

湧水の挙動に関する研究

——田川流域の地下水に関する研究 (2)——

岡 太 郎・角 屋 睦・豊 国 永 次

BEHAVIOUR OF SPRING WATER

——Studies on Groundwater in the Basin of the River Ta (2)——

By Taro OKA, Mutsumi KADOYA and Eiji TOYOKUNI

Synopsis

The daily fluctuations of outflow from springs situated at the end of Kusano fan in the basin of the River Ta, are analyzed theoretically in this paper.

Since it was disclosed in the previous paper that the springs play an important role on the behaviour of groundwater flow in the basin, two springs were selected to observe the outflow in 1968. As the result, it was made clear that the outflow is closely related to the discharge of the River Kusano.

Fundamental equations for unconfined and confined aquifers were solved numerically using the technique of finite difference. As the result, the fluctuation in the rate of outflow from one of the springs was explained fairly well by this analysis, but another was not. The reason for the latter is attributed that the man's factors were beyond of the consideration.

1. ま え が き

前報¹⁾で報告したとおり、昭和42年度の調査により田川流域内およびその周辺の地下水概況がある程度把握され、特に田川と姉川に挟まれた地帯の地下水は、草野川右岸に存在する湧泉帯によって相当影響されていることが明らかにされた。この調査結果によると、これら湧泉からの湧水量は草野川流量と大きな相関をもっていることが認められるがその詳細は明らかでない。

そこで本年度はこれら湧泉帯の湧水量の観測に重点を置くとともに、それに関与していると思われる諸要素について調査を行ない、それらの結果を用いて湧水の挙動を理論的に説明しようと試みた。その結果カンガイ期の地下水揚水利用など人為的要素の影響が大きく、その成果は必ずしも十分なものとは言えないがここにその概要を報告し大方の批判を得たい。

2. 調査地域の概要

調査の対象とした湧泉帯は、Fig. 1 に示すように、田川流域内の草野川右岸の扇状地末端に位置する。この湧泉は落差型であって、地形的にみてその主涵養源は草野川と考えられる。当然山地からの地下水補給も考えられるが、量的には草野川の影響に比べ無視できる程度と思われるので、本年度では特に考慮しないことにした。

この領域の地層状態はボーリング資料がほとんど得られていないので判然としないが、表土を除くほとん

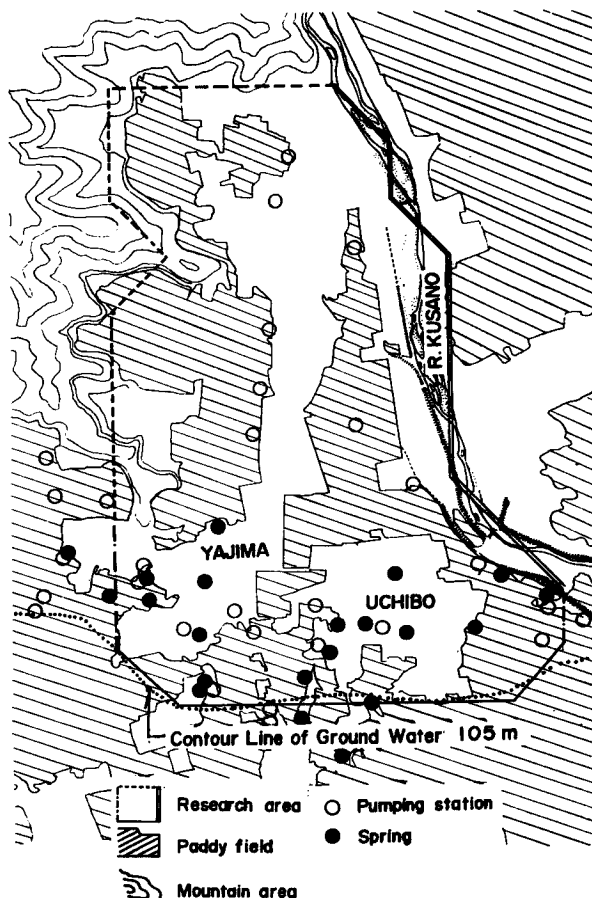


Fig. 1 Physiographical outline of the investigating basin.

どが礫から形成されており（前報¹⁾ Fig. 2 No.3), 透水性は非常に大きいと予想される。また不透層は非常に深い位置にある。この領域の用水はすべて湧泉帯からの湧水と地下水に依存しており、揚水機場数は20を越えている。また湧泉はじゅうづなぎ状に連続して存在し、大きいものは豊水期に 230 l/sec 程度の湧水量を示す。これら揚水機場、湧泉の位置は Fig. 1 に示されるとおりである。

この扇状地には水田、畑地、林地、宅地が存在しているが、地下水調査の観点からは、地表面上のタン水の有無によって区別すれば十分であろう。Fig. 1 では水田域 (130 ha) とそれ以外の地域 (130 ha) に大別しておいた。

3. 調 査

前年度に引き続きいくつかの地点での雨量、水位観測を行なうとともに、若干の観測網強化と解析に必要な現地調査を行なった。本報告に特に関連するものは次のとおりである。

a) 湧水量観測

滋賀県東浅井郡浅井町八島に存在する大規模湧泉からの湧水量観測を前年度に引き続き行なうとともに、昭和43年7月から新規に浅井町内保に小規模湧泉からの湧水量観測のための水位計を設置した。これらの湧水量は湧泉下流水路の水位を観測し、水位流量曲線により流量に換算する方法をとっている。なお時期によ

り水草繁茂の程度が異なるため水位流量曲線が変化するが、流量実測を再三行なってこれを修正するとともに、それぞれの期間内では10日単位でこの水位流量曲線を内挿する方法をとった。Fig. 2 に示される湧水量記録はこのようにして求めたものであるが、そこに若干の誤差が含まれている可能性は否定できない。

なお昭和43年8月28日に調査地区内のすべての湧泉の湧水量調査を行なった。これは降雨記録や後述の草野川流量より判断して丁度豊水期とみなされるが、八島地区で合計 $0.25 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、内保地区で合計 $0.44 \text{ m}^3/\text{sec}$ の湧水量を観測している。

b) 草野川流量と用水取入量

草野川鍛冶屋地点で草野川の水位を前年度より引続き観測している。これより下流の右岸扇状地扇頂部に達するまで8地点で用水取入が行なわれているが、この間適当な水位測定場所がない。用水取入の最大は浅

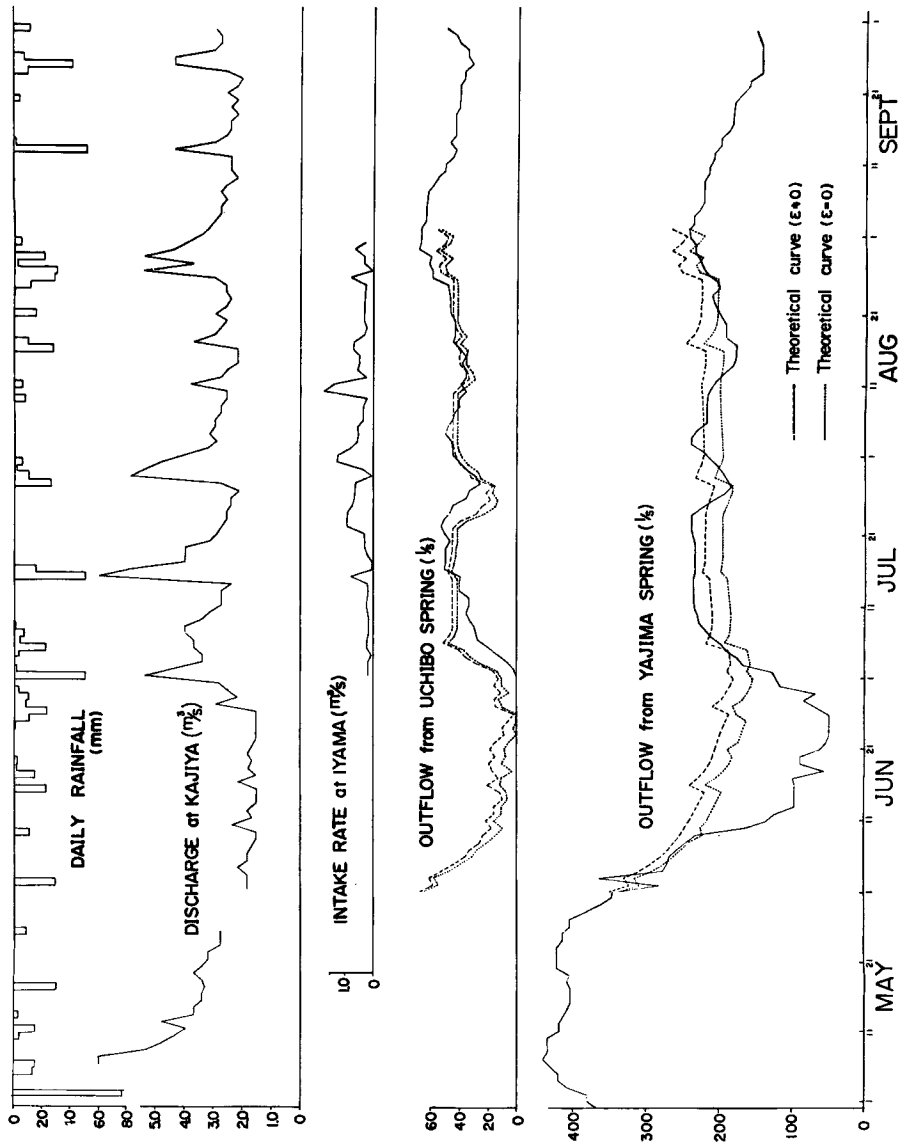


Fig. 2 Comparison between observed and calculated hydrographs of the outflow from springs.

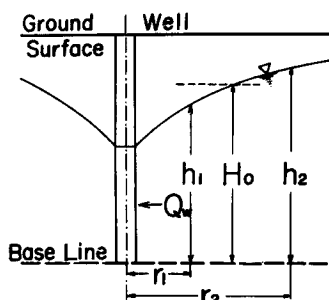


Fig. 3 Schematic diagram of ground-water table due to pumping.

揚水試験結果の整理に際し、解析上の都合を考慮して次のように透水係数と weighted mean depth をあわせて推定する方法を採用した。すなわち Fig. 3 の記号を参照して平衡状態にあるときの揚水量 Q_w は次式で示される³⁾。

$$Q_w = 2\pi r h K \frac{dh}{dr} \dots\dots\dots (1)$$

ここで透水断面 h のかわりに weighted mean depth H_0 を用いると次式が得られる。

$$KH_0 = \frac{2.3Q_w \log(r_2/r_1)}{2\pi(h_2 - h_1)} \dots\dots\dots (2)$$

内保における揚水試験の結果 $KH_0 = 2 \text{ cm/sec-cm}$ を得た。 $H_0 = 10 \text{ m}$ と想定すると $K = 2 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ となるが、これはボーリング資料より判断して小さすぎる値を示しているように思われる。

d) 揚水機分布調査

調査領域内には20を越える揚水機場があり、カンガイ期に随時揚水してカンガイ用水補給をしている。これが領域内の地下水流動に大きな影響をもつことは想像に難くないが、揚水量、揚水時間等は明確でない。そこで地区内揚水機の機種、容量などをできるだけ調査し、概略の揚水量を推定した。その結果その能力は $1.7 \sim 4.8 \text{ m}^3/\text{min}$ の範囲にあり、平均 $2.3 \text{ m}^3/\text{min}$ である。また平均して1日16時間の稼働であるので一個の揚水機で約 $100 \text{ m}^3/\text{hr}$ の水を揚水しているものと推定された。

4. 理論的考察

湧泉帯からの湧水量が年間を通じてかなり変動することは前報¹⁾でも示した。この領域の透水層は比較的単純と思われるが、地下水の流動に関与すると思われる要素は多く、かつ単純ではない。ここではこうした要素をできるだけ簡化して、まず既存の理論の応用を考え、扇状地地下水の挙動がどの程度 simulate できるか検討してみたい。

4.1 地下水流動の基礎式

Fig. 1 に示される領域内の地下水挙動の解析に際し1次元流を仮定することは無理である。そこで鉛直方向の流速成分を考慮しない二次元流を考える。

a) 自由水面を有する地下水領域の基礎式

Dupuit-Forchheimer の仮定が成立するものとし次式を用いる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{K}{\lambda} H_0 \left(\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \right) + \frac{\varepsilon}{\lambda} \dots\dots\dots (3)$$

ここで t : 時間 x, y : 座標 K : 透水係数 λ : 有効間隙率 h : 基準面からの地下水高
 H_0 : weighted mean depth ε : 単位時間単位面積当りの補給量

井町飯山地点のそれで、最大 $2 \text{ m}^3/\text{sec}$ の取水があるといわれる。これまでの県の調査によると、これら8地点の取入量合計は各時期とも飯山取水量の約2倍になるとされている。そこで飯山取入水路に量水標を設けて日観測を行ない、草野川右岸扇状地扇頂部での流量推定に利用することにした。なお草野川鍛冶屋地点の流量記録の一部を Fig. 2 に併記してある。同図で雨量は谷口地点の記録である。

c) 揚水試験

前報のボーリング資料によると、この扇状地の不透水層は非常に深く、また透水層中の諸特性も判然としない。そこで昭和43年8月29日八島、内保の2カ所で、既存の井戸群を利用して平衡法による揚水試験を行なったが、八島地区については試験に失敗した。

ただしこの式は次の条件下で用いられる。[Fig. 5(b) 参照]

$$h_G - h < L \quad \dots\dots\dots(4)$$

ただし h_G : その地点の地表面の基準面からの高さ

L : 表土、難透水性層の厚さ

b) 被圧地下水領域の基礎式

弾性説に漏水の影響を加味した次式を用いる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{T}{S} \left(\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \right) + \frac{\varepsilon}{S} \quad \dots\dots\dots(5)$$

ここで S : 包蔵係数 T : 流通率

ただし この式は次の条件下で用いられる。

$$h_G - h \geq L \quad \dots\dots\dots(6)$$

4.2 境界条件

(3), (5)式を適用するため, この領域を計算上 Fig. 4 のように直線近似する。この図について境界条件を考える。

a) 河川における境界条件

河川境界における地下水位標高は, 河川地表流が存在する場合は河床高に等しいとみなす。また渇水期に水無し川となった状態では水のない部分に地下水分水嶺の条件すなわち次式を与える。

$$\frac{\partial h}{\partial n} = 0 \quad \dots\dots\dots(7)$$

ただし n : 河川に直角な成分

河床上の水の有無の判定は次のようにして行う。すなわち Fig. 4 において扇頂部の草野川流量を Q_0 とするとき草野川下流の一点における流量 Q は次式で表わされる。

$$Q = Q_0 - 2 \sum_{n=1}^{n=N} q_n \quad \dots\dots\dots(8)$$

ここで q_n は n の位置での河川から扇状地への浸透流量である。むろん $Q < 0$ の点より下流には表面流は存在せず, (7)式が適用される。

b) 下流端の条件

前報で示したように, 豊水期, 渇水期とも地下水位等高線 105 m の位置は変化せず, 大体一定であるから下流端の条件として水位一定の条件を与える。

c) 山地と平地の境界線

山地からの地下水浸入量を見無視して考える。すなわち山地と平地部の境界では水の流れはないものとし次の条件を与える。

$$\frac{\partial h}{\partial m} = 0 \quad \dots\dots\dots(9)$$

ただし, m : 山地に直角な成分

d) そ の 他

山地部と地下水位等高線 105 m の間に前記 3 条件で表わし得ない部分があるが, 調査の結果境界を横切る流れが存在しないことが分っているので, ここでは次の条件を用いる。

$$\frac{\partial h}{\partial l} = 0 \quad \dots\dots\dots(10)$$

ただし l : 境界に直角な成分

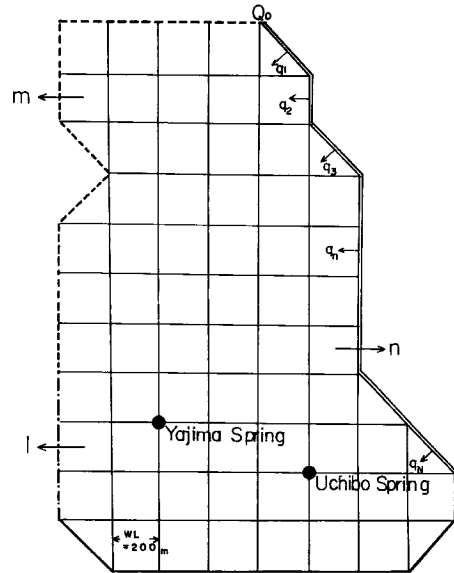


Fig. 4. Computational model of the basin.

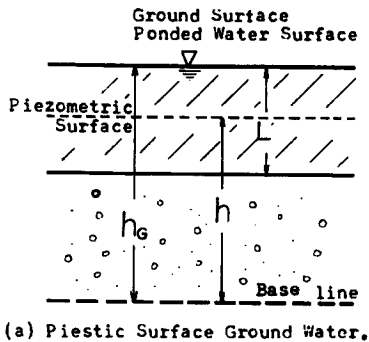
4.3 計算上の内部条件

a) 水田領域からの水補給

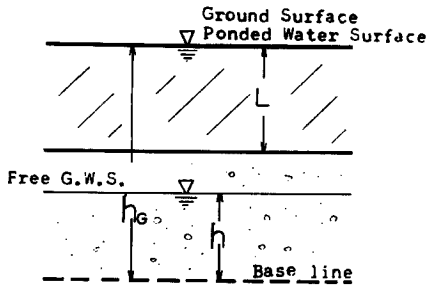
難透水性表層土から地下水帯への水補給量 ϵ は、下向きを正とし、Fig. 5を参照して次式で示される。なおタン水位の影響を無視する。

(i) $h_G - h < L$ の場合 (被圧状態) [Fig. 5(a) 参照]

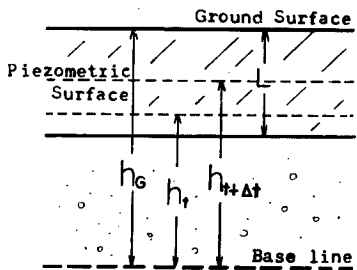
$$\epsilon = K_s \frac{h_G - h}{L} \quad \dots\dots\dots(11)$$



(a) Piezometric Surface Ground Water.



(b) Free Surface Ground Water



(c) Piezometric Surface Ground Water

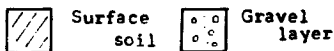


Fig. 5 Schematic diagrams of groundwater table relating to groundwater accretion.

ただし K_s : 表層土の透水係数 L : 表層土の厚さ

h_G, h : それぞれ地表面, 地下水面の規準面からの高さ

(ii) $h_G - h \geq L$ の場合 (不圧状態) [Fig. 5(b) 参照]

$$\epsilon = K_s \quad \dots\dots\dots(12)$$

計算に必要な K_s, L についての資料はないので、土質および減水深調査の結果を参照して $K_s = 1 \times 10^{-5}$ cm/sec, L については一部の調査より $L = 1.5$ m とした。

b) 非タン水域 (畑地, 宅地, 林地) からの水補給

被圧状態では、Fig. 5(c)を参照して、被圧地下水面 h_t が Δt 時間後に $h_{t+\Delta t}$ になるものとする、表層土から地下水帯への供給量は

$$\epsilon = (h_t - h_{t+\Delta t}) \lambda_s$$

ただし λ_s : 表層土の有効間隙率

で与えられるが、これでは(5)式がうまく解けないので、近似的に $t \rightarrow t - \Delta t$, $t + \Delta t \rightarrow t$ とおきかえた式を使う。不圧状態では問題はない。結局 ϵ を次式で求める。

$h_G - h_t < L$ (被圧状態のとき)

$$\epsilon = (h_t - \Delta t - h_t) \lambda_s \quad \dots\dots\dots(13)$$

$h_G - h_t \geq L$ (不圧状態のとき)

$$\epsilon = 0 \quad \dots\dots\dots(14)$$

実際の計算には水田耕土で考えられる値、 $\lambda_s = 0.05$ を仮定し使用した。

c) 揚水量

揚水機地点では揚水量(PU)の効果を考えなければならぬ。(3), (5)式を差分式で近似して数値解法をとるものとして、格子間隔を WL とすると、上層からの補給量として次式で与えられる。

$$\epsilon = - \frac{PU}{(WL)^2} \quad \dots\dots\dots(15)$$

PUの値としてはとりあえず調査で得られた $100 \text{ m}^3/\text{hr}$ を使用する。また実際の計算では日雨量 20 mm/day の雨があれば作動しないと仮定して計算を行なった。

d) 透水層定数

揚水試験の結果 $KH_0 = 2 \text{ cm/sec} \cdot \text{cm}$ を得ているが、

透水層の性質より疑問が多いので、試算により漸次変えてよいものと考え、本計算では最終的に $KH_0=200$ m/hr-m をとった。これは $H_0=10$ m と仮定すると $K=5.6 \times 10^{-1}$ cm/sec となり、透水層の性状よりみて適当な値である。

また有効間隙率 λ および包蔵係数 S については全然資料がないが、一応 $\lambda=0.2$, $S=0.06$ を採用した。むろん、これは今後の検討事項の一つである。

e) 湧 泉

A点における湧泉からの湧出量 Q_{SP} を次式で計算する。

$$Q_{SP} = -KH_0 \left(\frac{\partial h}{\partial x} \Big|_A \times W_y + \frac{\partial h}{\partial y} \Big|_A \times W_x \right) \dots\dots\dots (16)$$

ただし W_x, W_y : それぞれ湧泉の x, y 方向の巾

Q_{SP} が負になったとき、すなわち湧泉の機能を停止したときには、この領域は畑地または水田と同じ機能を有するものとし解析を進める。むろん湧泉の機能が停止した後、地下水位が上昇して湧泉の状態が存在するに必要な地下水位まで回復したときには、湧泉からの流出量を計算する。ただし $Q_{SP} \geq 0$ であるかぎりこの水位は一定である。

4.4 初期条件

(3) または (5) 式を解くに際し初条条件として実測値を与えることができれば良いが、全領域について地下水を測定することは不可能である。そこでである定常条件下で地下水の流れが定常状態になるまで計算を行ない、このときの地下水位を初期値とした。実際の計算には (3) 式と (5) 式を用い $\partial h / \partial t = 0$ とし S. O. R. 法²⁾により解析する。この際境界条件として河川については河床高、下流端では一定の地下水位、その他は (9), (10) 式を用いる。なおこの場合表層土からの定常供給も考慮した。

4.5 計 算

データとして、解析領域内の水田、畑地の区分、湧泉、揚水機場の位置、境界の性質などを数値で表わした領域区分 (これを Numerical map とよぶ)、地表面標高、草野川流量、飯山取水量、降雨量とその他の係数を与え、(3) または (5) 式を、境界条件とその他の諸要素を考慮し、数値的に解析する。Fig. 6 にその計算手順の概略を示す。なおこの計算には京都大学電子計算機 KDC-II を使用した。計算領域は 200m 間隔の格子で区切られている。すなわち 4 ha が一点で代表されている。また時間増分 Δt は 4 時間に取った。計算期間は 5 月 28 日から 9 月 1 日までとした。なお初期値は豊水期、揚水量なし、の状態を考えこれを 5 月 27 日に一致させた。

なお KH_0 の値に揚水試験で得られた値を用いると計算結果はまったく実際現象と一致しなかった。そこで $KH_0=200$ m/hr-m という数値を用いた。

計算は表層土からの供給または表層土への漏水を考慮する場合と考慮しない場合について行なった。これらの場合の湧水量についての計算結果を Fig. 2 に併示した。

4.6 計算結果の考察

計算結果と観測結果とを比較すると、八島湧泉からの湧水量に関してはあまり良い一致をみない。特に観測結果では 6 月中旬から下旬にかけて湧水量が極端に減少しているのに対し、計算結果ではそれほど低下していない。これは用水確保のための揚水量増大の影響のためではないかと考えられる。すなわち、この計算で用いたような単純な揚水量の決め方では説明しえない現象と考えられる。これと同じことが降雨後の揚水機操作の推定についても言える。すなわち、この計算ではある一定値以上の降雨があった日に揚水機の運転は止め、次の日に降雨がなければ運転するものとした。しかし、その降雨が大ききときは、数日間用水は十分確保されていて揚水の必要は生じないであろう。こうしたところに実際と計算との差があるように思われる。この地域の湧泉からの湧水量を理論的に説明するには、揚水機の運転状況を詳細に調査し、その結果を計算に反映させなければならないようである。

これに対し内保についてはかなりの一致がみとめられる。内保は草野川に近く揚水機の分布も少なく、人

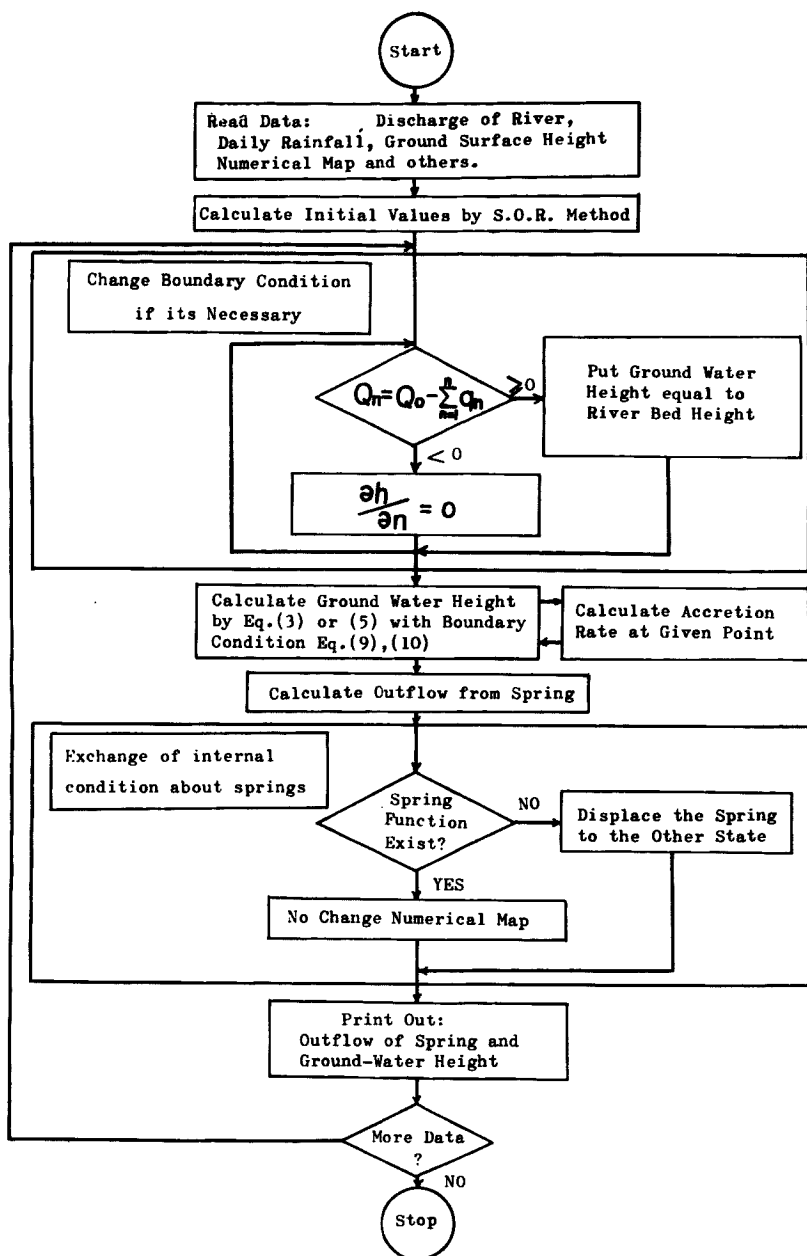


Fig. 6 Flow chart.

為的操作の影響があまり現われないことが好結果をもたらしたものと考えられる。

なお表層土からの水供給を考慮した場合と無視した場合の湧水量の差は、八島湧水で約 25 l/sec, 内保湧水では約 3 l/sec となっている。

この計算において、現地試験によって決められるべき透水層の厚さ H_0 と透水係数 K を試算によって推定せざるを得なかったため、モデルの妥当性を強く主張できない難がある。また計算に用いる係数、計算期間等の制約から格子点間隔 200 m としたが、これでは一交点が 4 ha を代表することになり、土地被覆の精度、境界の近似度などに多少問題が残っている。

5. 結 び

本報告では、草野川右岸扇状地に存在する湧泉からの湧水量の挙動について理論的考察を加えた結果について述べた。この研究では、十分調査できない揚水という人為的な要素が大きく作用しているため、すべてについて必ずしも好結果が得られたとは言えないが、人為的条件の少ない内保湧水については良好な simulation ができているように思われる。

ただ研究の過程において、透水層の諸定数など試算的に推定せざるを得なかったものもあり問題を残しているが、これは本質的に高価な調査を必要とする問題であるだけに、特定の事業目的を持たない大学独自の研究ではまず解決の不可能な問題である。ただ今後できうる限りの調査を続け、問題の究明に努力するつもりである。

なおこれらの調査段階において滋賀県長浜県事務所土地改良課広瀬課長、前田技師その他の協力を得たことを記し謝意を表したい。また本研究には昭和43年度特定研究費の一部を使用した。

参 考 文 献

- 1) 大橋行三, 岡太郎, 角屋睦, 豊国永次, 福島辰: 田川流域の地下水概況—田川流域の地下水に関する研究(1)—京都大学防災研究所年報第12号, 昭44.
- 2) 山内, 森口, 一松: 電子計算機のための数値計算法, 培風館, pp.163—172.
- 3) 土質工学会: 土質試験法, 昭. 39. pp.212—213.