₅ ~A ₄	22	28	9.442	10.377	4.52×10^{-3}	
A ₄ ~A ₁	28	46	10.377	12.115	4.43×10^{-3}	
A ₃ ~A ₁	34	46	10.984	12.115	4.01×10^{-3}	

上表のとおり、地盤の透水係数は 10% 内外の誤差範囲で求めることができた。

(2) 非定常揚水試験

図-2 浸透実験池設計図

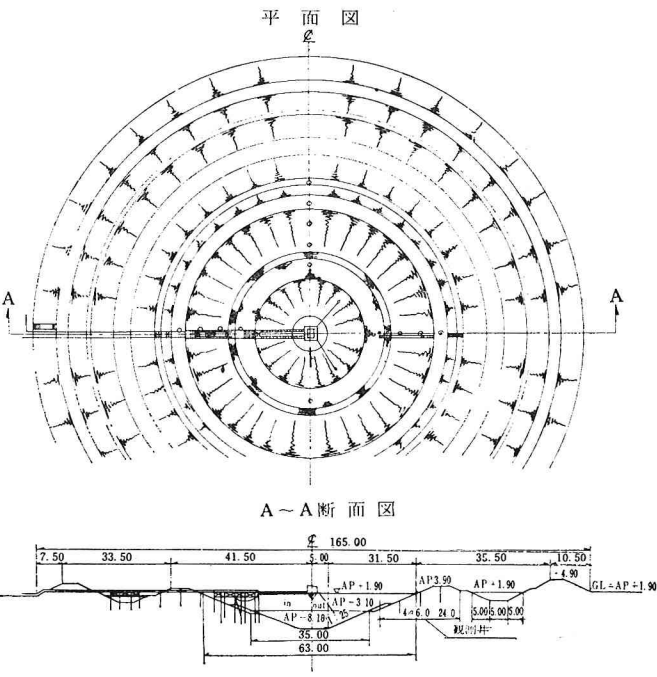


図-3 定常揚水試験による堤体内水面形 (昭和 40 年 3 月 13 日~40 年 3 月 15 日)

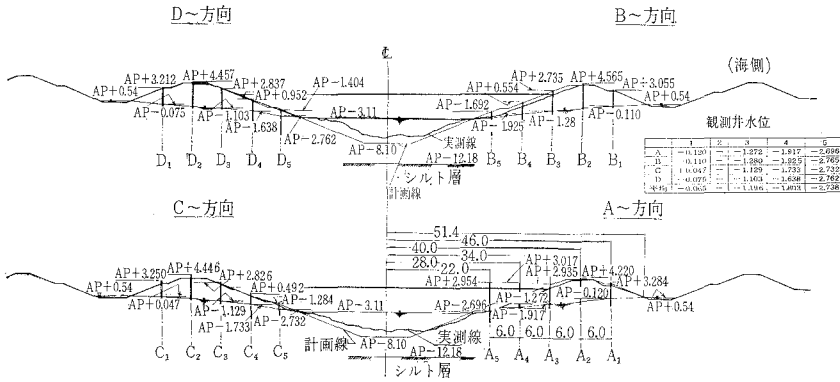
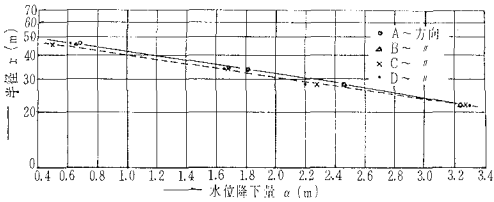


図-4 池中心から観測井までの距離と水位降下量との関係図(定常揚水試験)

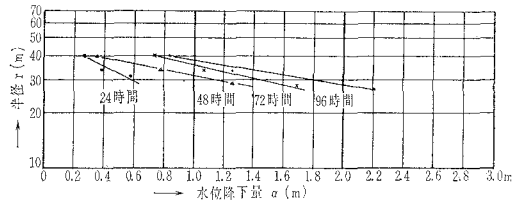


a) 試験の概況 試験は池、水路とも、最初同一水位(A.P.+1.90 m)とし、水位低下にともなう、ポンプのバルブを操作し、毎分 1.5 m³ の一定水量を 96 時間揚水し、2.2 m(A.P.-0.30 m) 水位を低下せしめ、そのときポンプを停止し、72 時間、0.80 m (A.P.+0.50 m) まで回復水位を観測した。観測要領は、3.(1) の定常試験と同じである。

b) 近似式による透湿度の検討 池は図-2 に示したように、円錐台であるが、低下水位、飽和滯水層の厚さに比べ小さいので、のり面先端の抵抗を無視し、円柱であると仮定する。

池内における水位変化と浸透量の関係から透水係数を求める。

図-6 池中心から観測井までの距離と水位降下量との関係(非常揚水試験)



$$h^2 - h_0^2 = \frac{Q_0}{\pi k} \ln \frac{r}{r_0} \quad \text{.....(6)}$$

式 (6) に $r=R$, $h=H$ の条件を代入すると、

$$H^2 - h_0^2 = \frac{Q_0}{\pi k} \ln \frac{R}{r_0} \quad \text{.....(7)}$$

となる。

式 (7) を t で微分し浸透量の変化を考える。

$$-2h_0 \frac{\partial h_0}{\partial t} = \frac{1}{\pi k} \ln \frac{R}{r_0} \frac{\partial Q_0}{\partial t} \quad \text{.....(8)}$$

式 (5) に、上式を代入するとつぎの微分方程式がえられる。

$$-2h_0 \left(\frac{Q_0 - Q_p}{\pi r_0^2} \right) = \frac{1}{\pi k} \ln \frac{R}{r_0} \frac{\partial Q_0}{\partial t} \quad \text{.....(9)}$$

また、揚水試験の観測値 図-7 (a) から、

図-5 池のディメンション

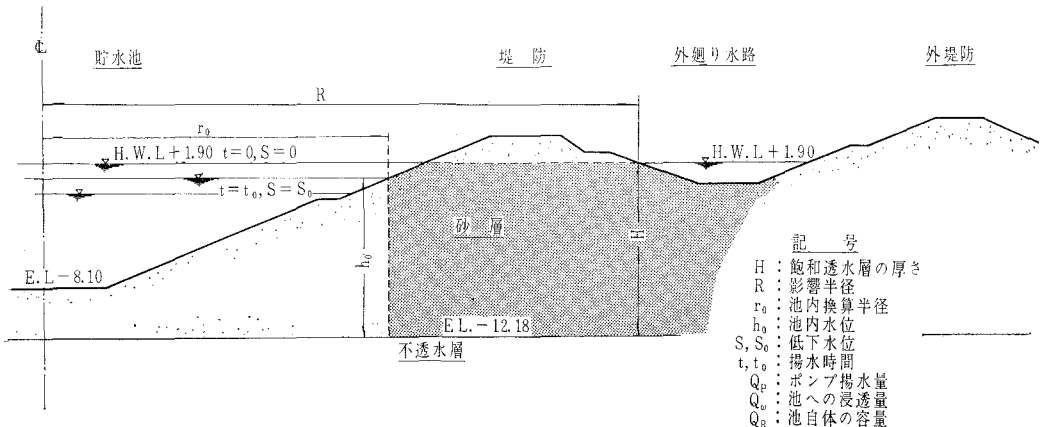


図-5 のディメンションを用いて、池の中ではつぎの連続の式が得られる。

$$Q_p = Q_0 - Q_R \\ = Q_0 - \pi r_0^2 \frac{\partial h_0}{\partial t} \quad \text{.....(5)}$$

また、池内への浸透量 Q_0 は、時間的変化が小さいとき、近似的に定常状態の水面形と同様に取り扱うことができる。

図-7 (a) 非定常揚水回復試験 (池内水位)

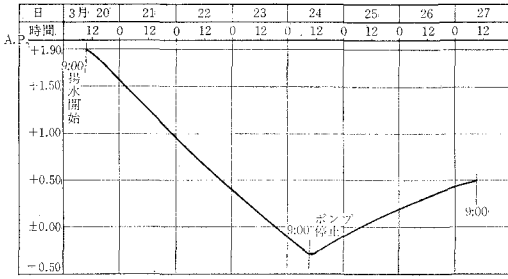


図-7 (b) 非定常揚水回復試験 (観測井 B₂)

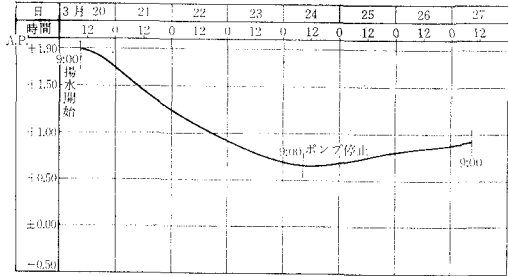
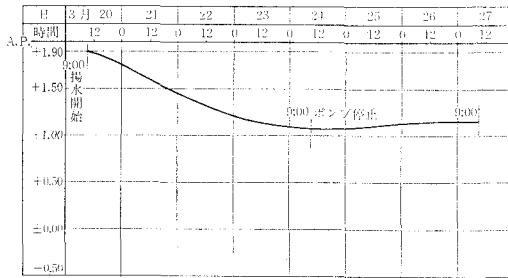


図-7 (c) 非定常揚水回復試験 (観測井 B₂)



$$h_0 = H - At \dots\dots\dots (10)$$

式 (10) を式 (9) に代入すると、

$$\frac{\partial Q_\omega}{\partial t} + \frac{2k(H - At)}{r_0^2 \ln\left(\frac{R}{r_0}\right)} Q_\omega = \frac{2kh_0}{r_0^2 \ln\left(\frac{R}{r_0}\right)} Q_p \dots\dots\dots (11)$$

ここで、

$$F(t) = \frac{2k(H - At)}{r_0^2 \ln\left(\frac{R}{r_0}\right)}, \quad G(t) = \frac{2kh_0}{r_0^2 \ln\left(\frac{R}{r_0}\right)} Q_p$$

とおくと、式 (11) は、

$$\frac{\partial Q_\omega}{\partial t} + F(t)Q_\omega = G(t) \dots\dots\dots (12)$$

1 階線形偏微分方程式になる。しかも Q_ω は、 t のみの関数であるので式 (12) は、つぎのような常微分方程式になる。

$$\frac{dQ_\omega}{dt} + F(t)Q_\omega = G(t) \dots\dots\dots (13)$$

式 (13) の一般解は、

$$Q_\omega = e^{-\int F(t)dt} \left\{ e^{\int F(t)dt} \cdot G(t) dt + C \right\} \dots\dots (14)$$

となり、式 (14) は、さらに、つぎのようになる。

$$Q_\omega = e^{BX^2} \left\{ -BQ_p e^{-BX^2} \times \left(X^2 + \frac{B}{2} X^4 + \frac{B^2}{6} X^6 + \frac{B^3}{24} X^8 + \dots + C \right) \right\} \dots\dots\dots (15)$$

ただし、

$$B = \frac{k}{r_0^2 \ln\left(\frac{R}{r_0}\right) A}, \quad X = H - At$$

とする。

式 (16) にて、 $t=0, X=H, Q_\omega=0$ の条件を代入すると、積分定数 C は、

$$C = BQ_p e^{BH^2} \times \left(H^2 + \frac{B}{2} H^4 + \frac{B^2}{6} H^6 + \frac{B^3}{24} H^8 + \dots \right) \dots\dots\dots (16)$$

式 (16) に、積分定数 C を代入すると、

$$Q_\omega = BQ_p \left\{ - \left(X^2 + \frac{B}{2} X^4 + \frac{B^2}{6} X^6 + \frac{B^3}{24} X^8 + \dots \right) + e^{B(X^2 - H^2)} \left(H^2 + \frac{B}{2} H^4 + \frac{B^2}{6} H^6 + \frac{B^3}{24} H^8 + \dots \right) \right\} \dots\dots\dots (17)$$

がえられる。

最初未知数 k を仮定し、トライアルに計算を行ない、式 (17) を満足する k を求める。揚水開始後、48, 72, 96 時間における池水位の条件を与え、計算した結果を表-3 に示す。

表-3 非定常揚水試験結果による透水係数

揚水開始後の時間 (t) (hr)	低下水位 (s) (m)	透水係数 (k) (cm/s)	摘 要
48	0.55	4.17×10^{-3}	平均 3.89×10^{-3} cm/sec
72	1.10	3.90×10^{-3}	
96	2.20	3.60×10^{-3}	

(3) 準定常流から透水係数の算定

図-6 からわかるように、水面形は準定常状態になったと考えることができる。3.(1) と同様に、ティエムの平衡式から、観測値を入れて計算し、表-4 に示す。

表-4 準定常流からの透水係数

揚水開始後の時間 (t) (hr)	r		h		Q_ω (m ³ /hr)	k (cm/s)
	r ₁ (m)	r ₂ (m)	h ₁ (m)	h ₂ (m)		
48	34	40	13.30	13.53	30.0	6.98×10^{-3}
72	34	40	13.01	13.34	36.7	6.05×10^{-3}
96	34	40	12.84	13.25	46.7	6.26×10^{-3}

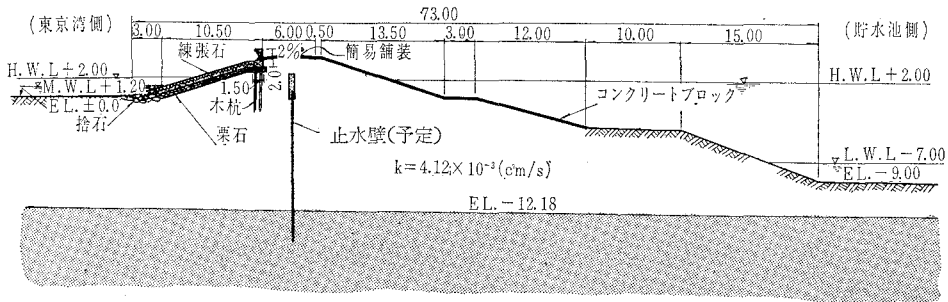
(4) 計画堤防 (素掘り) の二次元流について

3.(1)~3.(3) で求めた 透水係数を 計画堤防 (図-8) に適用して、最も簡単な式から、二次元の浸透量をもとめる。

デュビイの考え方から、断面内の速度分布を一様とすると、単位幅当りの流量 q は、

$$q = k \frac{(h_1^2 - h_2^2)}{2L} \dots\dots\dots (18)$$

図-8 標準堤断面図面



ここで、 $L=64.5\text{ m}$ 、 $h_1=13.38\text{ m}$ 、 $h_2=5.18\text{ m}$ 、 $k=4.12\text{ cm/sec}$ (定常および非定常揚水試験結果の平均) の値を入れて、計算すると

$$q \approx 2920\text{ cm}^3/\text{min/m}$$

となる。

4. む す び

以上、河口湖堤防の浸透に関する実験結果等について述べたが、これらを要約すると、

① 河口湖海塩濃度の許容を 500 ppm とすると、海水の浸透量は、 $800\text{ cm}^3/\text{min/m}$ 以内に押えればよい。

② 在来地盤のマクロに見た透水係数の平均は、 $4.12 \times 10^{-3}\text{ cm/sec}$ であり、浸透量は、海が平均潮位 (A.P. +1.20 m)、池が低水位 (A.P. -7.00 m) で、一番大きい水位差のとき、 $2920\text{ cm}^3/\text{min/m}$ である。したがって、なんらかの止水方法で、約 $1/4$ に減らすことができると河口湖の実現は可能である。

実際には、池内濃度一様ではなく、池底部に濃度の高い塩水が貯溜されるからかなり安全側にある。

③ 図-7 (a), (b), (c) の非定常揚水試験からわかるように、ポンプ停止時の水位低下ピーク値に、ほとんど

タイムラグがなく、貯溜係数を無視することができた。

④ 池内水位変化と、浸透量の関係式 (17) において、池内円錐台を円筒と仮定し、一部のり面の抵抗を無視しても、透水係数は、定常試験の結果とほぼ一致した。すなわち、この程度の規模の試験では、堤防のり面の勾配を無視し円筒と考えても差し支えないことがわかった。

この大規模な実験施設は、千葉県小櫃川河口において、千葉県、通産省、日本工業用水協会が共同で行なっている河口湖開発調査の一部である。止水工法については、引続き調査中であるので、資料がまとまり次第報告する予定である。最後に本実験にご協力をいただいた千葉県技師荒川、池田、村田氏に謝意を表するものである。

参 考 文 献

- 1) 山村和也・高橋淳一：河口貯水池の漏水防止に関する模型実験，土木技術資料，Vol. 5, No. 8, 1963.
- 2) 山村和也・高橋淳一：粘性流模型による河口貯水池堤防の浸透流の検討，土木技術資料，Vol. 5, No. 4, 1963.
- 3) 千葉県工業用水部：鋼矢板の止水性に関する実験，1963.
- 4) 千葉県工業用水部：MIP 止水壁の揚水試験，1963.
- 5) 三宅康夫・池田達哉：非定常揚水試験から透水係数を求める一方法，第9回水理講演会講演集，1965.