2. 調査・解析手法の高度化・体系化

2.1 立坑トンネル(SHAFT)の地下水制御のための情報化施工簡易システム (SWING-SHAFT)の構築

2.1.1 はじめに

立坑掘削で最も注意を要するのは，地下水の制御である。一般的な水平方向のトンネルの排水は，自然流下も含め制御するのがそれ程難しくはない。しかし，立坑では人工的な排水以外手だてはなく，ポンプがなければ水没してしまうので，地下水の制御が重要となる[1)]。

昨年度は，水循環系を考慮した水平方向トンネルの水理情報システム簡易版として地下水情報化施工の一部，SWING 法を開発した。SWING 法（System for Water INformation of Ground）は，簡便に掘削実績を組み入れることが可能であり。掘削実績を基に周辺の水環境問題や経済的かつ効果的な施工に有益な地下水評価が可能であり，最新データを迅速に将来予測に用いて施工に反映させ，施工面，周辺環境面を考慮したきめ細かい評価が可能である[2),3),4)]。

立坑用の SWING 法として，SWING-SHAFT を開発した。骨子は，SWING と同じで立坑掘削時の，水循環系を考慮した工事の進捗に応じた地下水挙動評価とその検証実績を同時に行うものであり，施工実績に合致した最終的な影響評価を検証できる利点がある。

今年度は，日本原子力研究開発機構の瑞浪超深地層研究所の立坑掘削情報を基に，今回開発した SWING-SHAFT にどの程度の適用性があるかを検討した。

2.1.2 SWING-SHAFT 法（シリンダー）の構築

トンネル工事に関する地下水問題は，施工面では大量湧水に伴う切羽崩落防止 やトンネル排水の処理 および安全施工するための地下水対策工の必要性が課題である[5),6)]。また，周辺環境面では地下水排水に伴う周辺水環境への損傷，既設水源に及ぼす地下水低下影響が挙げられ，これらの自然環境保全はトンネル工事に関わる重要課題である。立坑の場合，坑口からのポンプによる汲み上げ以外に排水の手段が無く，また下向き方向に掘削が進むため地下水が集積しやすい。従って，周辺への影響を考えると，水循環や水収支を考慮する必要性が高く，最重要課題である。

ここではこうした背景を鑑み，トンネル周辺の水環境保全やトンネル工事の地下水問題について水循環系を踏まえて，立坑において簡易に予測精度を有する評価法（SWING-SHAFT 法と呼ぶ）を，SWING 法に加えて開発した。

SWING 法の有利な点を改めてここに示すと，

① 従来の水文学的方法では，施工後の恒常湧水量や渇水影響範囲の予測は可能であるが，工事中の施工実績による修正が困難であり，渇水対策水量等の水量的な評価ができない[7),8),9)]。これを補う予測評価法であること，かつ工事実績が迅速にフィードバックできる解析法であること。

② 水循環系の要素であるトンネル湧水や表流水などの水量的な評価が可能なシステムであること。従来の地下水解析は工事実績や水量的な評価が精度を持って可能であるが，地盤モデルが複雑になることやパラメータ自体が煩雑となり，随時工事に適合させて予測評価を行うためにはある程度の解析期間が必要になる[10),11)]。これを補って迅速，かつ数量的な評価が可能な解析方法であること。

③ 可能な限り工事実績を基にした精度のあるトンネル湧水予測および渇水予測評価する必要性が高く，この評価結果を基に工事中においても周辺水環境への具体的な保全対応を行うことが可能な解析方法であること。

これらの利点は，SWING-SHAFT 法にも当てはまる。

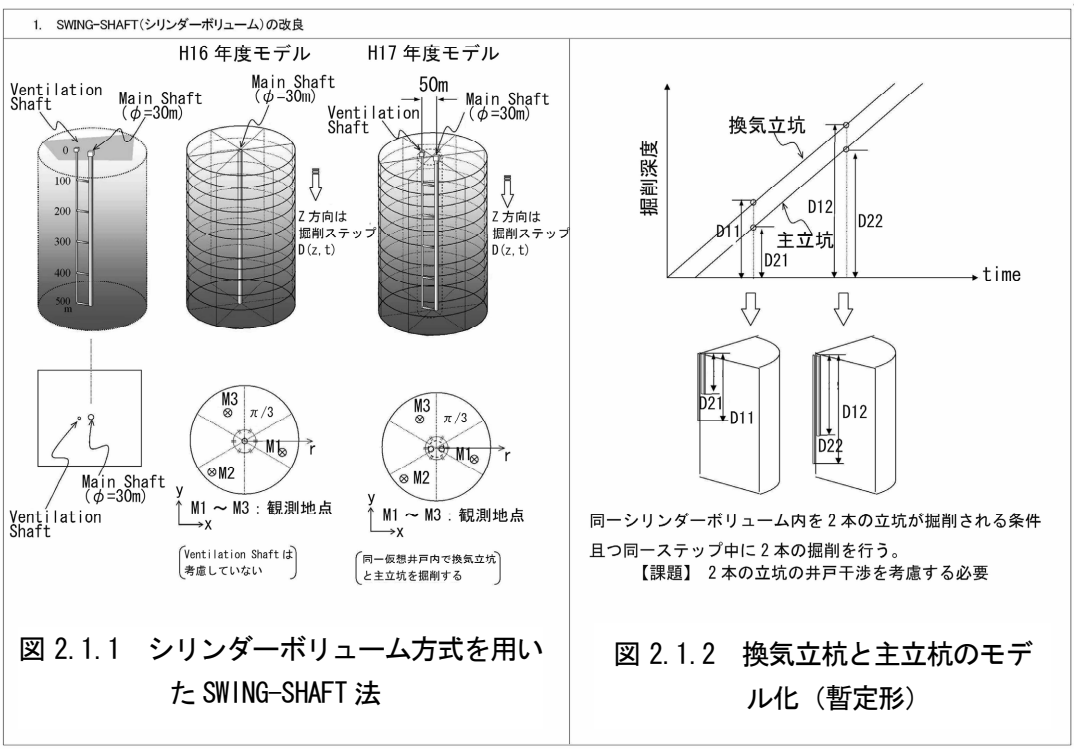


図 2.1.1 シリンダーボリューム方式を用いた SWING-SHAFT 法

図 2.1.2 換気立杭と主立杭のモデル化（暫定形）

SWING-SHAFT 法の基本的な考え方を以下に述べる。

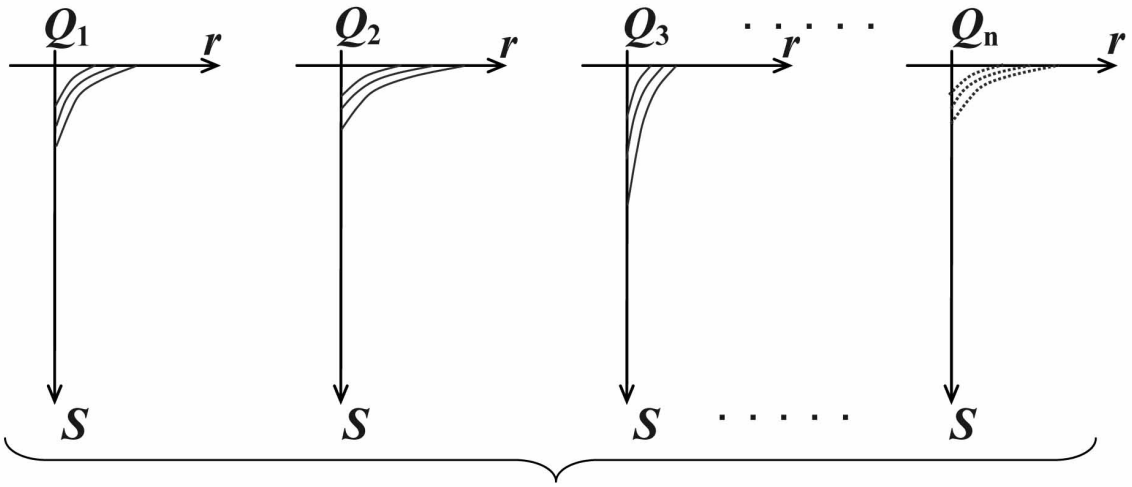
解析の対象となる領域を細分して，それぞれの透水特性を割り振り解析を行うが，まず図 2.1.1 に示すように幾つかのシリンダーボリューム（n 等分に分割された領域）に分割する。分割数は，計算精度や対象領域でのデータの量によって随時変更することが出来る。シリンダーボリュームの中心に水を汲み上げるための井戸を配置し，非定常井戸理論を適用して，地下水位置や揚水量を計算する。図 2.1.2 のように，立坑が 2 本ある場合は，重ね合わせの原理を用い，時間差を設けて，同じ位置で井戸からの汲み上げが行われているように設定する。2 つの井戸の位置が現実に相当離れている場合は，2 つの井戸の干渉を考慮した異なる式を使わなくてはならないが，今回は今後の課題として残しておく。

シリンダーボリューム毎に非定常井戸理論を以下のとおり適用すると，掘削時に発生する ΣQ は，

$$\sum Q = Q_1 + Q_2 + \cdots\cdots + Q_{n-1} + Q_n \tag{2.1.1}$$

理論式から得られた Q を各シリンダーボリュームの総和と仮定する。ただし，

$$\begin{cases} Q_n(z,t) = \dfrac{4\pi K_n (H_n - h_n)}{ln\dfrac{2.25T_n t}{r^2 S_n}} \\ S_n(r,t) = \dfrac{Q_n}{2\pi T_n} ln\left(\dfrac{R_n}{r}\right) \\ R_n(r,t) = \sqrt{\dfrac{2.25T_n}{S_n}} \cdot \sqrt{t} \end{cases} \tag{2.1.2}$$



(2.1.3)

これらの式を用いて，各シリンダーボリュームごとにQ（湧水量）とr ：地下水位（水頭）を求める。

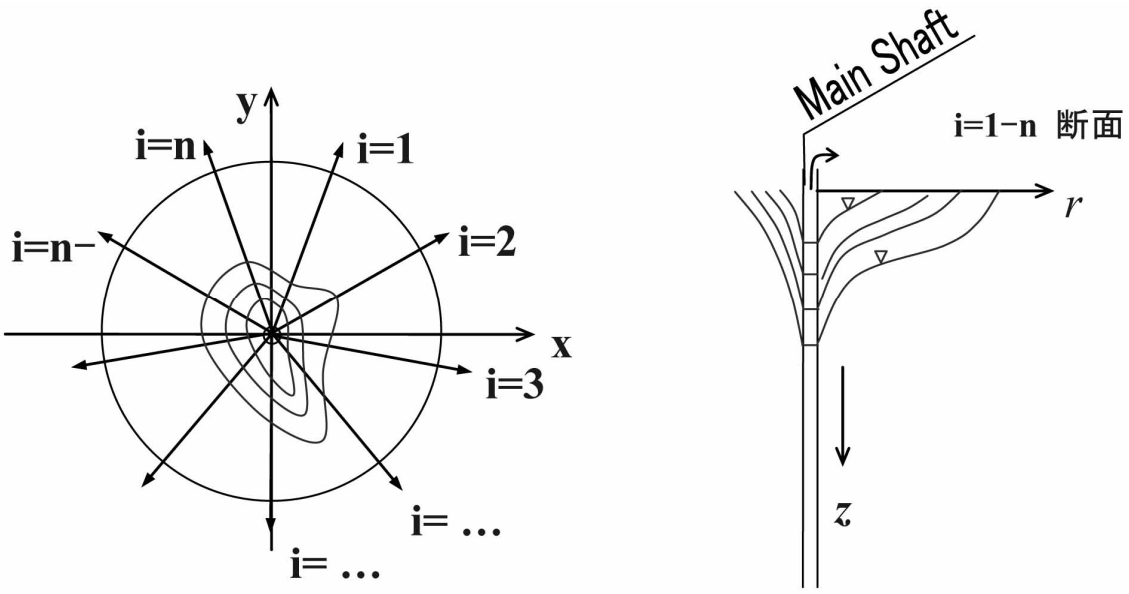


図 2.1.3　シリンダー内の水位低下を合わせコンターとして表示

各シリンダーでは，水理特性の違いにより，水位低下が異なる。それを表現したのが，上の図 2.1.3 である。上記に説明した方法を用いて以下に示す手順で，日本原子力研究開発機構の瑞浪超深地層研究所の立坑掘削に伴う地下水の挙動解析を実施した。

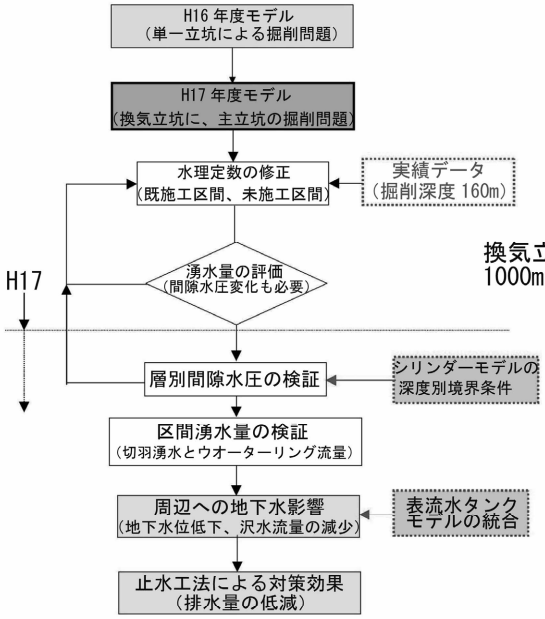


図 2.1.4　平成 17 年度の検討フロー

実施したケースは下表の 2 ケースである。

ケース名	適用した水理定数（透水係数）
CASE-①	既往ボーリング孔の試験結果（試験結果の中央値を採用）
CASE-②	既施工区間の実績湧水量による修正（中央値の 3 倍）

換気立坑と主立坑の掘削進捗は、既施工区間は実績、1000m までの未施工区間は、下図に示す進捗としている。

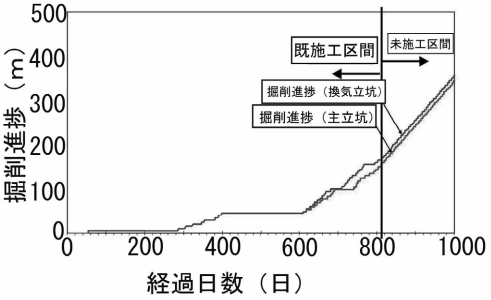


図 2.1.5　SWING-SHAFT における立坑掘削工程

2.1.3　瑞浪超深地層研究所における解析

日本原子力研究開発機構　瑞浪超深地層研究所ならびに立坑の位置と周辺観測井戸の配置関係を図 2.1.6 に示す。

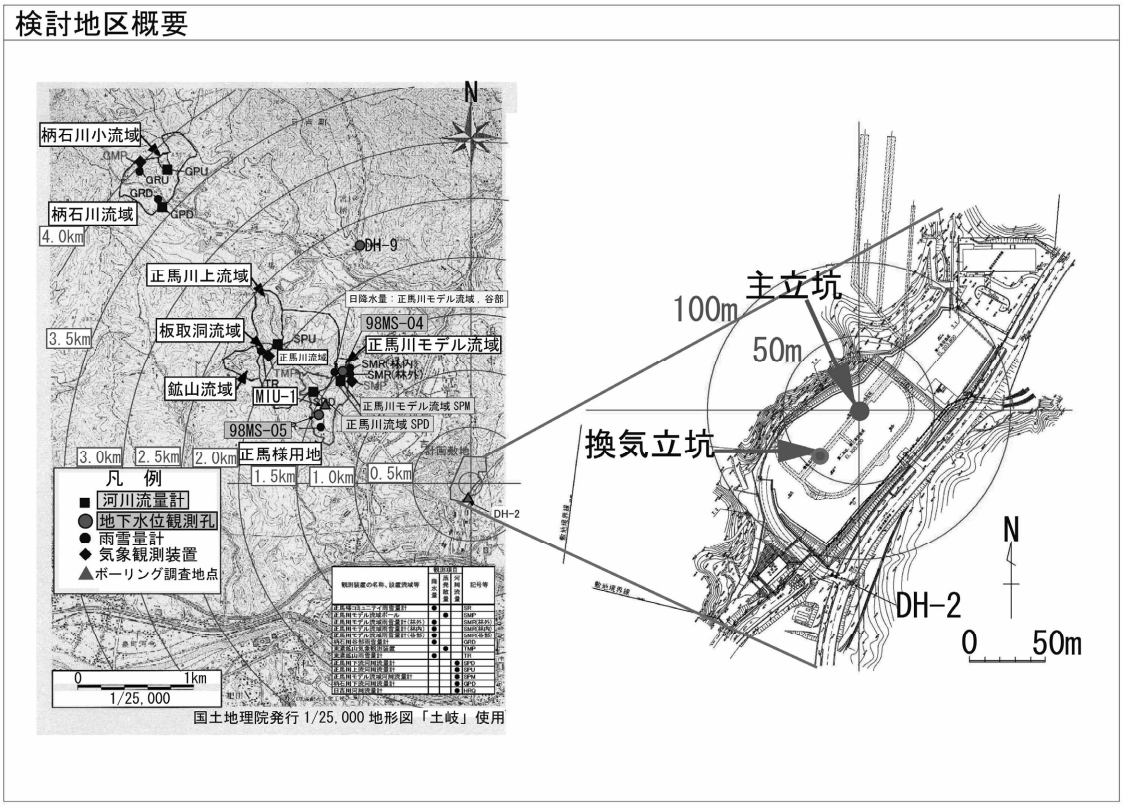


図 2.1.6　瑞浪超深地層研究所周辺の概要

この立坑周辺には,多くの計器が設置されており,掘削に伴う様々な影響が日々観測されている。本解析では，出来るだけ多くの原位置情報を解析に組み込み，SWING-SHAFT 法の適用性を検討する。

瑞浪超深地層研究所の立坑では,平成 17 年後半に排水ストップを余儀なくされ,水位が回復する状況になっていた。そこで，解析に用いる水理定数を決定するにあたって以下のことを考察した。

・揚水停止に伴う水位回復
擬似大口径井戸による揚水量の減少量と水位回復から各観測孔において,井戸公式による透水係数と貯留係数を求める。

・SWING-SHAFT による再現
立坑水位変動をパラメータとして，揚水停止に伴う水理挙動の再現（ただし，水位回復行程および主立坑と換気立坑の中間部の断層分布に伴う改良が必要）

・上記，評価結果を基に，水理物性値の見直し
原位置試験結果（SWING-SHAFT）と揚水試験結果の整合

こうした考察の結果，求めた水理定数は次の図 2.1.7 に示す。

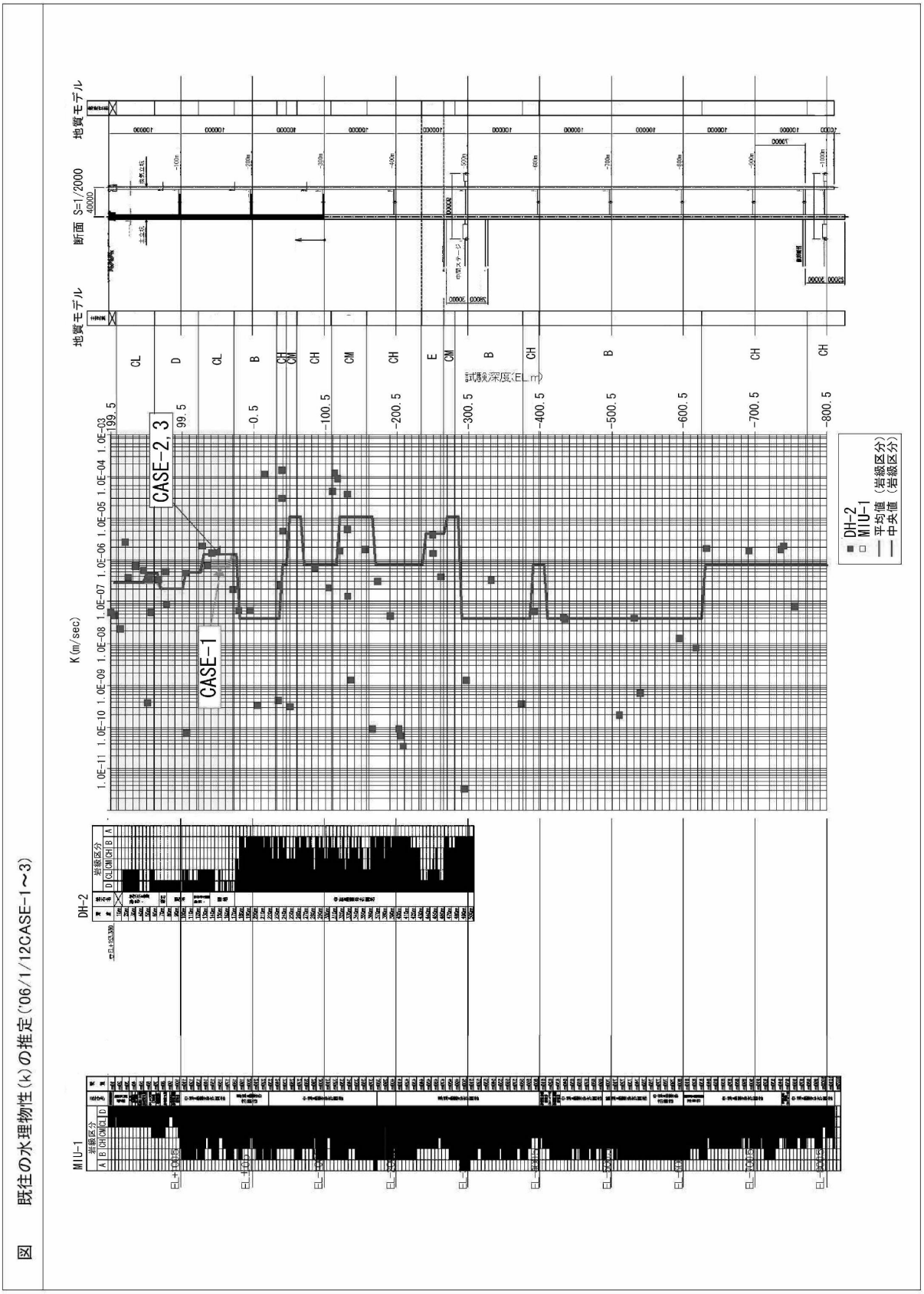


図 2.1.7　水理物性の設定 (Case-1　Case-2　Case-3)

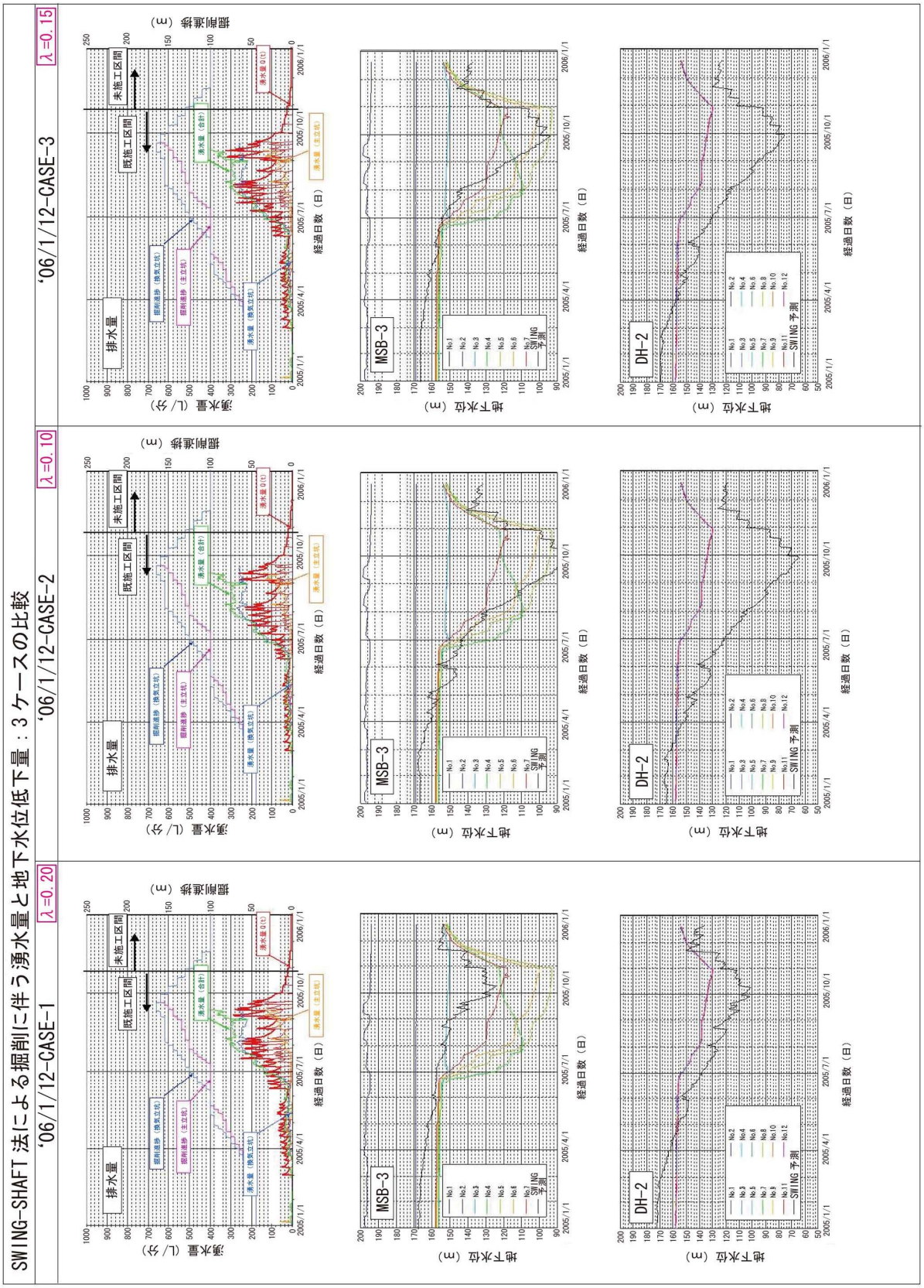


図 2.1.8　掘削に伴う湧水量と地下水位低下量：3 ケースの比較

Case-1 は，当該部分で計測された透水係数の中央値を用い，体積含水比を 0.2 として計算した結果，Case-2 と Case-3 は，透水係数の中央値を 1.3 倍し，体積含水比をそれぞれ 0.1，と 0.15 に設定した結果である。

図 2.1.8 は掘削に伴う湧水量と地下水位低下量を 3 ケースについて比較したものである。比較は，立坑の湧水量および MSB-3 号孔と DH-2 号孔の観測井戸水位で行った。立坑の湧水量は，3 つのケースではほとんど差はないが，MSB-3 号孔と DH-2 号孔の観測井戸水位は相当異なる。MSB-3 号孔で比べると，ケース 1 は解析値が小さすぎるし，ケース 2 は水位低下量が大きすぎる。一方，DH-2 号孔ではケース 1 が，最も水位低下量をよく表現している。ケース 2，3 ではパラメータを修正したにもかかわらず，実測値との乖離が大きくなっており，さらなる検討が必要である。

立坑の湧水量は，換気立坑の方が主立坑よりもはるかに多い。これは地質条件が異なるためと推測され，近傍に存在すると考えられる断層など，地質データの見直しが必要と考えられる。湧水量は，ポンプアップを中止した後，減少はしているが，ある程度の量は継続しており，このまま続く可能性が高い。

水理学的には，ポンプアップ中止に伴う立坑内の水位上昇（回復）と周辺観測井戸の水位回復が興味深い。地盤の水理定数を求めるために井戸の揚水および水位回復試験がおこなわれるが，今回はこの立坑による大型の水位回復試験と考えることが出来る。原時点では，パラメータの同定は行われていないが，今後検討を行う予定である。

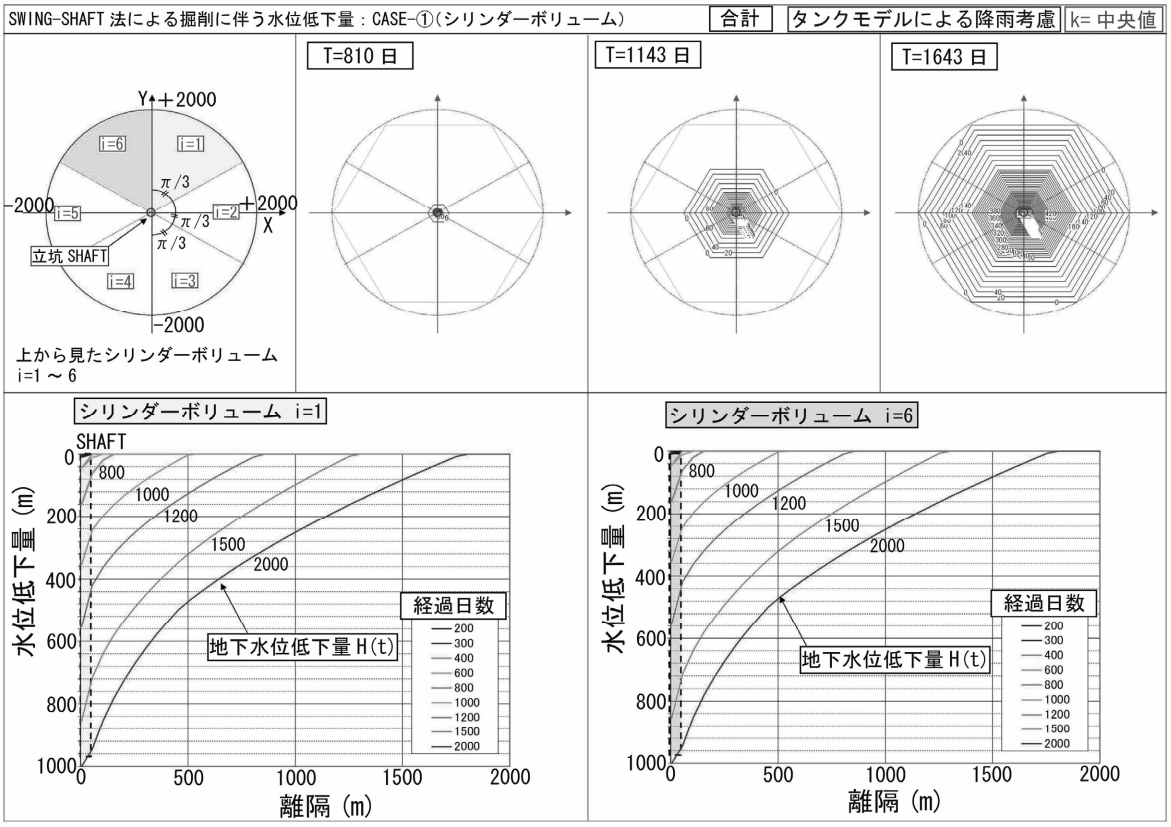


図 2.1.9　解析による立坑周辺の地下水位低下状況

立坑周辺の水位低下を図 2.1.9 に示す。簡単のために，6 分割をしているが，分割数を増加させることは容易である。今後，掘削が進行した場合，地下水位低下がどの程度進むかを示したの

が，図 2.1.10 である。深度 160m程度まで掘り進んだときには，立坑周辺に少しだけ水位低下のコンターが見えるが，500mまで下がると周辺での地下水位の変動は激しくなる。

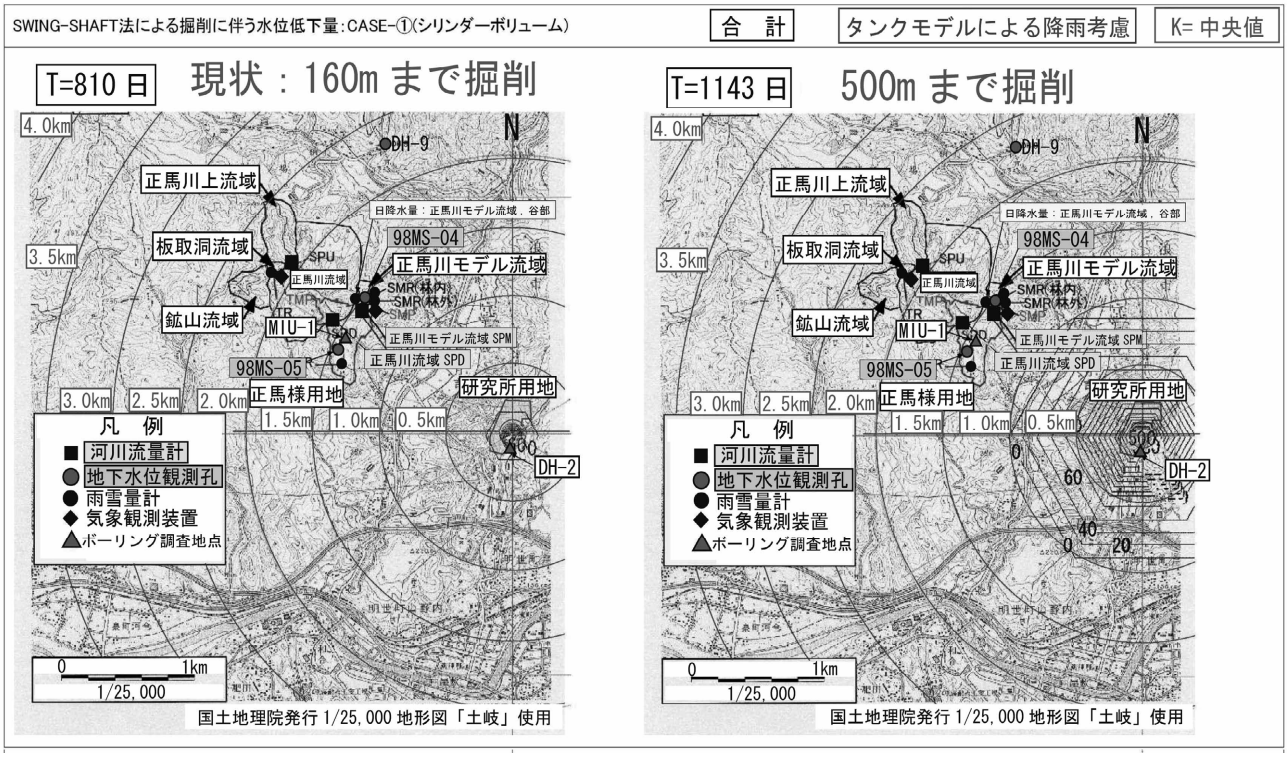


図 2.1.10　掘削による周辺地山での地下水低下コンター

図 2.1.6 に示すように，観測井は MSB-3，DH-2 以外にも MSB-1，MIZ-1 がある。立坑からの距離，立坑との位置関係がこれらの観測井のデータから検討できる。SWING-SHAFT 法に用いるシリンダーの配置や深度方向の水理定数が十分吟味されていないため最終の結論は出せないが，図 2.1.8 をはじめ，幾つかの解析を実行した範囲では，Case-3 が最も適切と思われる（図 2.1.11，図 2.1.12）。最後に，瑞浪超深地層研究所の立坑における湧水を減少させるために計画されている止水グラウチングの解析モデルについて述べる。

過去の止水モデルの中で最も有名なものは，青函トンネル方式[12]である。その例では，坑壁から全面にわたって前方方向にグラウチングが行われ円錐状に低透水領域が形成された。今回は，壁面近傍に薄い自然地盤を残し，内部にドーナッツ状の止水域を形成しようとするもので，青函トンネル方式[12]とは異なる。提案するモデルは，湧水量の抑制モデルと言われるもので，湧水量の計算過程に抑制効果を考慮する。このモデルは簡易な適用ですむ利点があるが，改良幅や改良値の解釈に難があるため，さらなる考察が必要である。また，図 2.1.13 に示すように，水理定数を環状に低下させ，効果を表現することも可能であるが，適切な定数の設定，入力の困難さなどが問題点として残る。

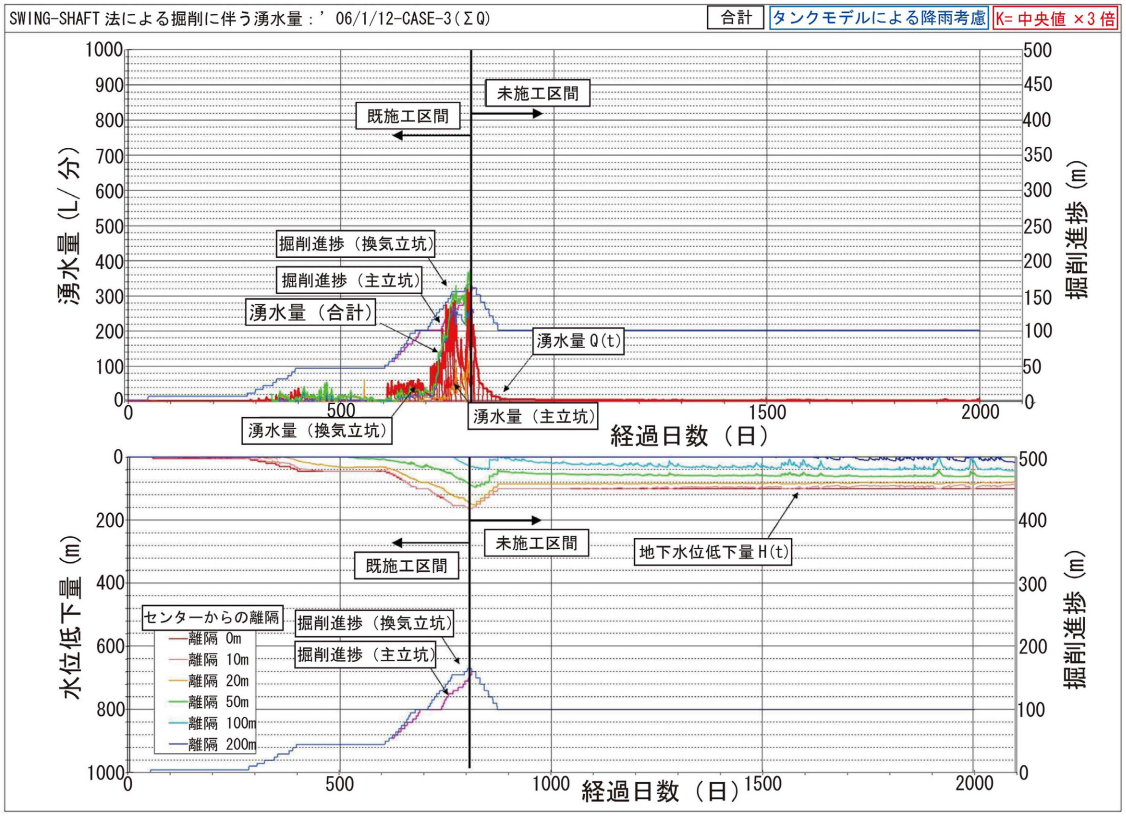


図 2.1.11　掘削に伴う湧水（Case-3）

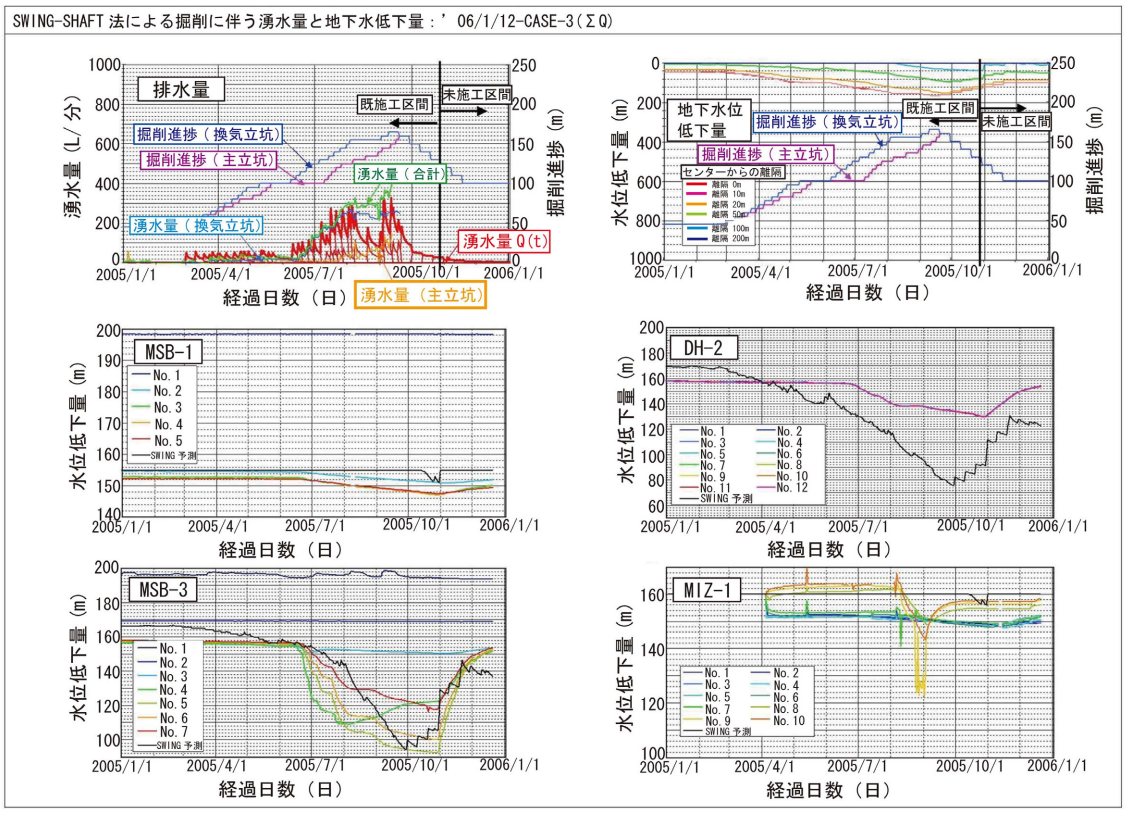


図 2.1.12　掘削に伴う湧水量と地下水位低下量（Case-3）

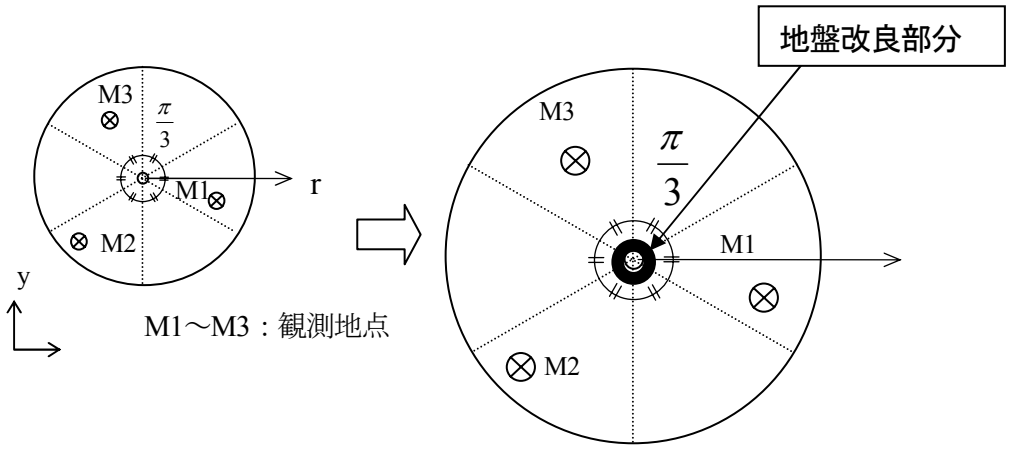


図 2.1.13　地盤改良止水モデル

2.1.4　まとめ

SWING 法による地下水情報化施工として，水平トンネルについては地下水の環境系を考慮した工事の進捗に応じた地下水挙動評価と施工実績に合致した最終的な影響評価を検証しており，また新しく幾つかの場所での適用が進められている。しかし，立坑については事例が全くなく，今回の瑞浪超深地層研究所の例が最初である。立坑は，通常の水平トンネルに比べ，地表での調査方法やデータの取得方法がかなり異なる。こうした状況を踏まえて，今後の SWING-SHAFT 法の構築に当たる予定である。

前述のように，SWING 法ならびに SWING-SHAFT 法は共に簡易計算法である。したがって，実測データと比較することはもちろんのこと，浸透流解析や修正タンクモデルなどの地下水解析と比較検討することが望ましい。

SWING-SHAFT 法は，施工面，周辺環境面を考慮したきめ細かい評価が可能な解析法であるが，それなりに解析上の課題が存在するのでそれらを以下に示す。

- 地盤モデルの作成が容易である反面，シリンダーモデルの自由度が制限され，複雑な地盤モデルの作成が難しくなる。
- 地盤内の地下水流動は，飽和域のみの解析であり，不飽和域は評価していない。降雨浸透や多層帯水層構造の解析を行うためには，複雑な地層情報が必要であり，入力に手間がかかる。
- 厳密な 3 次元浸透流理論ではないことから，地盤内部における流動メカニズムは評価できない。

これらの注意点を考慮すれば，SWING-SHAFT 法は簡易解析手法として有用であり，今後の検証とさらなる解析事例の蓄積が必要となる。

2.1.5　参考文献

1）樗木　武：トンネル湧水に関する基礎研究，九州大学工学部，一般研究 255191，p. 171，1979
2）松井　保，磯崎弘治，早坂　毅，安田　亨：箕面トンネルにおける地下水情報化施工（SWING 法）の開発，土木学会第 58 回年次学術講演会講演集，pp. 31-32，2003
3）大西有三，大津宏康，高橋健二，安田　亨：山岳トンネルにおける地下水情報化施工の提案，

土木学会第59回年次学術講演会講演集, pp.785-786, 2004
4) Ohnishi, Y., Ohtsu, H., Takahashi, K. and Yasuda, T. : Observational Method for Tunnel Construction Considering Environmental Impact to Groundwater Using the SWING Method, Proc. of ISRM International Symposium 2006, 4th Asian Rock Mechanics Symposium, CD-ROM, 2006
5) 粕谷逸男：水底トンネル, 鹿島研究所出版会, 1965
6) 粕谷逸男：海底トンネルの諸問題, 土木学会誌, 1968
7) Sugawara, M., Watanabe, I. : Tank model with snow component, Notes, N. R. C No-65, pp.293-298, 1984
8) 石井政次, 大島洋志, 永橋健三：Geology and Hydrology of Rokko Tunnel in New Sanyo Trunk Line, Quarterly Report of Railway Technical Research Institute Vol. 8, No.4, pp.188-194, 1967
9) 高橋彦治：トンネル湧水に関する応用地質学的研究, 鉄道技術研究報告, No.279, p.103, 1962
10) 西垣　誠, 矢野耕一郎：トンネル掘削時の地下水予測法に関する研究, 地盤環境に関するシンポジウム, pp.39-58, 1997
11) 佐藤邦明：山岳トンネル地下水のモデル化とシミュレーション手法の応用, 応用地質, 第23巻No.3, pp.50-56, 1983
12) 福島啓一：わかりやすいトンネルの力学, トンネルと地下, 第24巻No.3, pp.65-79, 1993

(京都大学　大西有三)

2.2 表層水理現象の ANN, GA を用いた評価技術の体系化

2.2.1 はじめに

表層水理現象に関しては，日本原子力研究開発機構　正馬様用地内　正馬様観測流域（図 2.3.2 参照）を中心に膨大なデータが取得されている。例えば，

① 気象データ
② 流出データ
③ 地下水分変化データ

などである。表層水理は地下建設工事に伴って生ずる可能性のある「直接的に目に見える」環境影響であり，その重要性から，地層処分場建設においても必ず計測される項目と考えられる。その計測の上に立って，もし環境影響，例えば地下水位低下や地表部の地下水分低下あるいは植生に対する影響が生じたならば速やかに対策を講ずる必要がある。しかしながら，膨大なデータを監視・解析しつつ環境影響評価を的確に行うシステムが確立しているとは言いがたい。筆者は，従来から ANN(Artificial Neural Networks)等の手法を用いて，主に河川流出量の変化から環境影響評価を行う研究を行ってきたが，検討しておくべき多くの課題があった。本年度はこれらの課題について検討を加え，とくに表層水理や地下水変動について問題点を明らかにしたものである。

2.2.2 環境影響評価の考え方と問題点

本研究で開発している環境評価システムの概念を図 2.2.1 に示す。河川流出などの表層水理現象や地下水位変動の実測値と予測値を比較しながら，変化を監視していく。例えば河川流量であれば，他地点のデータや気象観測データを用いて図 2.2.2 に模式的に示すように予測を行うことになる。

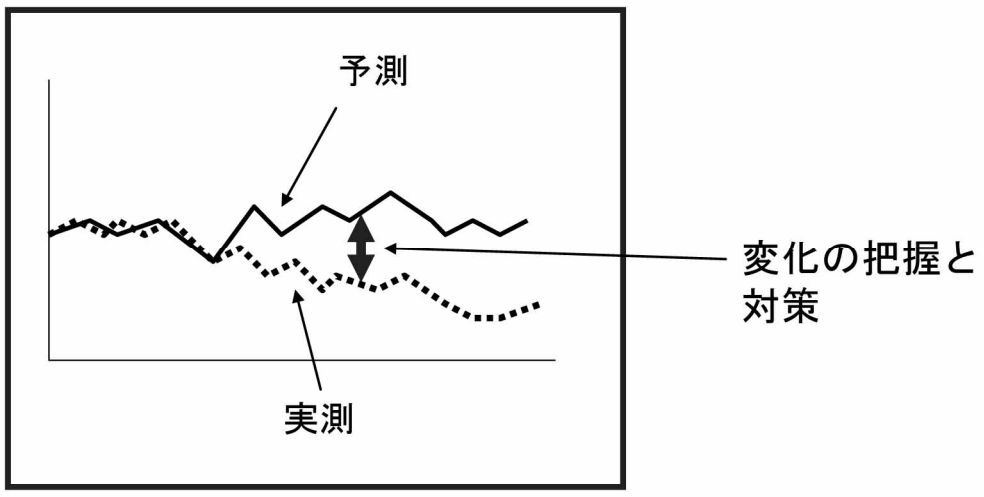


図 2.2.1　環境影響評価システムの基礎的考え

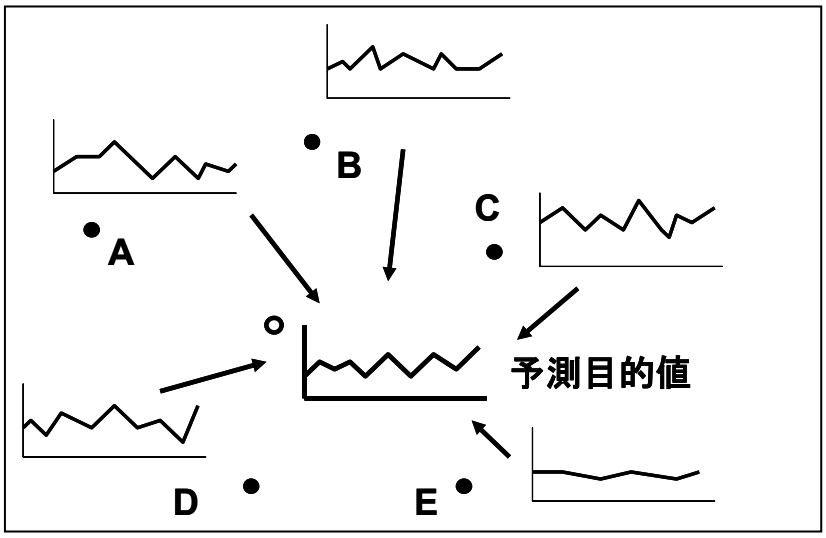


図 2.2.2　予測方法（他地点のデータや他のデータの組み合わせで予測）

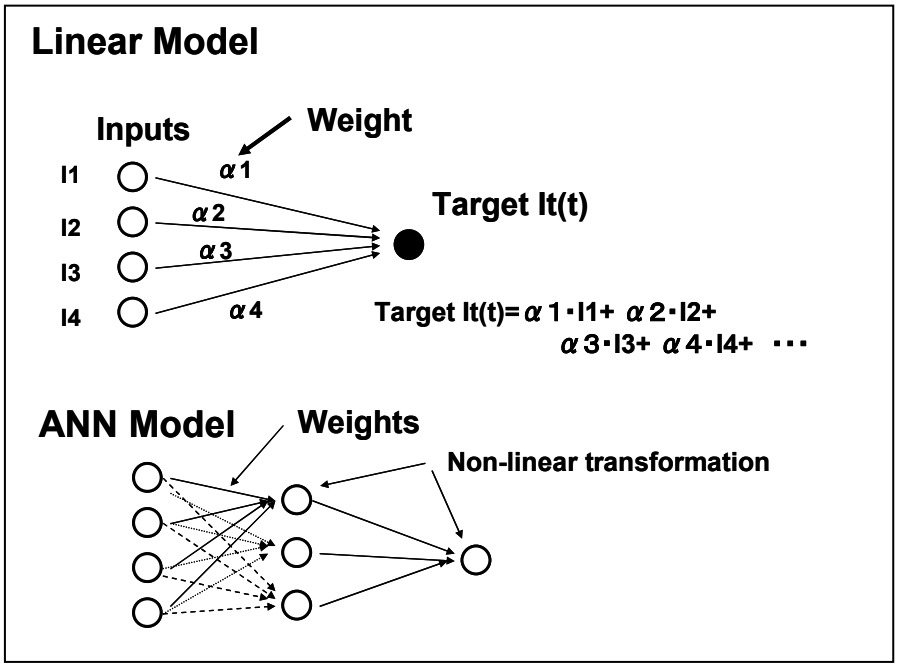


図 2.2.3　予測モデル（線形モデルと非線形の ANN モデル）

予測に用いるモデルとしては，図 2.2.3 に示すように線形モデルや非線形の ANN モデルなどがある。いづれにしても，モデルに内在するパラメーター決定が重要となる。パラメーターの決定では，学習期間を設定し，その期間の実測値を良く再現しうるように決定する。

従来の問題点としては下記に示すようなものがあった。これらの問題に対して，今年度は以下のような研究を行った。

(1) 解析方法そのものの改良

ANN を用いる場合，通常 Back Propagation 法を用いるが，必ずしも収束が良くなく，得られた

パラメーターが最良とは言いがたい。

－GA(Genetic Algorithm)を組み合わせたパラメーター同定手法の開発

(2) 解析の物理的意味と予測精度の検討

ANN やGA による解析結果の持つ物理的意味が必ずしも明確ではないことから、

－データの平均期間を変えた解析

－人工降雨実験の解析

－GA による，埼玉県を対象とした広域地下水変動解析

について本文中で報告する。

2.2.3 解析方法の改良

今回用いた方法の概念図を図 2.2.4 に示す。骨子は,ANN に含まれる多くのパラメーターを Back Propagation 法ではなく，GA を用いて推定するものである。図では簡単のため，入力，隠れ層とも 2 節点という場合を示している。GA では，各重み係数を乱数で与えてそれらを並べた「遺伝子」を作り，実際に ANN で計算して，出力値に合致する遺伝子を求めてゆく。この方法によれば，Back Propagation 法の持つ収束性の悪さが解消できる。

図2.2.5に日本原子力研究開発機構　正馬様用地の流出解析の対象とした流域を示す。図2.2.6, 図 2.2.7 に，Back Propagation 法と GA との統合法で流出イベントを解析した結果を示す。解析では，大きな流出を示す夏季について，流出イベントを取り出して行った。学習および予測期間の結果を示しているこれらの図からは，2 つの方法ともかなり良く流出イベントを再現しており，どちらが良いとは言えない。そのため，まず夏季の流出イベントから大きなもののみを選び，実測値と解析値の差の取り違いを見た結果を図 2.3.5 に示す。

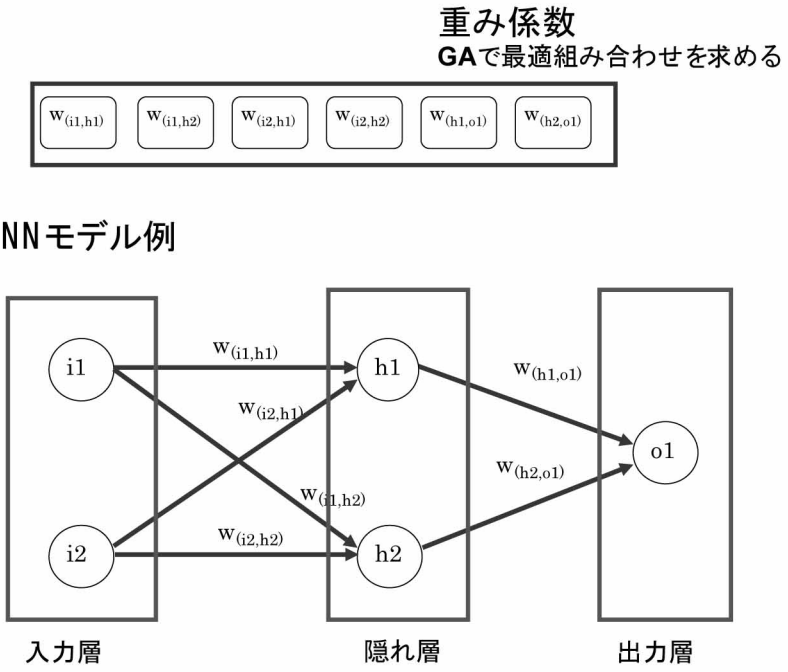


図 2.2.4 GA と ANN の統合モデル

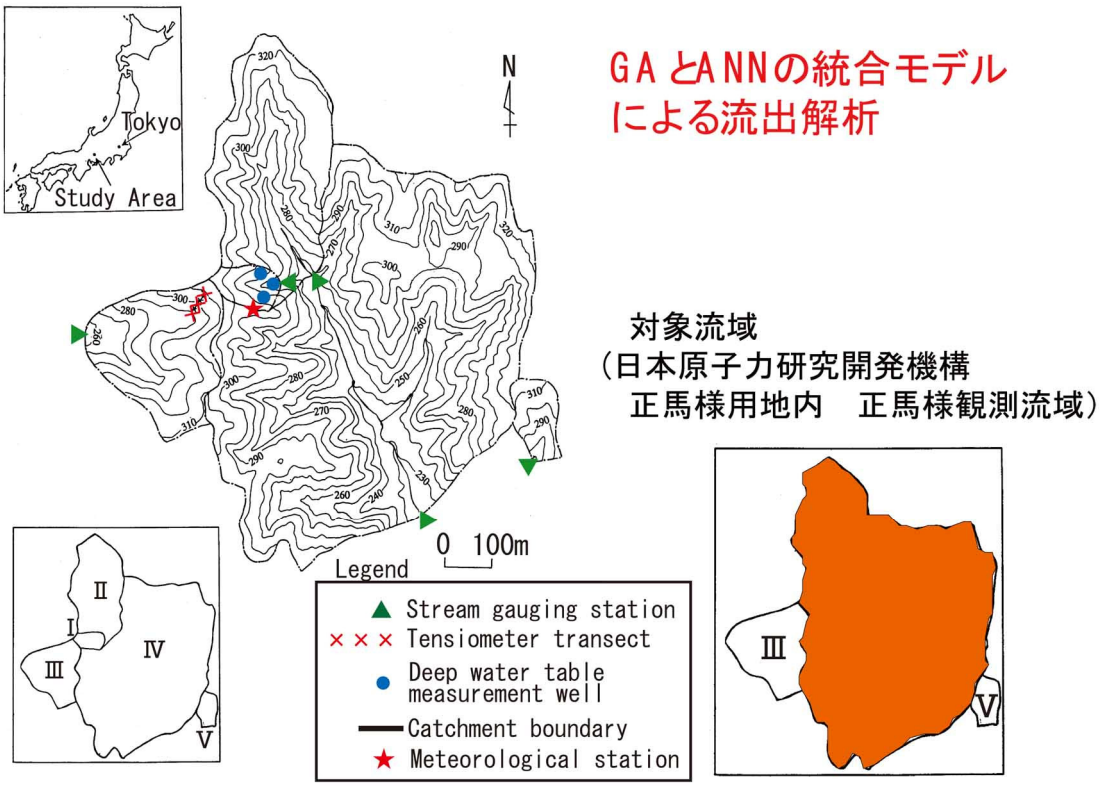


図 2.2.5　解析対象流域

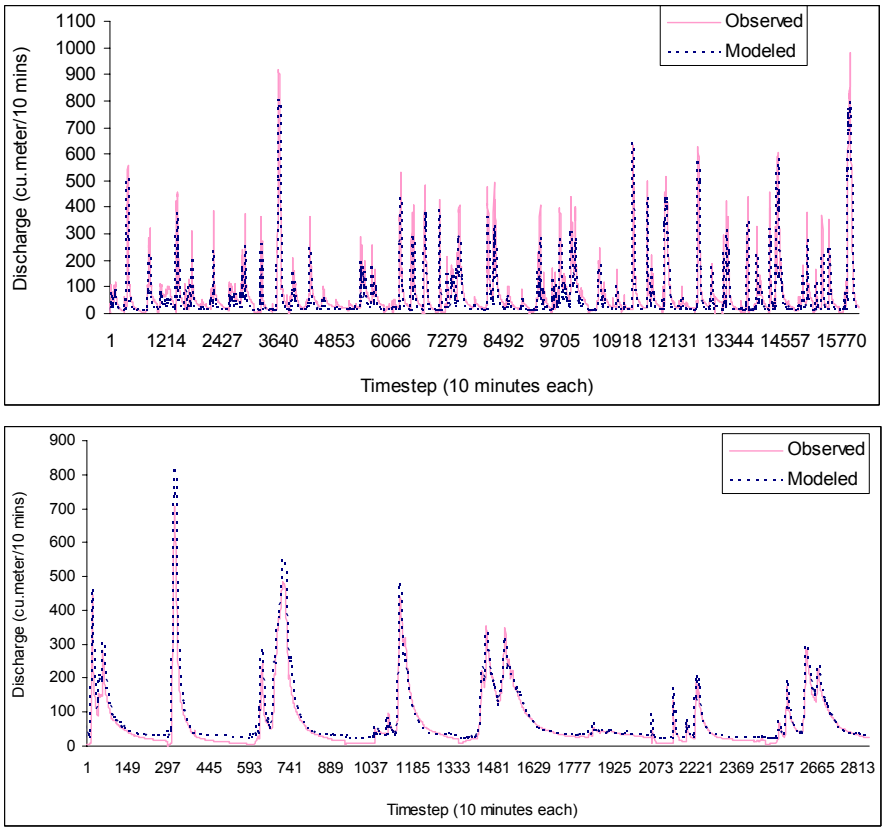


図 2.2.6　Back　Propagation 法による推定（学習期間（上図）と予測期間）

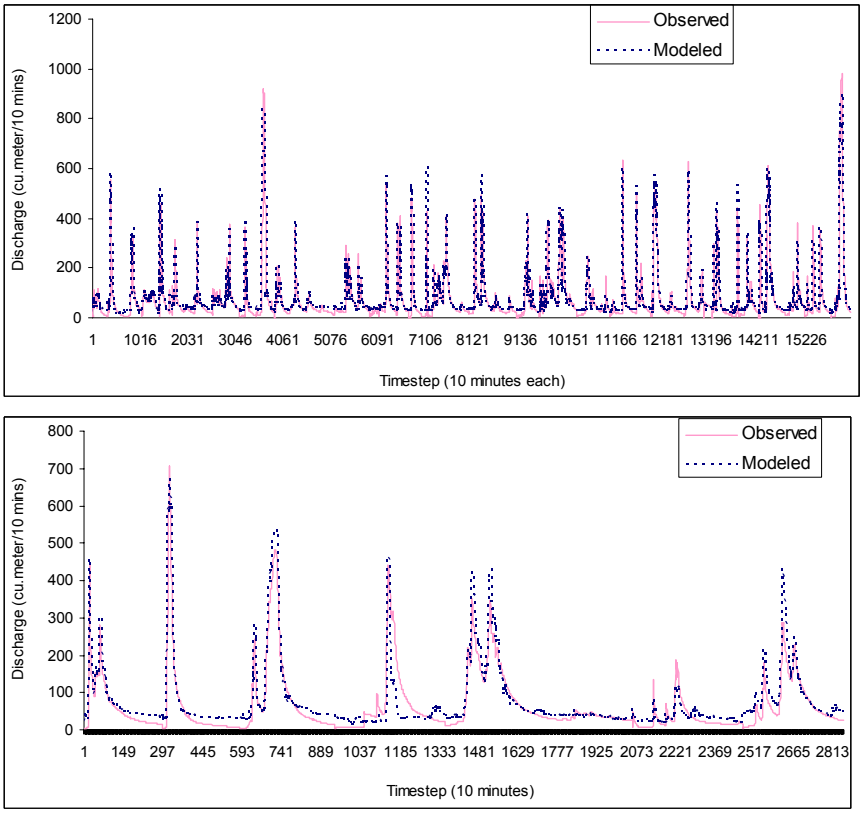


図 2.2.7　GA と ANN の統合モデルによる流出解析

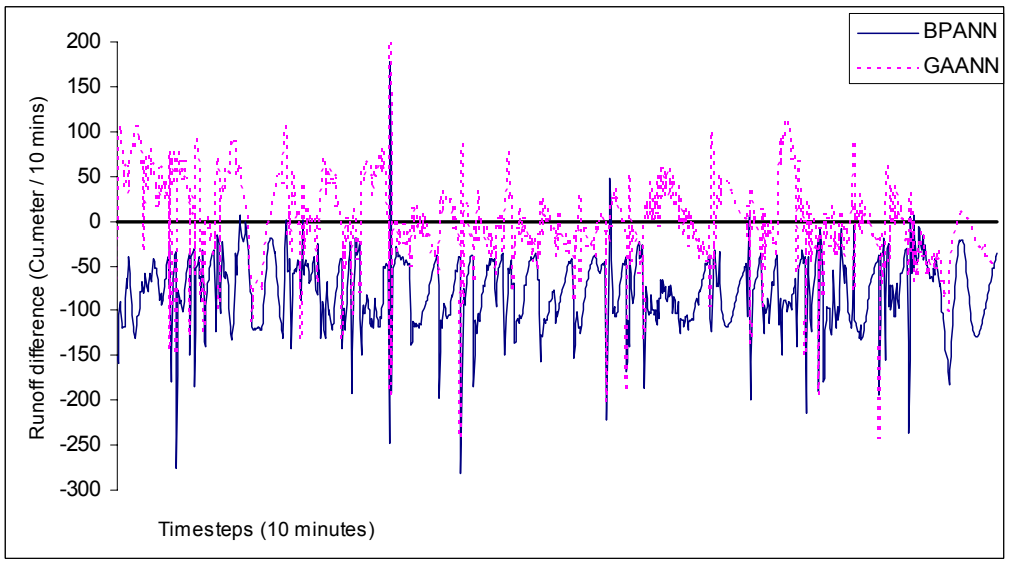


図 2.2.8　夏季の大きな流出イベントの解析値（学習期間）と実測値の差

（BPANN：Back Propagation 法，GAANN：GA と ANN の統合モデル）

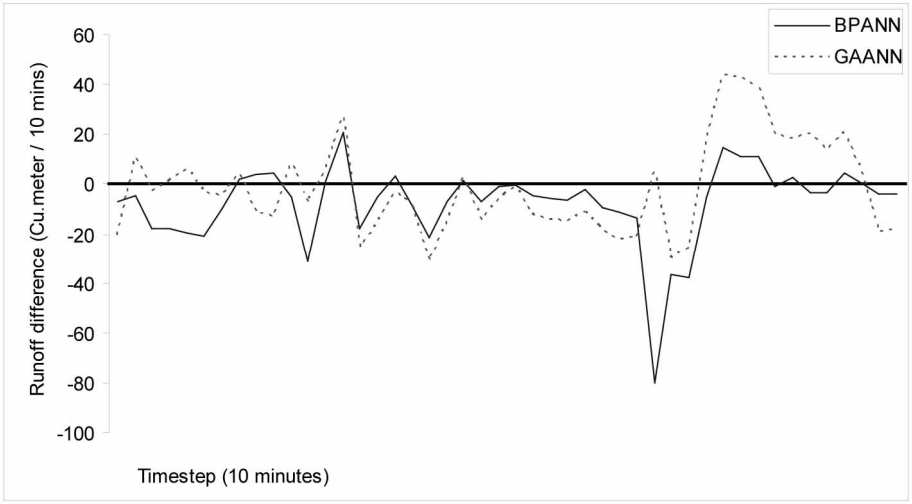


図 2.2.9　冬季の小さな流出イベントの解析値（学習期間）と実測値の差
（BPANN：Back　Propagation 法，GAANN：GA と ANN の統合モデル）

図 2.2.8 から見られるように，GA を組み合わせた方法では差が 0 の周囲にばらついているのに対し，Back Propagation 法では，解析値が実測値に比べて傾向的に小さくなっている。このことから，大きな流出イベントを対象とした場合は，GA の方がより妥当と言える。一方，冬季の小さな流出イベントの解析では図 2.2.9 に示すように，Back Propagation 法と GA と ANN の統合モデルによる差は小さい。このことより，ANN 解析においては，解析対象によりパラメーター推定法を変えることが妥当との結論を得た。

2.2.4　解析の物理的意味と予測精度の検討

2.2.4.1　問題点

GA を用いた線形モデル解析や ANN 解析は基本的にブラックボックス・モデルであり，物理性は無い。しかしながら，解析に当たっては，下記の問題が提起される。

① ブラックボックス・モデルと言っても，入力データとしてはできる限り物理性を持った物を使うべきではないか
② 用いるデータの採取間隔が結果に影響するのではないか
③ 結果として，一つの入力の影響が大きかった時，その入力と出力の間には物理性があると判断できるのではないか
④ 物理的関係の小さい入力データを用いた時，形式上，学習期間のパラメーター推定はできても，それを予測に使うことは難しいのではないか

などである。これらの問題は，表層水理現象や地下水位変動を監視し評価するシステムを構築する上で，検討しておくべき点である。今年度，下記の現象を Back Propagation 法を用いた ANN および GA でパラメーターを推定した線形モデルで解析した。

・データの平均期間を変えた流出解析
・正馬様流域で行った人工降雨実験の解析
・GA による，埼玉県を対象とした広域地下水変動解析

2.2.4.2 データの平均間隔を変えた流出解析

正馬様観測流域では，気象や流出データが 10 分間隔で取得されている。観測データのストックやハンドリングの面からは，その採取間隔が大きいほうが有利である。ここで，適正な時間間隔はどの程度であるかが問題となる。このことを調べるため，図 2.2.5 のⅡ流域について，流出現象を良く再現しうる ANN モデルを構築し，入力のデータ平均間隔を変えて解析した。図 2.2.10 に研究に用いた ANN 構造を示す。この構造では，1 ステップ後（10 分間データを使った場合は 10 分後）の流出量（Q+1）を予測する。このモデルにより，例えば 10 分間の実測データを用いた場合，図 2.2.11 のようにうまく解析できる。図 2.2.12 は，その中の 1 つの流出イベントを取り出し，実測値と解析値の関係を見たものである。一般に，R-2,Q-1 のように，何ステップか前のデータを用いた場合，解析値に時間遅れが生ずることが指摘されている。しかしこの解析では図 2.2.12 のように時間遅れは殆ど見られなかった。

次に，10 分間間隔のデータの他に，30 分間平均，1 時間平均，3 時間平均，6 時間平均データを入力値として学習期間でそれぞれ解析し，実測値と比較した。この比較では，EI 値を用いて評価した。その結果を図 2.2.13 に示す。EI 値は，1 時間より短い間隔のデータを用いた場合 0.9 以上とかなり良い結果を示すが，それ以上では急激に低下していることがわかる。また，時間間隔が小さいほど再現性を表す EI 値が大きくなっている。このことから，ANN 解析のためには，なるべく短い間隔のデータを用いたほうが良く，平均時間が 1 時間より大きくなると解析ができないことがわかる。このことは，対象とした流域の降雨－流出応答が極めて速いことによるものである。

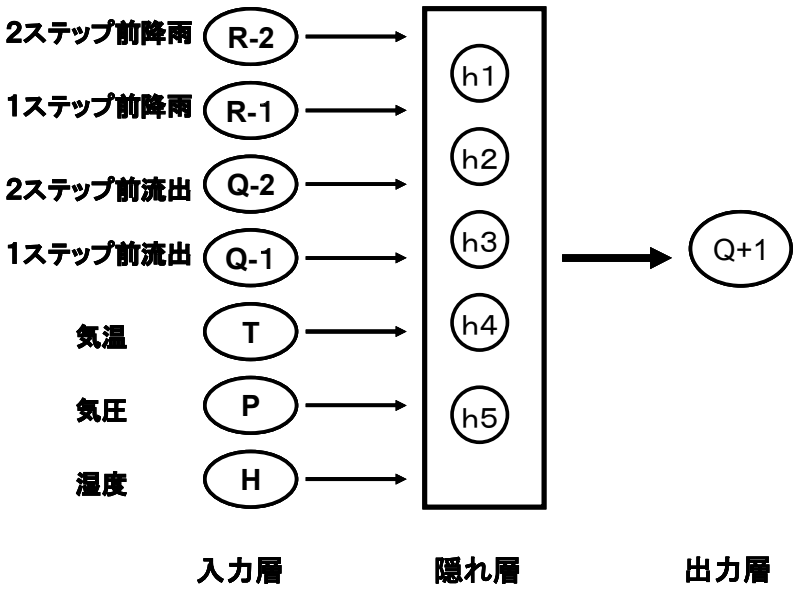


図 2.2.10 解析に用いた ANN 構造

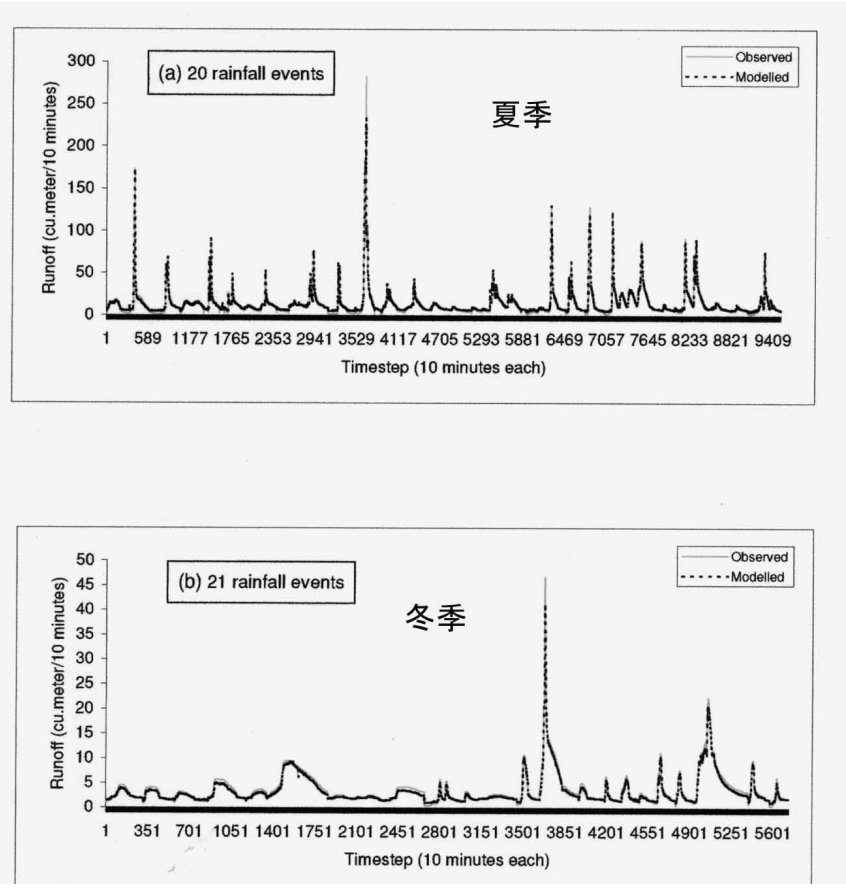


図 2.2.11　10 分間データを用いた解析結果

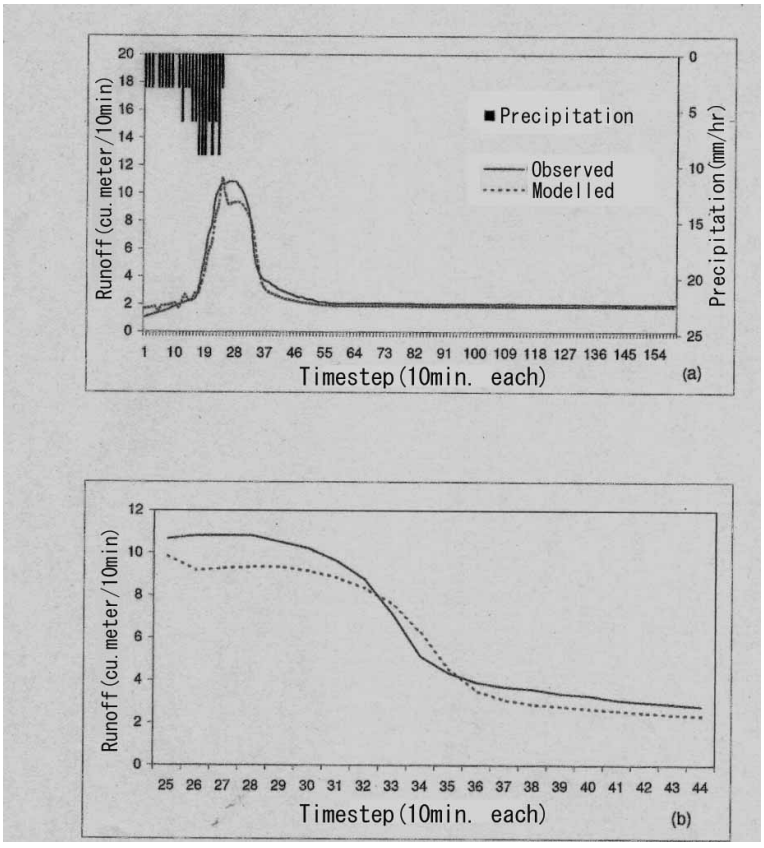


図 2.2.12　解析結果の詳細（時間遅れは殆ど無い）

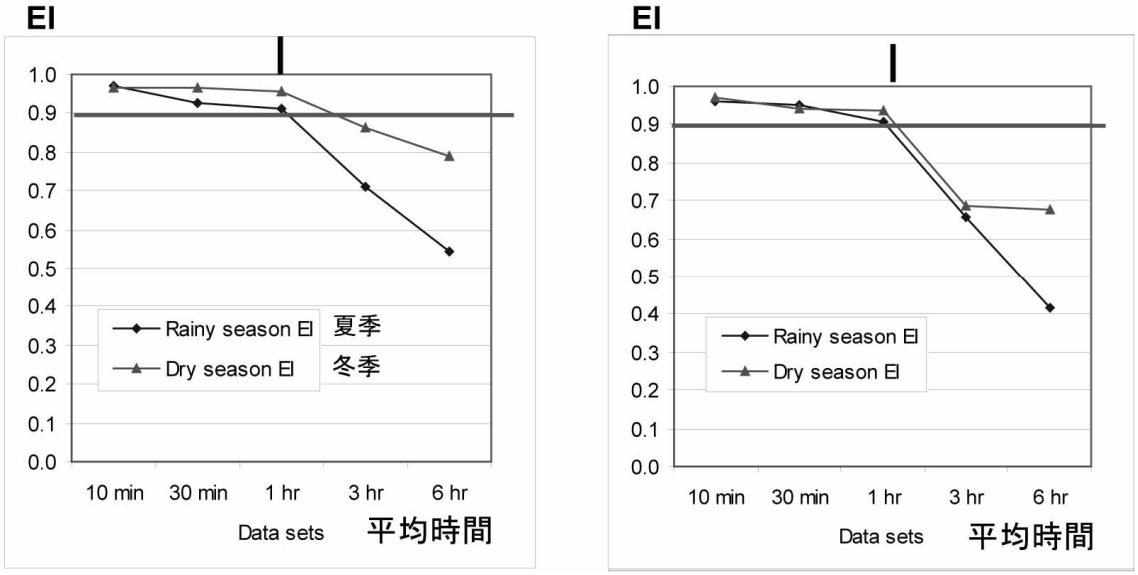


図 2.2.13　入力に用いた平均時間と EI 値の関係

（学習期間として 2 つの異なった期間を用いたがほぼ同じ結果となった）

2.2.4.3　人工降雨実験の解析

前節で入力データによる ANN 解析結果への影響がある程度明らかとなった。次に，人工降雨を与えた流出実験を，対象流域について得られた最適 ANN モデルを用いて解析した（図 2.2.14）。最適 ANN モデルは，流域全体の流出特性を表現したものであり，人工降雨 - 流出実験は，局所的な場の流出特性を現している。

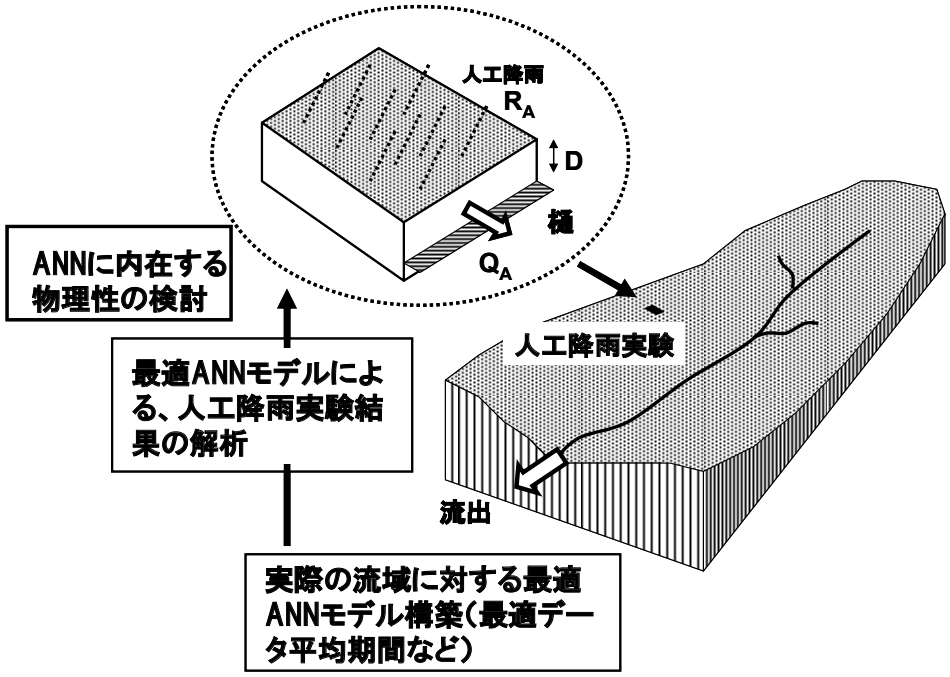


図 2.2.14　人工降雨実験解析の考え方

この解析により，流域全体の流出特性と小スケールの人工降雨実験地からの流出特性の違いが評価できることになる。このことは，実際の流出特性の物理的性質を考える一歩となるものである。図 2.2.15 に対象流域の模式地質断面図と，人工降雨 - 流出実験の対象となる地表浅部の土壌状況を示す。地下浅部は，ほぼ地表から 50cm程度までが高透水部となっている。

この土壌構造を基にして，図 2.2.16 に示す人工降雨- 流出実験場を設定した。大きさは 50cm ×1mであり，流域に比べて小さい。なお，図中の深さ D としては，実際の現場の状況を考えて，50cmとした。図 2.2.17 に実験結果を示す。今回の解析では，全体の流域の流出特性を良く再現する ANN モデルをこの実験結果に適用した時どのような結果が得られるかを調べる。ただし，全流域では 10 分間隔でデータが取られているため，この人工降雨 - 流出実験も 10 分間データにして用いる。

解析結果を図 2.2.18 に示す。2 つの人工降雨 - 流出実験結果を対象とした。解析で得られた降雨ー流出応答の特性（ピーク流量やハイドログラフの形）は実測と似ているが，応答時間が実測値に比べて遅れていることがわかる。つまり，応答の仕方は似ているが，降雨が斜面を流下し流出する時間に差があることを示している。つまり，斜面長さの影響がハイドログラフの形では無く，主に応答時間に現れていることになる。このことは，降雨の流出の物理メカニズムを考察する上で極めて興味深い結果と言える。

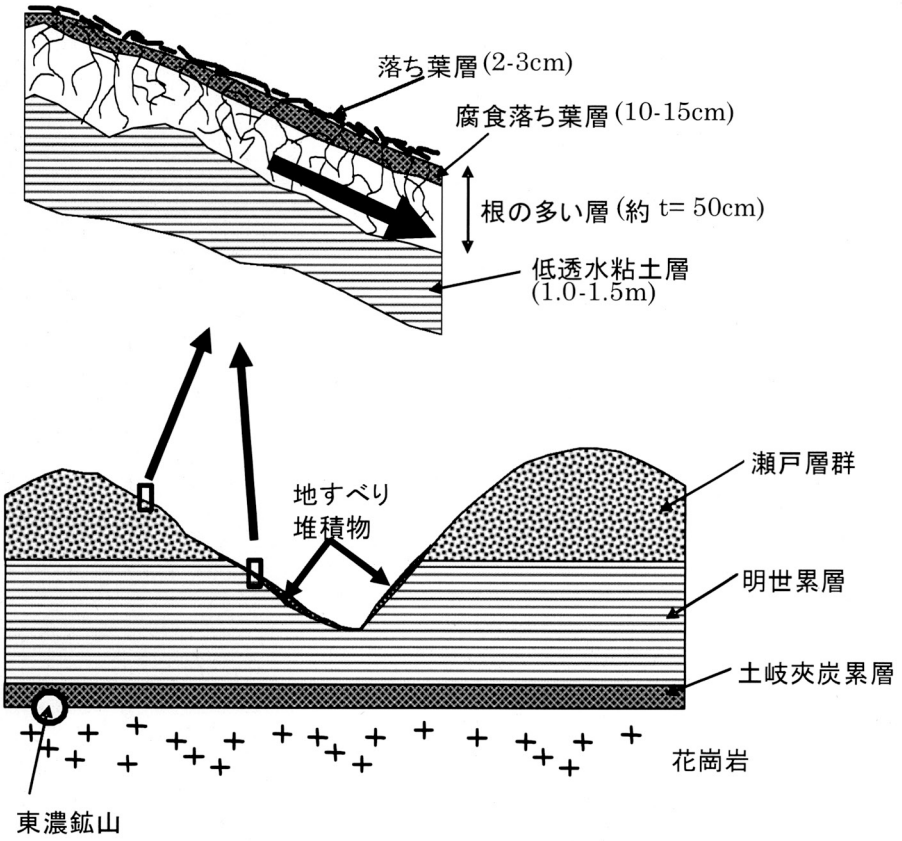


図 2.2.15　対象地域の地質および表層の土壌構造模式図

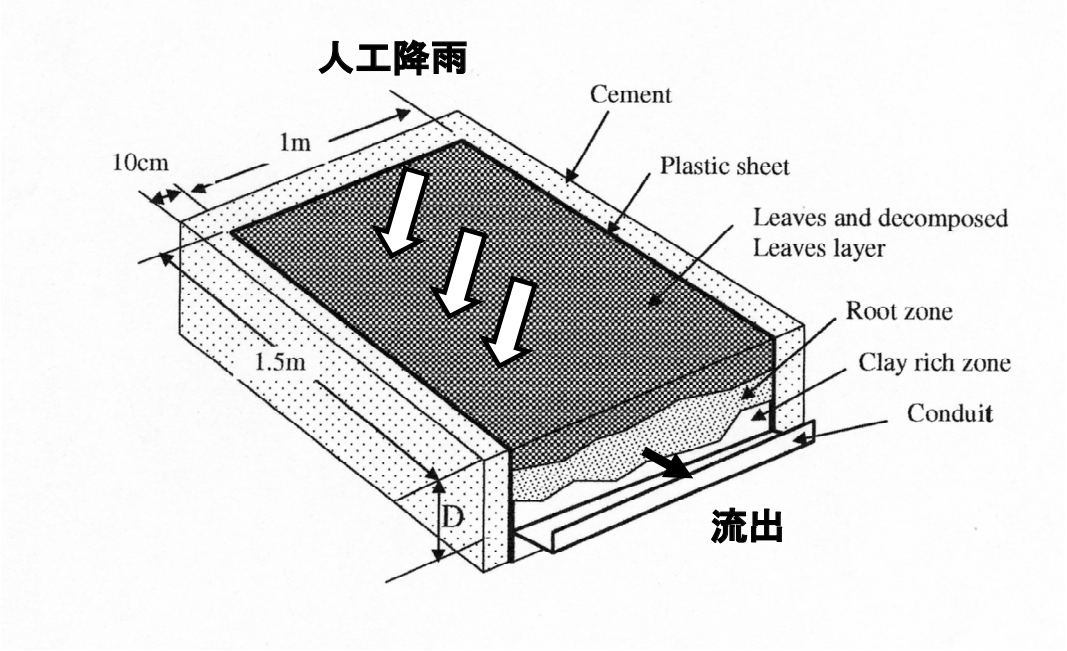


図 2.2.16　人工降雨－流出実験模式図

（深さ D は 50cm）

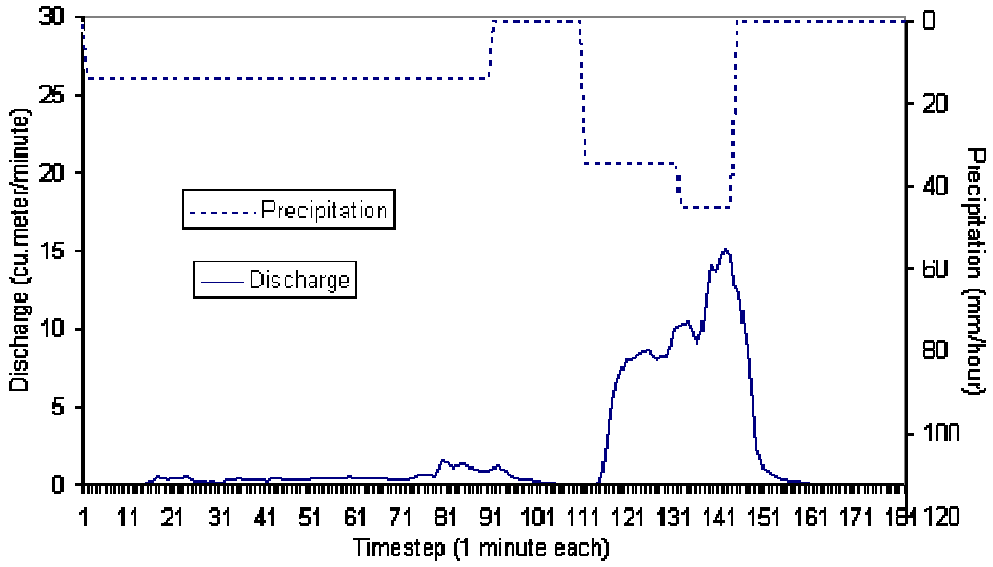


図 2.2.17　人工降雨－流出応答例

（初期の降雨は殆ど流出に寄与していない）

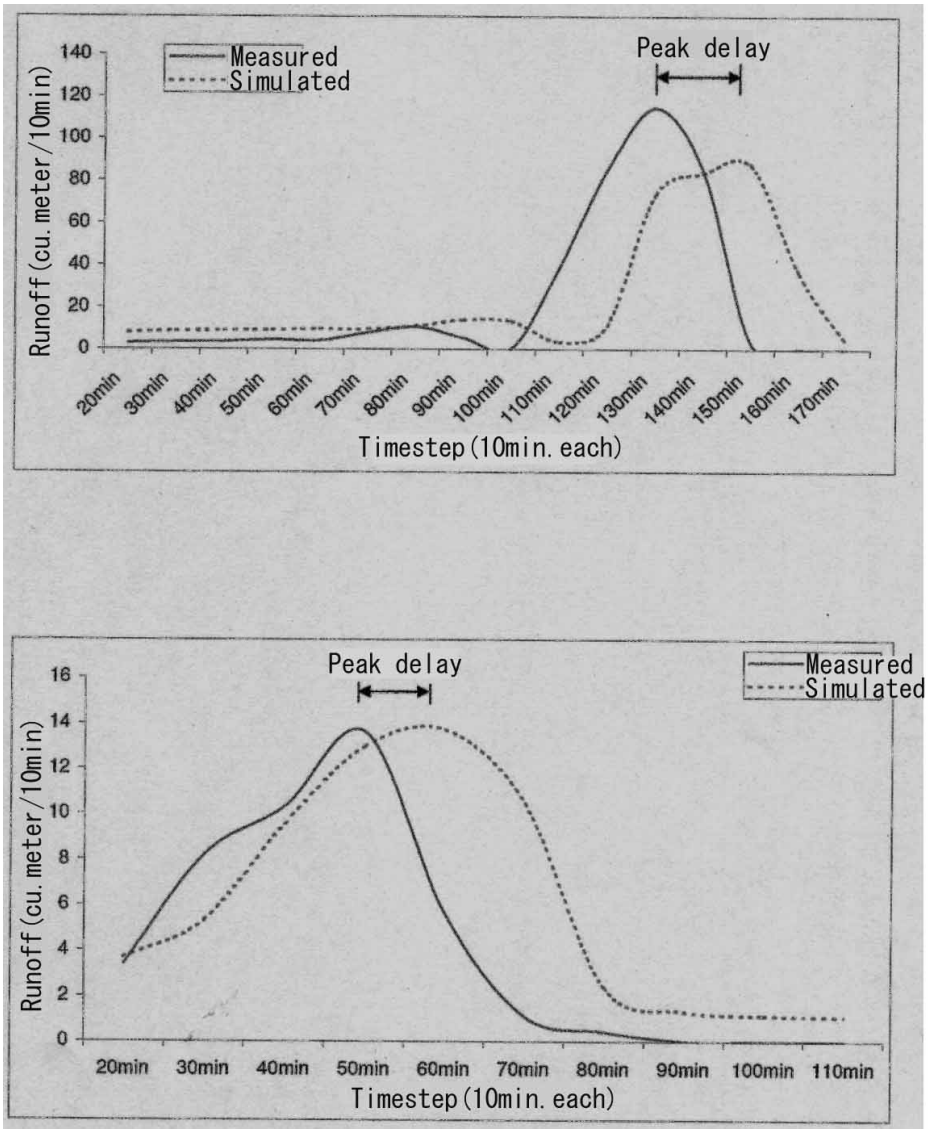


図 2.2.18　2 つの流出実験の ANN 解析例

（解析した流出応答時間が実測に比べて遅れている）

2.2.4.4　GA による埼玉県を対象とした広域地下水位変動解析と予測精度

GA や ANN のようなブラックボックス・モデルによれば，極端なことを言えばどのような観測データを用いても学習期間のデータを再現するパラメーターを見つけることができる。そのようなパラメーターを用いて予測を行った場合，内在する物理性が曖昧であると，実測と大きく外れることになる。この問題に対して学習期間のデータ数を増やして対応すれば，物理性の無い要因は学習値が再現できず，自動的に排除される考えもある。この問題について研究することは，データ監視・評価システムを構築する上で極めて重要と思われる。この問題に対して，多くの地点のデータが用い得る，埼玉県下の地下水位観測データ[1)]を解析し考察を加えた。

図 2.2.19 に研究に用いた埼玉県下の 44 の地下水位観測井地点を示す。観測井戸のストレーナ深度は場所により異なっている。図 2.2.20 は，ストレーナー深度を示す。観測井戸のストレーナーは主な地下水揚水深度である 100mから 400mに多いことがわかる。

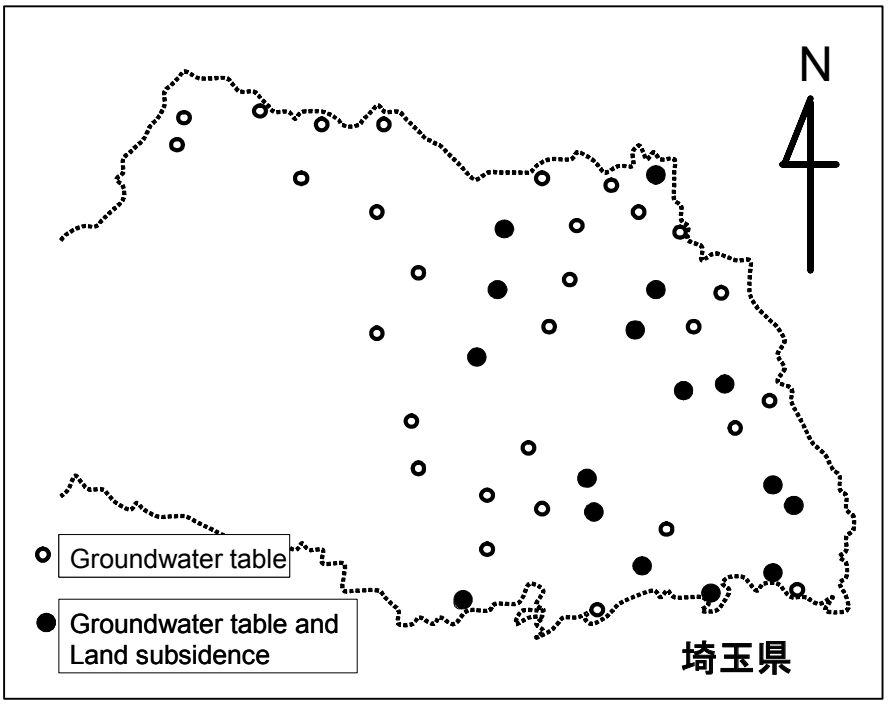


図 2.2.19　対象とした観測井戸位置図

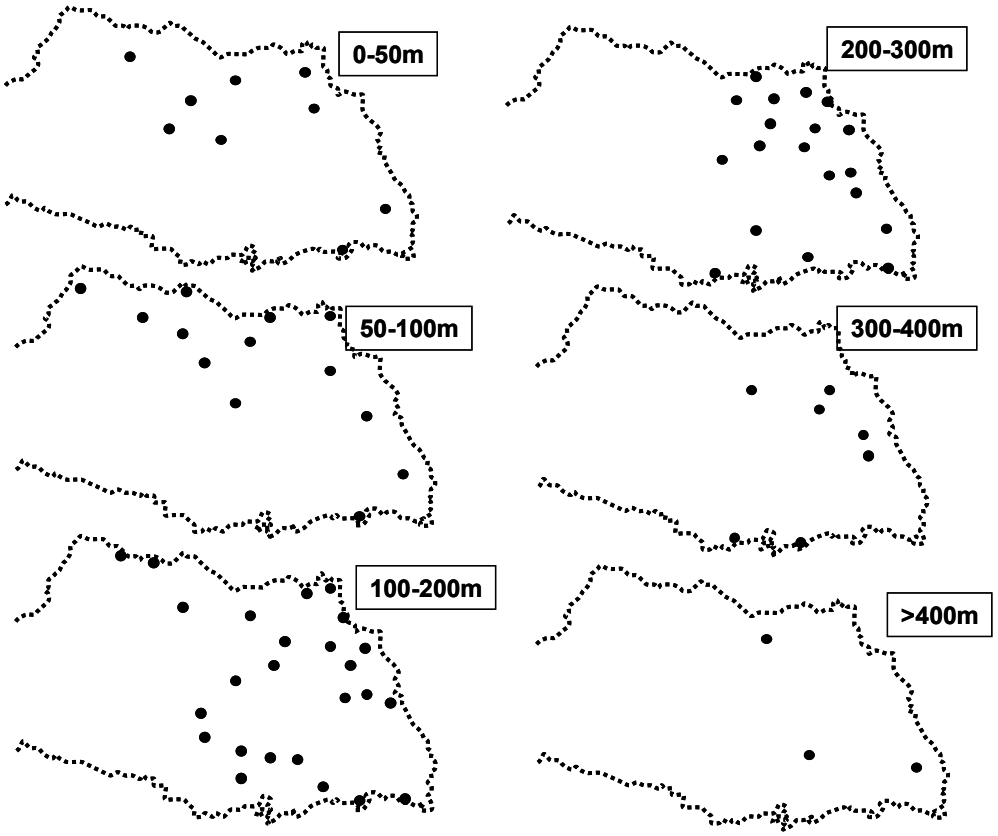


図 2.2.20　ストレーナー深度

ここで，これらの観測井戸の水位変動を，周りのいくつかの井戸水位および予測対象となる井戸の過去の水位から予測することを考える。この時，物理的意味から，図 2.2.21 に模式的に示される 2 つの問題がある。1 つは，井戸間の距離であり，一般に近いほど水位変動の相関性が高いと考えられる。もう一つの問題は，帯水層の問題であり，同一帯水層内の水位変動相関は大きい。しかし，帯水層の正確な区分は難しい。とくに，近い井戸の場合，地質の局所的不均質性の影響が大きくなる。さらに，揚水のパターンの問題がある。深度の大きい井戸については，家庭用や工業用の揚水が主であり，年間を通じて同様な推移を示す。しかし，浅い井戸は農業用の井戸が主であり，地表の土地利用によって異なり，広域的な共通性に乏しい。そのような問題を総合的に考慮し，前述の問題，すなわち，学習期間の再現性と予測精度について検討した。なお，解析に用いたデータは，水位の伝播を考えて月平均データとした。また，取り扱うデータ期間であるが，埼玉県全域に渡って水位がほぼ定常に達した平成 7 年から平成 14 年とし，このうち最初の 5 年を学習期間，後の 3 年を予測期間とした。取り扱うデータ数が少ない（学習期間：60，予測期間：36）のため，モデルとしては図 2.2.3 に示した線形モデルとし，パラメーターを GA により求めた。

図 2.2.22 に解析例を示す。この例は，所沢 1 号観測井戸の水位変動を，その井戸の 1 ヶ月前の水位，深度の異なる所沢 2 号井戸水位および学習期間内で相関が高かった久喜井，越谷東 1，3 号井水位データで学習および予測したものである。図から，学習期間の R^2 値が，0.99 と極めて高いものの，予測期間では 0.87 と 0.9 を下回ることがわかる。次に，久喜井，越谷東井に変えてより所沢に近い川越，浦和井戸に変えて解析した結果を図 2.2.23 に示す。この場合，学習期間，予測期間の R^2 値が 0.98，0.92 と高い値になった。さらに，図 2.2.24 は，鷲宮にある 4 本の観測井戸の結果と，所沢 1 号井戸の 1 ヶ月前水位のみ使って解析した例である。

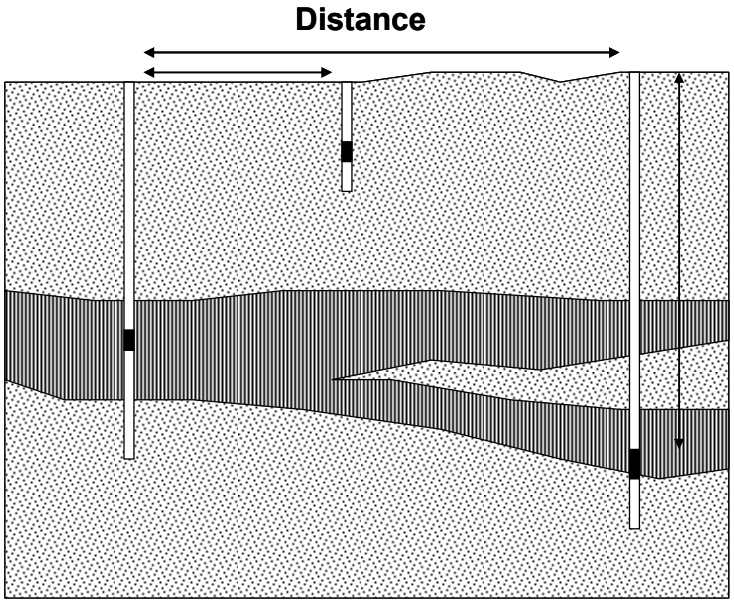
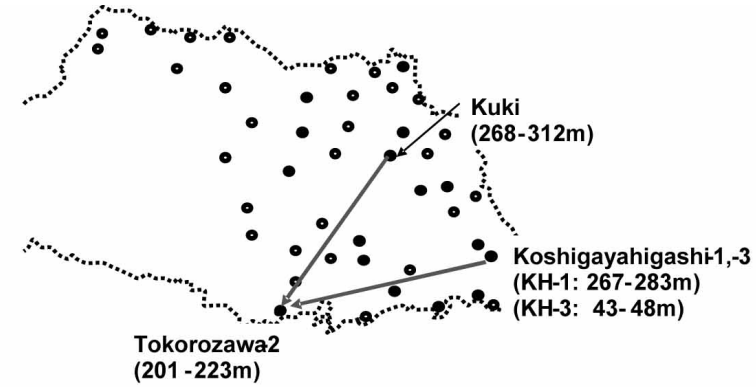


図 2.2.21　地下水位変動の相関性に関与する要因模式図



Tokorozawa-1
357 - 380m

Linear model

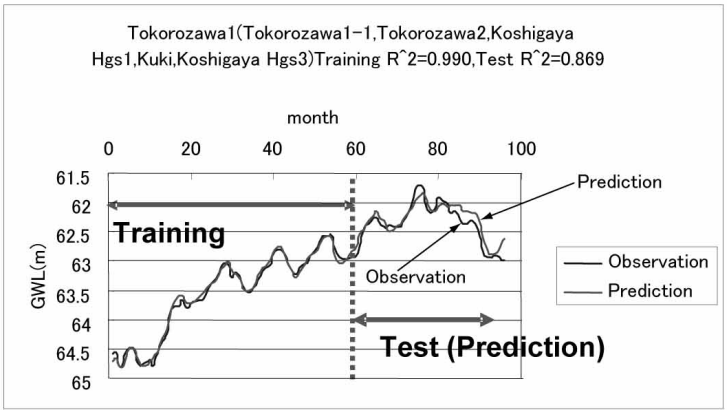
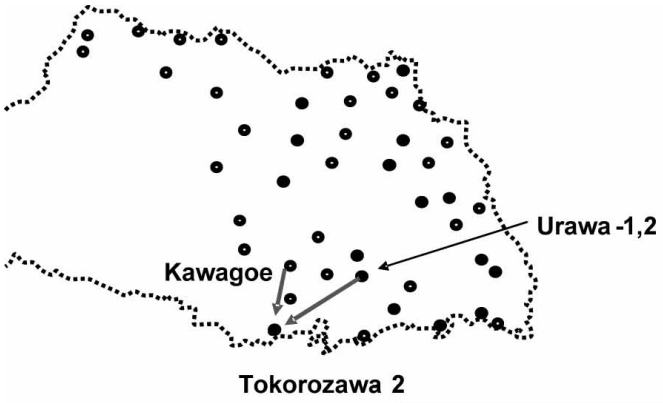


図 2.2.22 地下水位変動解析結果



Linear model

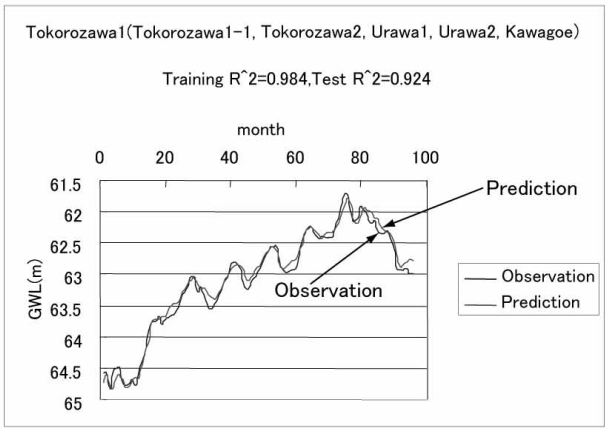


図 2.2.23 地下水位変動解析結果

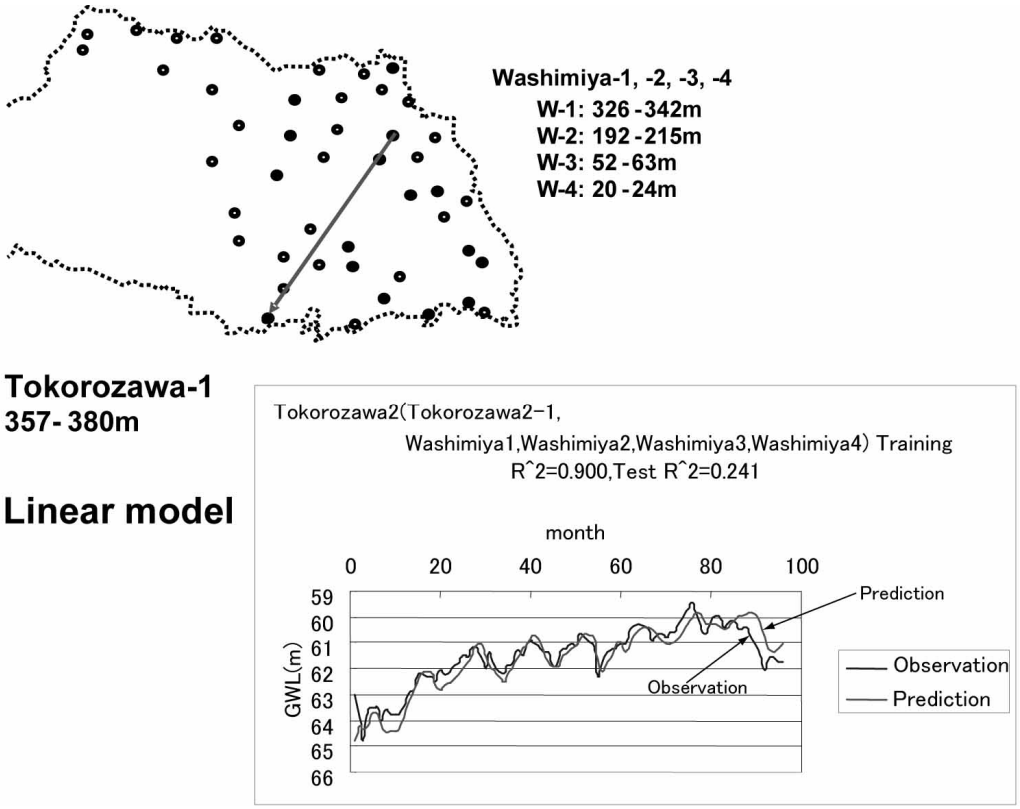


図 2.2.24　地下水位変動解析結果

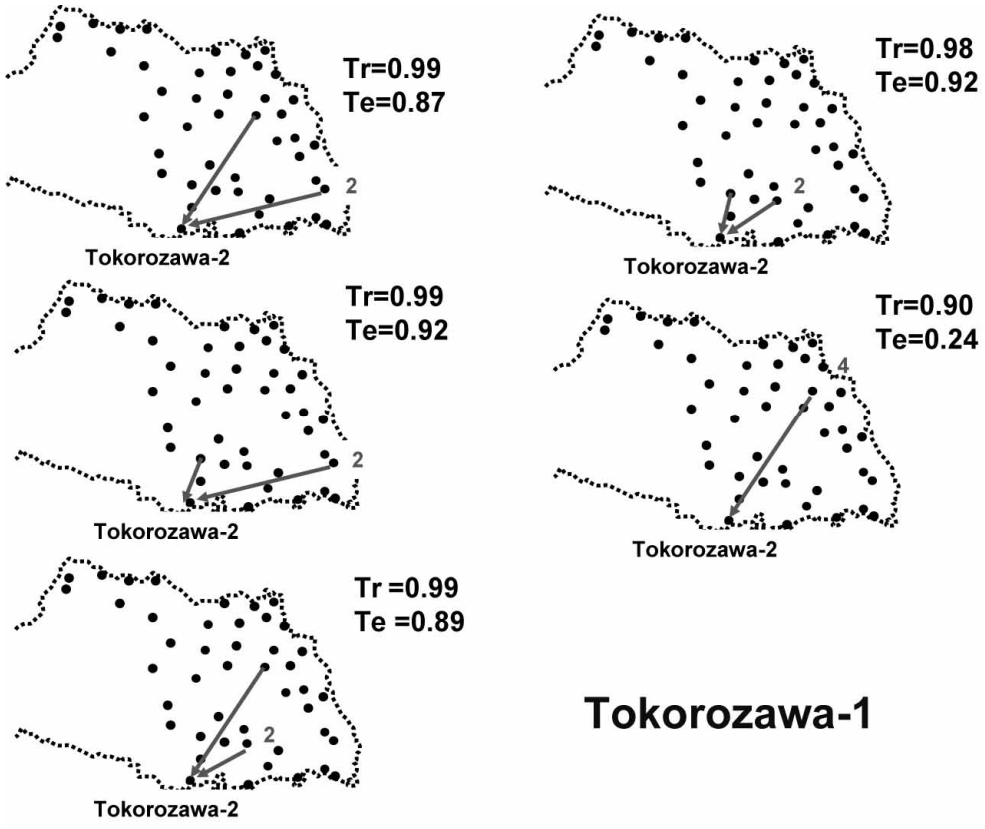


図 2.2.25　解析結果のまとめ

学習期間の R^2 値は 0.9 と高いものの，予測期間の値は 0.24 と極めて小さい。このことは，前述したように，少ないデータを取り扱う場合の問題でもあるが，やはり，予測に用いる要因の物理性の評価が重要であることを示している。

図 2.2.25 は，所沢 1 号井戸水位解析結果のまとめであり，図中，Tr は学習期間，Te は予測期間の R^2 値である。

図 2.2.26 は,逆に鷲宮の 4 本の井戸データと対象とする井戸の 1 ヶ月前データを使って周辺の井戸の水位変動を解析した結果である。所沢のように遠く隔たった場所の予測現実的ではないが，周辺井戸の予測がかなり良くできていることがわかる。このように，ANN や GA を用いて予測を行う場合，物理性を考えて入力データを選定することの重要性が示された。

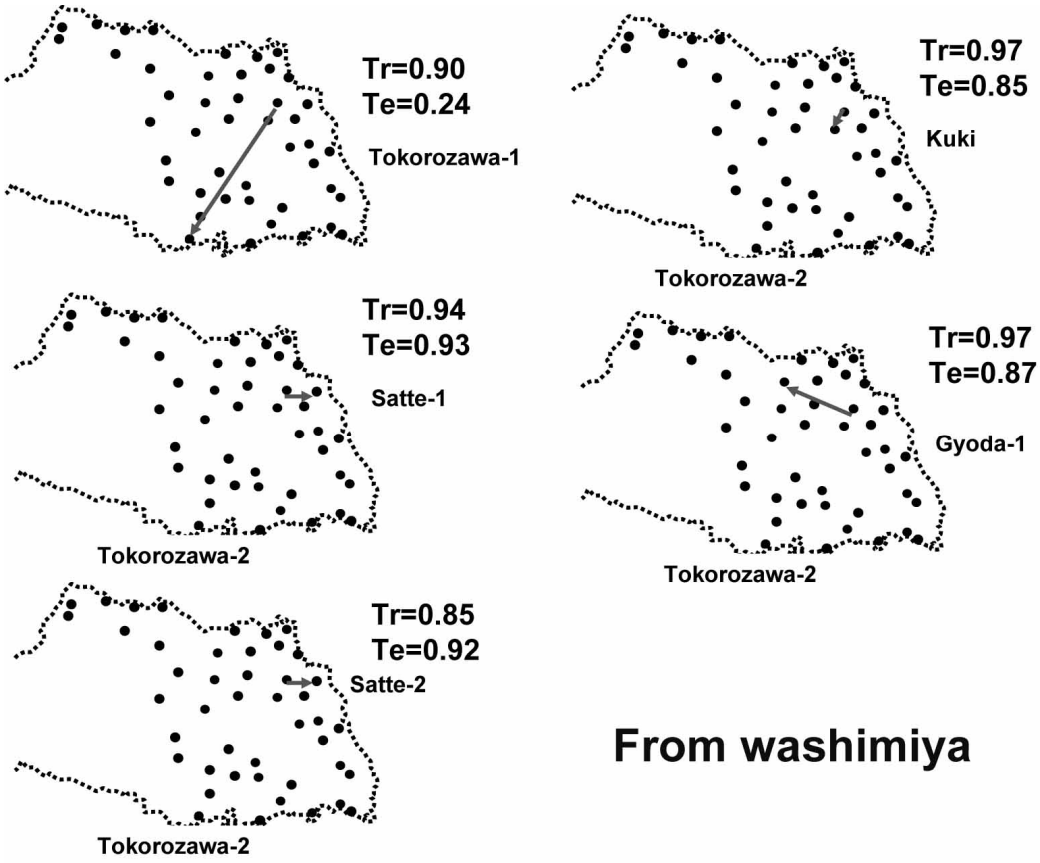


図 2.2.26　鷲宮および対象とする井戸の 1 ヶ月前水位を用いた解析結果

2.2.5　まとめ

本年度の研究によって，表層水理や地下水の変動を監視し，評価する基礎的な手法を構築することができた。また，本来的にブラックボックス・モデルである ANN や GA を用いた線形モデルでは，入力データの物理性の検討が必要であり，解析結果の解釈で現象の物理性が評価できることがわかった。

2.2.6　参考文献

1）埼玉県環境防災部：平成17年地盤沈下・地下水位観測年報，2006

（埼玉大学　渡辺邦夫）

2.3 水理試験法および水理試験装置の研究開発

2.3.1 序論

原子力発電によって発生する高レベル放射性廃棄物は，人体や環境に悪影響を及ぼすため，その処分方法が早急に解決されるべき重要な課題となっている。そして，その放射能レベルは数万年で数千分の一に減衰することから，長期的な視点での処分が必要である。そこで，現在最も実用可能性の高い処分方法として，地層処分が考えられている。この地層処分サイトの建設において，岩盤中に坑道を掘削した際に亀裂や断層から地下水が浸透し，地下水の放射能汚染を引き起こす危険性がある。また，地盤調査などを行った際のボーリング孔も適切に閉塞しなければならない。これより，地下水を遮水することは地層処分の前提である天然バリアの安全性において非常に重要である。したがって，本研究では数万年の品質管理に耐えうる極めて安定なグラウト材料としてベントナイトに着目し，グラウト孔の充填に関する研究を行った。試験を行うにあたって，ベントナイトのスラリー化には塩水を用いて膨潤を抑制した。そして，グラウト孔の水平方向と鉛直方向に分けて考え試験を行った。水平方向への水との置換では，外側から内側に向けて段階的に水と置換することが判った。また鉛直方向の試験では，上部程圧密が少ないために早く置換することが判った。ここで，鉛直方向への試験では，流動が存在する場合と存在しない場合に対して試験を行った。測定開始から流動が存在する場合は，塩分濃度が断続的に減少しているのに対し，流動が存在しない場合の塩分濃度変化量は極々小さいものとなった。だが，全ての試験において塩分濃度は 0%に達していないため，水との置換はまだ継続していると考えられる。

2.3.1.1 緒言

産業革命以降，約200年間人類は石油や天然ガス等の化石燃料を地球規模で大量消費し，生活水準を飛躍的に向上させてきた。一方，化石燃料の大量消費は空気中の二酸化炭素濃度の増加に繋がり，地球温暖化の一要因となっている。その影響としては，気候変動や海面上昇に伴う洪水などの自然現象が挙げられ，人々に多大な被害を与えている[1)]。しかし，国内における電力消費量は益々増加してきており，電力の安定供給は我が国の重要な課題となっている。そこで，現在国内では主要エネルギー源の化石燃料から二酸化炭素の排出量の少ない原子力へと転換が進められており，2005年に原子力発電所の発電量が総電力量の35%余りを占めているのに対し，2012年には43%を占めるようになると予想されている[2)]。またウランが95～97%再利用できることからも，原子力発電は資源の少ない我が国の主要なエネルギー源に適した存在であると考えられる。

しかし，原子力発電によって発生する放射性廃棄物は，人体や環境に悪影響を及ぼすため，その処分方法が早急に解決されるべき課題となっている。特に，高レベル放射性廃棄物は周辺に与える放射線の影響が大きいため，処分問題の解決が大変困難である。なお，ここで高レベル放射性廃棄物とは，原子力発電所で使用した燃料から，まだ使えるウランやプルトニウムといった資源を最処理工場で取り出した後に残る廃液をガラス固化したものを指す[3)]。

この高レベル放射性廃棄物は発電所の増加に伴い年々増加しており，2001年12月末までの原子力発電所によって生じた使用済み核燃料を全て再処理し，直径43cm，高さ約１～1.3mの円筒型のガラス固化体にすると約15,500本にもなるが，2002年以降今後10年程のガラス固化体の発生量は，年間1100～1400本と推定されている[4)]。その放射能は数万年で数千分の一に減衰することから，長期的な視点での処分が必要である。そこで，我が国を含めて国際的にその処分方法として最適とされているのが，

地層処分である。地層処分とは，高レベル放射性廃棄物を地下300m以深の岩盤中に埋設し,安定化を図る処分法である[5]。この地層処分は，長期保存に際して地震，津波，台風等の自然現象の影響が少ないこと，戦争，テロ等の人間活動がおよびにくい事などの特長があり，高レベル放射性廃棄物の処分方法に適していると考えられている。

我が国では,1999年11月に核燃料サイクル開発機構から「我が国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性-地層処分研究開発第二次取りまとめ-」[6] と題した技術報告書が公表され，2000年10月には原子力委員会原子力バックエンド対策専門部会によって結論づけられている。また,2000年5月には「特定放射性廃棄物の最終処分に関する法律」（平成12年法律第117号）[4] が国会で可決・成立し，地層処分を最適な処分方法であるとしている。そして，2002年12月から全国の市町村を対象に「高レベル放射性廃棄物の最終処分施設の設置可能性を調査する区域」の公募を開始するなど，地層処分の事業化に向けて具体的な取り組みが着実に行われている。

この地層処分サイトの建設において,岩盤中に坑道を掘削した際に亀裂や断層から地下水が浸透し,そのままの状態で放置しておくと地下水の放射能汚染を引き起こす危険性がある。また，坑道を掘削する際の安全面においても，地下水を遮水することは非常に重要である。その他，地盤調査などを行った際のボーリング孔を適切に閉塞しなければ，地層処分の天然バリアの安全性に影響を及ぼす可能性がある。放射能は前述のように，数万年で数千分の一となるので，我々の世代だけでなく，その先を見据えて隔離しなければならず，十分な難透水性も必要であり，長期安定性が求められている。

2.3.1.2　本研究の目的および構成

上記の観点から，本研究では高レベル放射性廃棄物の地層処分における坑道周辺の掘削損傷領域,並びにボーリング孔を閉塞するために，透水性を低下させることを目的とする。そこで，数万年の品質管理に耐えうるグラウト材料として期待されているベントナイトに着目した。ここでベントナイトとは,数万年前に海中で堆積した火山灰や溶岩が変質することで出来上がった粘土鉱物の一種であり,コンクリートなどの人工材料とは異なり極めて安定な物質である。ベントナイトは吸水性が在り，水と接触すると膨潤する等の特性を持ち合わせており，その透水性も非常に低いことから，止水材として適している。しかし，ベントナイトをグラウト材として施工するには予め膨潤を抑制する必要があり，従来の研究で塩水を用いた粘性のコントロール手法の有用性が実証されている[6]。

これまでの研究では，ベントナイトを坑道の埋め戻し材やオーバーパックに入ったガラス固化体を充填するための緩衝材として使用してきたが，本研究では湧水箇所を包含するようにグラウト配孔を作り，そこにベントナイトを用いて止水する工法と，ボーリング孔をベントナイト用いて充填する事を対象とする。この場合，グラウト配孔およびボーリング孔には岩盤中の地下水流動と比較して大きな流動が存在してしまうが，その際の塩水ベントナイトを注入した状態を研究した例は過去に例がない。そこで本研究では，塩水ベントナイトスラリーの塩分濃度および膨潤圧が地下水の流動によりどのような挙動を示すか，室内実験により探求する。さらに，ベントナイトの自己シール性や安定性を検討する上で定量的な評価方法の確立を目的とする。

2.3.2　従来の研究

2.3.2.1　概説

高レベル放射性廃棄物放射性廃棄物の地層処分に対するグラウト材の確立を検討する事の重要性については，2.3.1で述べた。ここではそのグラウト材であるベントナイトに関する研究について以下の

項目に分類し，その内容を簡単に説明する。

(1) ベントナイトの物理特性に関する研究
(2) ベントナイトスラリーの浸透特性に関する研究
(3) ベントナイトの膨潤量に関する研究
(4) 従来の研究の問題点と本研究での課題

2.3.2.2 ベントナイトの物理特性に関する研究[7)]

岩盤の亀裂へベントナイトを注入する場合，ベントナイトの持つ難透水性が各溶液によってスラリー化することで，ベントナイトがどのように変化し，また岩盤の亀裂への注入後に膨潤することで，どの程度止水性を発揮するか把握することは非常に難しい。

西垣ら[7)]は，Na型ベントナイトを用いて，ベントナイト配合比で溶液/ベントナイト＝10/1，9/1，8/1の3種類を用意して，ファンネル粘土を測定している。そして，水60%エタノール，2%塩水の3種類を用いて，スラリー化した。その結果，水で作成したスラリーよりもエタノール，塩水を用いた場合のほうが，高ベントナイト濃度でスラリー化可能であると報告している。また，ベントナイト濃度が上昇するにつれて，粘性の差が大きくなっているとも報告されている。

エタノールと塩水の濃度がスラリーに及ぼす影響についても述べている。エタノールは，30%，60%，95%の3種類を用い，塩水は4%，8%，22%（飽和水溶液）の3種類に対してそれぞれ溶液/ベントナイト＝2/1，5/1でスラリーを作成し，同様に粘土の測定を行った。結果として，エタノール濃度が上昇するに従って粘性が低く，エタノール水溶液の粘性と同程度の粘性になると報告している。さらに，エタノール濃度が30%，E/Be=2/1でのスラリーでは粘性が強く，ファンネル粘土を計測できていない。以上のことから，エタノール濃度がスラリーに与える影響は大きく，濃度の上昇に従ってベントナイトの膨潤を抑制する作用が強くなり粘性を低くすることが出来るが，30%になるとベントナイトの粘性が急激に上昇することが証明されている。一方，塩水に関しては，S/Be＝2/1，高濃度塩水で高粘性になってはいるが，傾向は掴めていないと報告されている。また，水を用いた場合，スラリー化することは不可能であるとしている。

2.3.2.3 ベントナイトスラリーの浸透特性に関する研究[7)]

見掛ら[8)]は，溶液に水，エタノール，塩水の3種類を用いて作成したスラリーに対する圧密透水試験器を用いた変水位透水試験を行い，各種スラリーの浸透特性を計測している。ここでは，溶液として水と塩水について取り上げる。

水/ベントナイトスラリーでは，亀裂注入後の条件として供試体を拘束しない非拘束条件で試験を行った。試験装置図を図2.3.1に示す。また，供試体は練り混ぜ後1日以上おいて十分に膨張させ，鉛直方向の供試体長の変化をダイヤルゲージによって測定した。試験結果として，

① 配合比による透水係数の変化と経時的な透水係数の変化はなく，ほぼ一定であるとしている。これは，スラリー作成時にベントナイトが完全に膨張しているからだと論じられている。
② スラリー中のベントナイト濃度が低い為に，完全膨張したW/Beスラリーの透水係数が1.0×10^{-7}cm/s程度であったとしている。

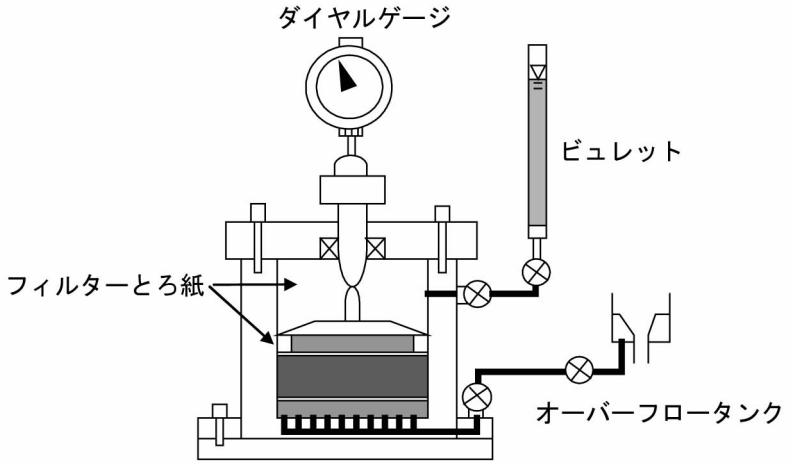


図 2.3.1　透水試験装置

塩水ベントナイトスラリーの試験では，水ベントナイトスラリーの試験と同様に圧密透水試験器を用いた変水位透水試験（図2.3.2）によって計測を行った。しかし，水/ベントナイトスラリーと違う点は，供試体の置換膨潤による体積変化を許さない拘束条件によって比較を行っている点である。結果として，亀裂では初期のスラリー作成段階でベントナイトの膨潤が塩水を用いることにより抑えられたことで，経時的に透水係数が低下していると報告されている。この事より，通水によってベントナイトの膨潤が遅れて生じるとしている。

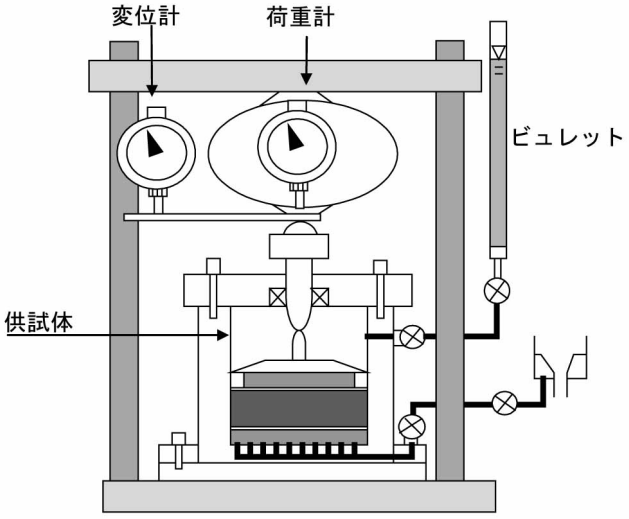


図 2.3.2　拘束条件による変水位透水試験装置

2.3.2.4　ベントナイトスラリーの膨潤量に関する研究[9)]

泉ら[10)]は，4%塩水とベントナイトスラリー作成後，塩水ベントナイトを水と接触させることにより塩分を希釈させ，塩分濃度と膨潤圧の関係を調査した。試験方法としては，4%塩水とベントナイトの液固比L/S＝1とL/S＝3の2種類の濃度の塩水ベントナイトを作成し，3日間養生した後ブリージング水を廃棄し真水を加えた。その結果，ベントナイトの膨潤量については，全てのケースにおいて真水添加後ベントナイトが膨潤している事が分かった。更に，同じL/Sであればて添加水が多い程，膨潤量は大きくなっている。また添加水が同じであれば，L/Sが小さいほど膨潤量は大きくなった。以上の結果より，現地のグラウチングにおいて高い濃度で注入する程，将来膨潤量が大きくなり，透水性の低下が期待で

きるという結果が得られた。

次に，添加64日後の添加水部塩水濃度と塩水ベントナイトの膨潤量については，L/Sが高濃度程，また添加水が多い程膨潤量は多くなるという結果が確認された。

2.3.2.5 従来の研究の問題点と本研究での課題

従来の研究で，塩水を用いたベントナイトスラリーの物理特性が示された。これは，塩水ベントナイトスラリーがグラウト孔を充填し亀裂の止水やボーリング孔の閉塞に有効に作用する可能性を示している。しかし，実際のボーリング孔を想定した実験は行われておらず，その際の塩水ベントナイトスラリーの挙動を調査した事例はない。そこで本研究では，長期的な安定を期待できるグラウト材の水との置換挙動の把握を行う。また，この研究は実際の原位置での地質調査のためのボーリング孔の閉塞にも将来利用できると考えられる。

2.3.3 塩水ベントナイトスラリーの通水試験

2.3.3.1 概説

グラウト配孔やボーリング孔に塩水ベントナイトスラリーを注入して充填する際,塩水が地下水と置換して膨潤し止水される。この時，亀裂や断層により発生した地下水の浸透具合により，ボーリング孔に流動が存在する場合と存在しない場合が考えられる。この時，塩水ベントナイトスラリーを鉛直に注入した時,塩分濃度がどのように変化するか,また塩水ベントナイトスラリーの入れ過ぎから,注入口に思いのほか大きな圧力がかかりベントナイトが漏液する恐れが考えられることから，どのようなベントナイトスラリーの膨潤変化を示すかを本研究の目的とする。

2.3.3.2 塩水ベントナイトスラリーの濃度測定

(1) 試料

試験で用いる試料は，高レベル放射性廃棄物の地層処分技術に広く利用されているNa型ベントナイトであるクニゲルV1を用いて試験を行った。この資料と4%塩水を重量比1:2で混合し，スラリーを作成した。また，試料と塩水を十分馴染ませるために24時間以上放置したものを試験に用いた。図2.3.3に試料であるベントナイトの粒径加積曲線を示し，付表2.3.1に粒度分布を示す。

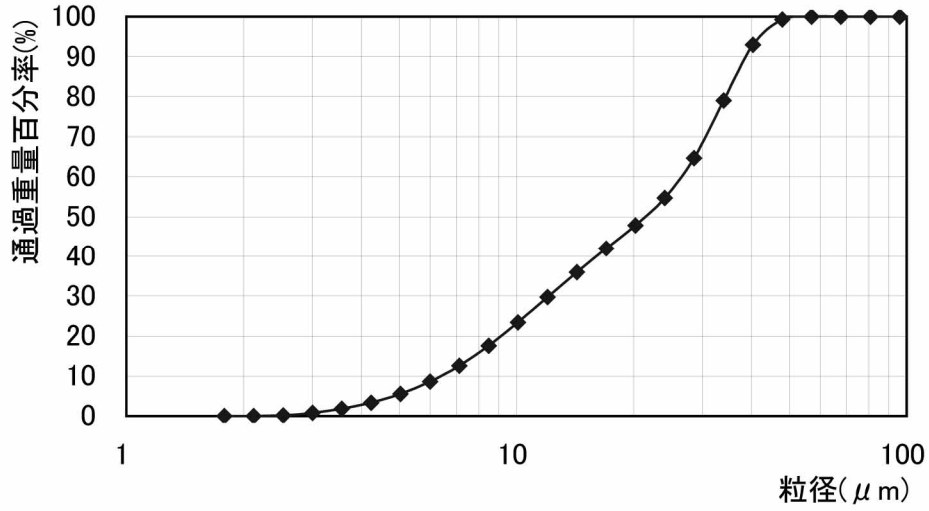


図2.3.3 ベントナイトの粒径加積曲線

(2) 比抵抗測定装置

塩分濃度を計測する為に，比抵抗装置を用いて測定を行う。比抵抗装置の概略は図2.3.4に示す。電極には，直径3mm，長さ37mmの銅線を用い，先端部の10mm以外はビニルホースにより絶縁されている。また電極の間隔は2mmとし，図2.3.4のようにカラムに取り付けた。

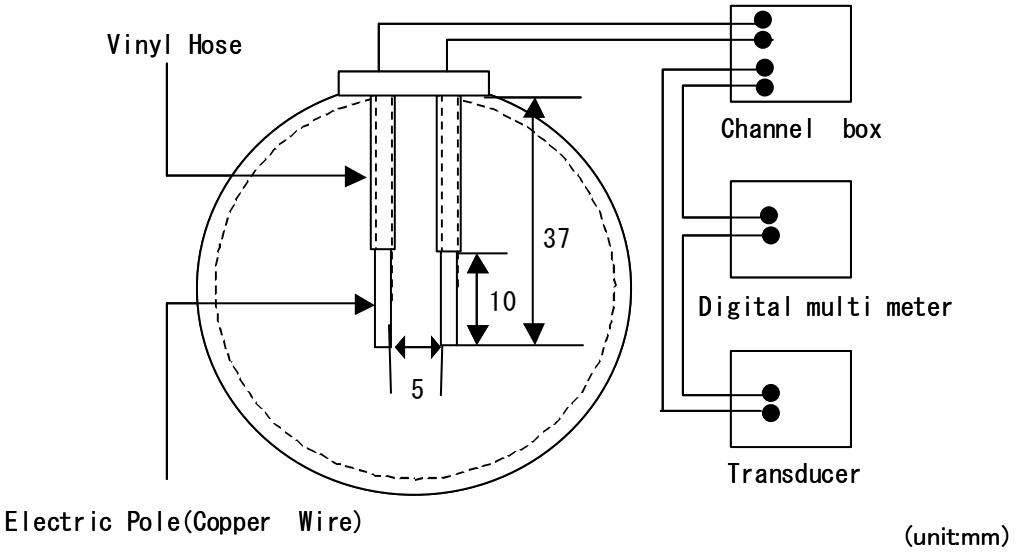


図2.3.4 比抵抗装置図

2.3.3.3 キャリブレーション

(1) 試験装置および試験手順

比抵抗装置を使って塩水と塩水ベントナイトスラリーの塩分濃度の測定を行った場合，それぞれの値にどのような違いが生じるか比較した。試験装置の概略図を図2.3.5，付写真2.3.1に示す。

試験方法は以下の手順に従って行った。

①塩水(1%，2%，3%，4%)，Sa/Be(1%，2%，3%，4%)=2/1の溶液ならびにスラリーを作成する。

②モールド内を水で満たし，チャンネルボックスにより測定する電極を合わせる。4Vの交流電流を用いて，交流電流変化をデジタルマルチメーターにより表示させ読み取る。

③塩水(1%，2%，3%，4%)，Sa/Be(1%，2%，3%，4%)=2/1についても上記の方法で測定する。

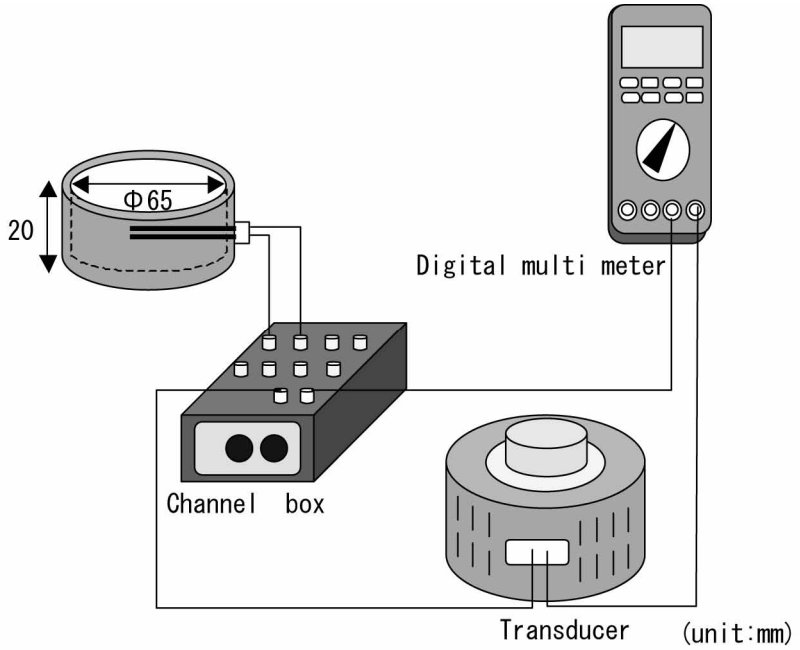


図2.3.5 キャリブレーション装置図

(2) 試験結果

キャリブレーションの試験結果を図2.3.6，付表2.3.2に示す。これより，塩水ベントナイトスラリーでの濃度に対して電流の値が，塩水のみと比較して小さくなっていることが分かる。

ここで，塩水の近似曲線は $y = 0.0937x + 0.0434$ ，塩水ベントナイトスラリーの近似曲線は $y = 0.0508x + 0.0286$ と表す。

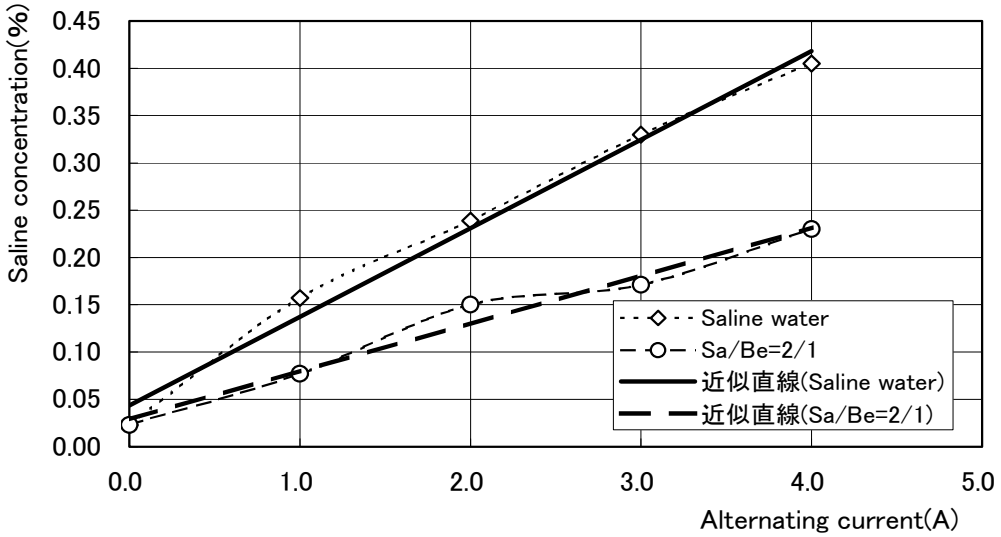


図2.3.6 比抵抗装置のキャリブレーション

(3) 考察

塩水ベントナイトスラリーの電流の値が塩水のみと比較して小さいのは，電極の表面積に対する塩

水の接触率が小さいために，塩水ベントナイトスラリーの値が小さくなっていると考えている。この現象は，次節で行う2次元通水試験，大型土槽による通水試験でも起こることが予想され，比抵抗で塩分濃度を求めようとすると誤差が生じる。そこで，誤差を補正してやる必要がある。図2.3.6をサンプルとして，塩水と塩水ベントナイトスラリーの近似曲線から補正量を導き出す。2直線$y = m_1 x + A$，$y = m_2 x + B$がχ軸の正の向きとなす角をそれぞれα，βとする。加法定理より2直線のなす角θは，次のように表される。

$$\begin{aligned}\tan\theta &= \tan(\alpha - \beta) \\ &= \frac{\tan\alpha - \tan\beta}{1 + \tan\alpha\tan\beta} \\ &= \frac{m_1 - m_2}{1 + m_1 m_2} \\ &= 0.042696765\end{aligned} \qquad (2.3.1)$$

また，切片の誤差Iの計算式も以下に示す。

$$\begin{aligned}I &= A - B \\ &= 0.0148\end{aligned} \qquad (2.3.2)$$

2.3.3.4 塩水ベントナイトスラリーの2次元通水試験

(1) 2次元通水試験装置および試験手順

ベントナイト注入孔に塩水ベントナイトスラリーを入れて挙動を調査する際，その注入孔での内部への水と塩水の置換状況を調べる為に，電極を一定間隔の割合で深さ方向に設定し，通水試験を行った。今回用いた川砂の粒径加積曲線を図2.3.7，付表2.3.3に示す。試験装置図を図2.3.8，付写真2.3.2，2.3.3に示す。ここで電極は，外側よりno.1，no.2，no.3，とした。

試験方法は以下の手順に従って行った。

①4%塩水/ベントナイト=2/1の配合比によってスラリーを作成する。

②モールド内に川砂を入れ，ステンレス孔内には①で作成した塩水ベントナイトスラリーを入れ，供試体を完成させる。

③下部より水を徐々に通水し試料を飽和させ，上部より排水させることで流動を促す。

④比抵抗装置を用いて塩分濃度の経時変化を読み取る。この時，計測時のみ電流を流す。

⑤塩分濃度が定常(0%)になった段階で実験を終了させる。

2次元通水試験のキャリブレーション結果を前節で述べた補正を行った後，図2.3.9に示し，キャリブレーション結果を付表2.3.4，2.3.5に示す。

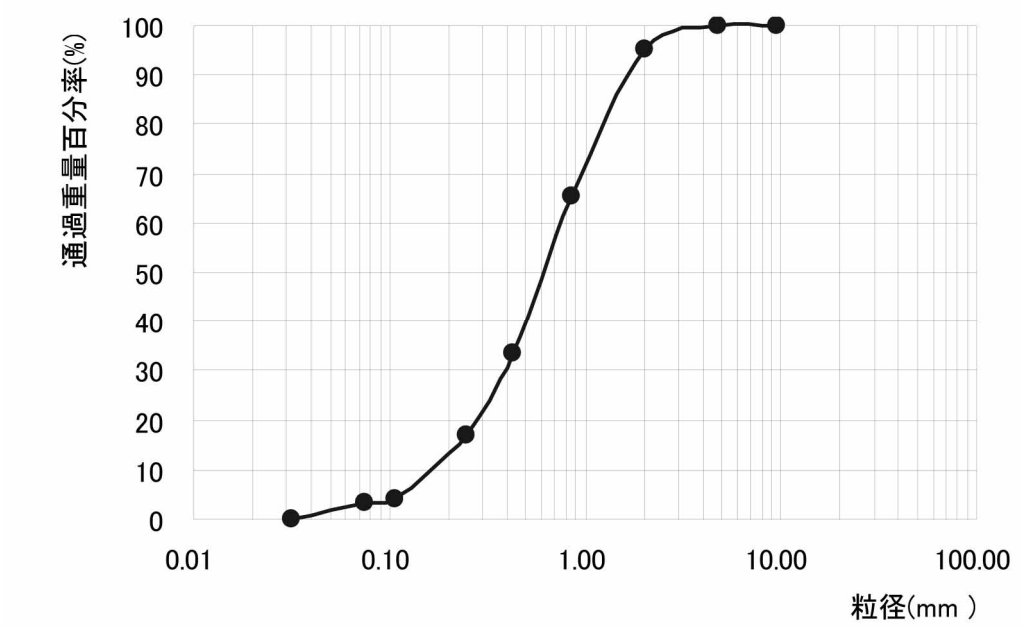


図2.3.7　JII砂の粒径加積曲線

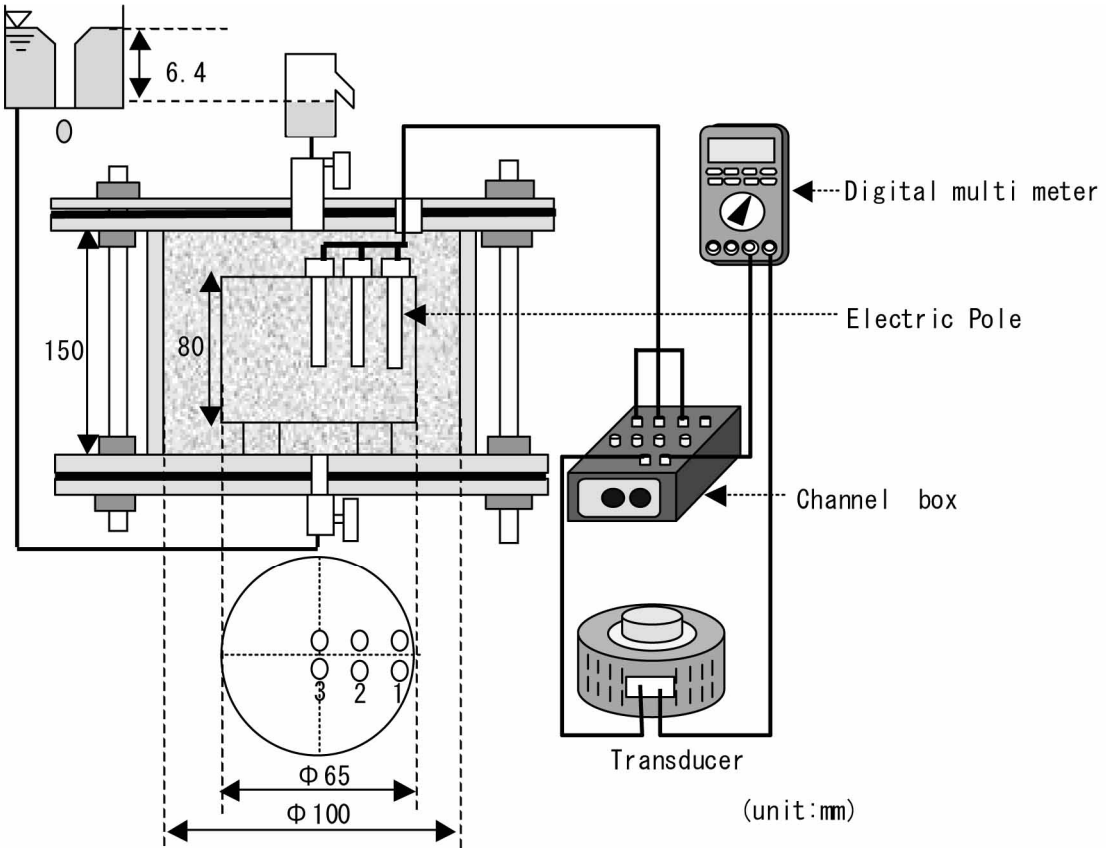


図2.3.8　2次元通水試験装置図

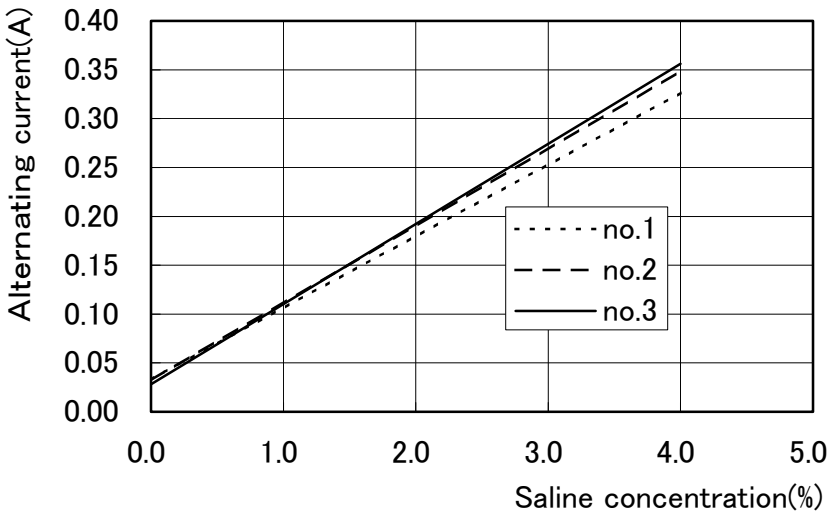


図2.3.9　2次元通水試験の校正曲線

(2) 試験結果

図2.3.10に各深さ方向に対する塩分濃度の経時変化を示す。また付図2.3.1に計測値を示す。

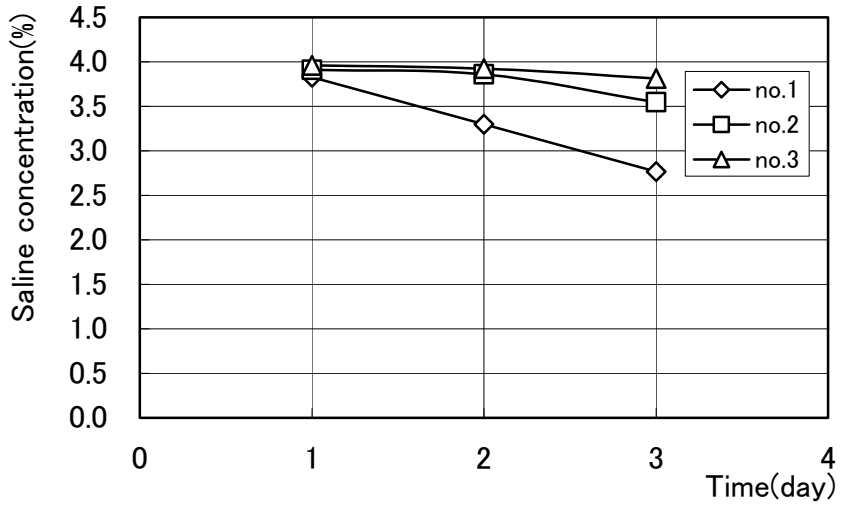


図 2.3.10　2 次元通水試験の塩分濃度の経時変化

(3) 考察

本節では，ボーリング孔に注入された塩水ベントナイトスラリーの水との置換状況について，水平方向においての浸潤挙動の調査を行った。

本節にて得られた知見を以下に示す。

① 外側の電極ほど塩分濃度の経時変化が大きいことから，注入された塩水ベントナイトスラリーの水との置換は，外側から少しずつ内部へと進行したことが判る。

② no.3の電極から，グラウト孔中心部も徐々に塩分濃度が低下している事から，ボーリング孔の径では全てのスラリーが膨潤することが判った。

2.3.3.5 大型土槽での塩水ベントナイトスラリーの通水試験

(1) 通水試験装置および試験手順

ここでは，流動が存在する場合と存在しない場合の実際の地盤を想定して，塩水ベントナイトスラリーを鉛直に注入し塩分濃度の経時変化を測定した。また実際の岩盤へベントナイトスラリーを注入した場合，ベントナイトが膨潤し口許よりベントナイトが逆流するという問題が出ている。そこで，注入坑口に土圧計を設置し，ベントナイトの膨潤圧を測定した。大型土槽による通水試験の概略図は図2.3.11，付写真2.3.4に示す。ここで，電極は双方の土槽とも下部よりno.1，no.2～no.9とした。

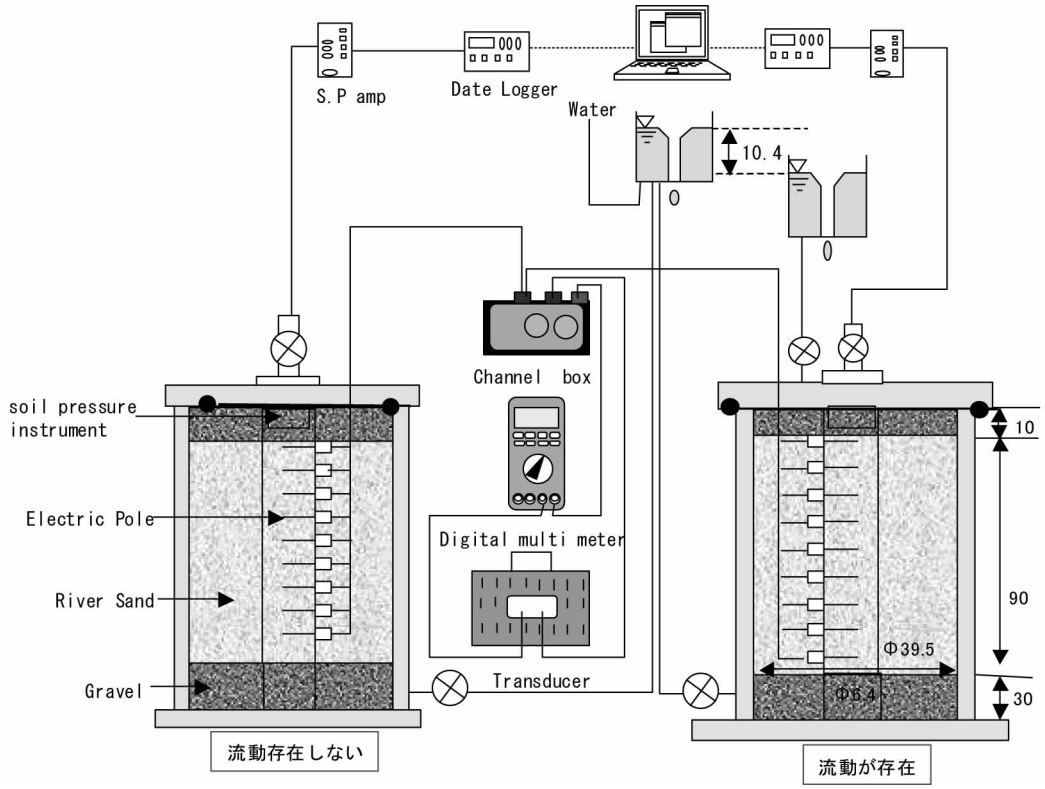


図2.3.11 大型土層による通水試験装置図

流動が存在する場合の試験方法は，以下の手順で行った。

①4%塩水/ベントナイト=2/1の配合比によってスラリーを作成し，24時間以上放置する。

②ステンレスメッシュ孔内に①で作成した塩水ベントナイトスラリーを入れ，その周面には川砂を用いた。また，通水を均等に行うために川砂の上下にグラベルを用いて，供試体を完成させた。

③下部より水を徐々に通水し試料を飽和させた。

④動水勾配を0.08に設定し，上部より排水させることで流動を促した。

⑤比抵抗装置を用いて塩分濃度の経時変化を読み取った。この時計測時のみ電流を流した。また，土圧計を用いて膨潤圧も計測した。

⑥塩分濃度が定常(0%)になった段階で,実験を終了させる。

それぞれの大型土層による通水試験のキャリブレーション結果を，付表2.3.6，2.3.7に示した。そして，前節で述べた補正を行った後，流動が存在する土槽は図2.3.12に示し，流動が存在しない土槽は図2.3.13に示した。それぞれの校正曲は付表2.3.8に示した。

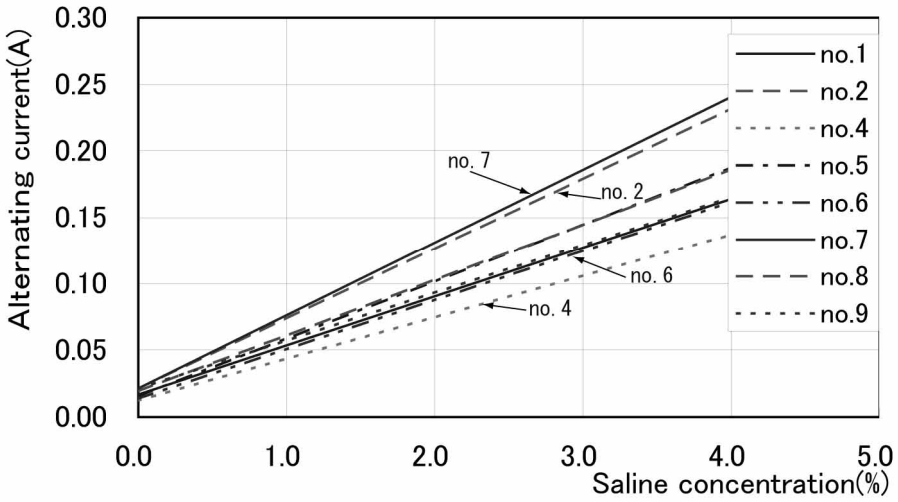


図2.3.12　流動が存在するモールドの校正曲線

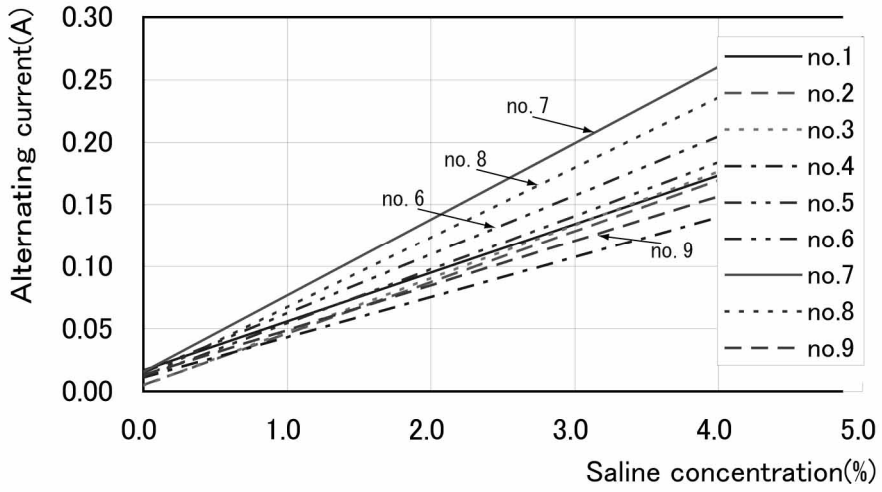


図2.3.13　流動が存在しないモールドの校正曲線

(2) 試験結果

流動が存在する土槽の試験から得られた値より計算した塩分濃度の経時変化を図2.3.14に示す。また，付図2.3.2に計測値を示す。

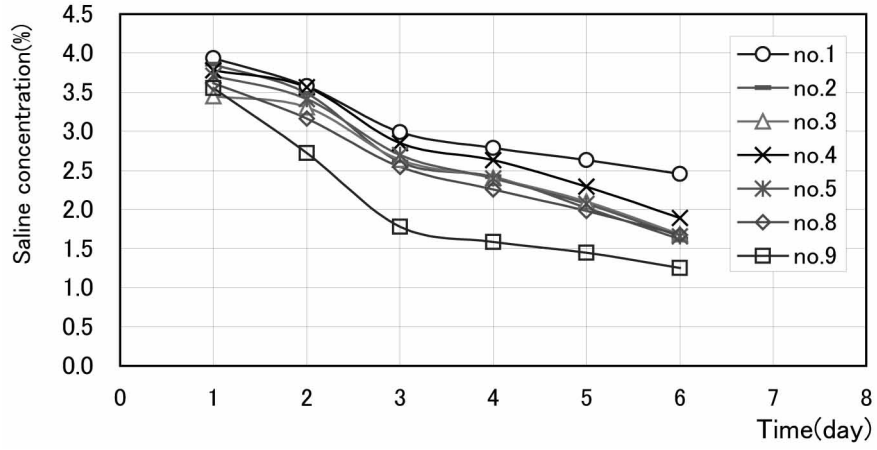


図2.3.14　流動が存在するモールドの塩分濃度の経時変化

次に，流動が存在しない土槽について，得られた計測値から計算した塩分濃度の経時変化を図2.3.15に示す。また，付図2.3.3に計測値を示す。

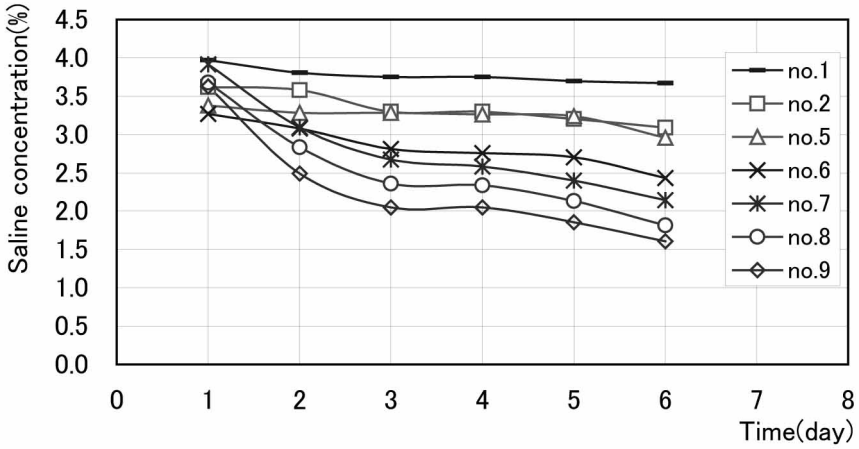


図2.3.15　流動が存在しないモールドの塩分濃度の経時変化

(3) 考察

本節では，ボーリング孔に注入された塩水ベントナイトスラリーの水との置換状況について，垂直な浸潤挙動の調査を行った。

以下に，本節において得られた知見をまとめて列挙する。

① 結果を比較すると，流動が存在している土槽が経時的に塩分濃度が低下している事が判る。これは，流動が存在していることにより常に塩水ベントナイトスラリーが新たな水と接触して生じたことであり，流動が存在する方が早く膨潤し強度を有することが判る。

② 流動が存在しない土槽は，比較的上部に設置した電極ほど塩分濃度の置換が進んでいることが判る。これは，ベントナイトスラリーが水をすぐに手放す性質を有していることから，下部ほどベントナイトスラリーの自重で圧密され粘性が増加し，置換され難い状態をつくっていることが判る。

③ 双方の土槽ともに，時間が経つにつれて塩分濃度変化が小さくなっていることが判る。

2.3.4 結論

本研究では，長期的に安定であり，且つ水と置換すると膨潤する特性を合わせ持っているベントナイトに着目し，ボーリング孔にベントナイトスラリーを注入した際の挙動を実験的に把握した。以下の項目に，本研究において得られた結果をまとめ，結論とする。

① 2次元通水試験において，ボーリング孔の外側のみが置換されるのではなく，時間はかかるが外側から徐々に内部まで置換されることを確認した。

② 大型土槽による通水試験において，圧密によりボーリング孔の下部ほど粘性が大きくなっていくことが分かった。その事により，逆に下部ほど水と置換し難い状態となり，上部と下部では置換の進行具合が変わってくる事が確認された。

③ 流動が存在した土槽では，流動が存在しない土槽に比べて早く置換する事が確認された。この事から，亀裂を包含するようにグラウト孔を作った場合，その亀裂周辺では置換が進み，止水効果を発揮することが示せた。

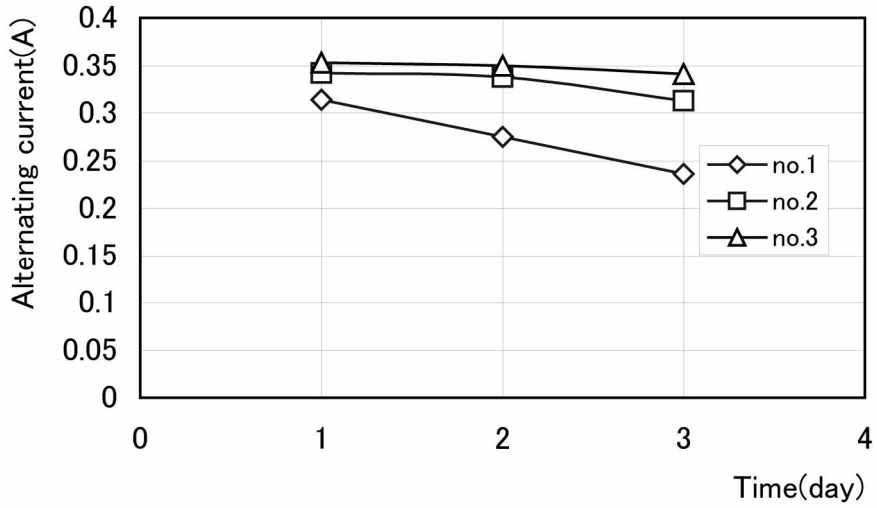
④ 地下水の動水勾配を設定して水を流してもベントナイトスラリーは流れ出す事がなかったので，ボーリング孔の閉塞孔技術において止水の可能性を示せた。

塩水ベントナイトスラリーを用いてボーリング孔を充填する際，ベントナイトの置換挙動の把握はできた。今後の課題としては，注入したベントナイトスラリーの一軸圧縮試験を行い，実用強度を有しているか調査する必要がある。また，今回対象とした地盤は地層処分で問題となりやすい透水性の高い地盤，ここでは砂質土である川砂を用いたが，実際の地盤の構造は何層にも分かれていることから，他の試料を組み合わせた試験を行う必要がある。これらを行うことにより，塩水ベントナイトスラリーを用いた亀裂性岩盤に対するグラウト孔とボーリング孔の閉塞孔技術の信頼性が確立される。

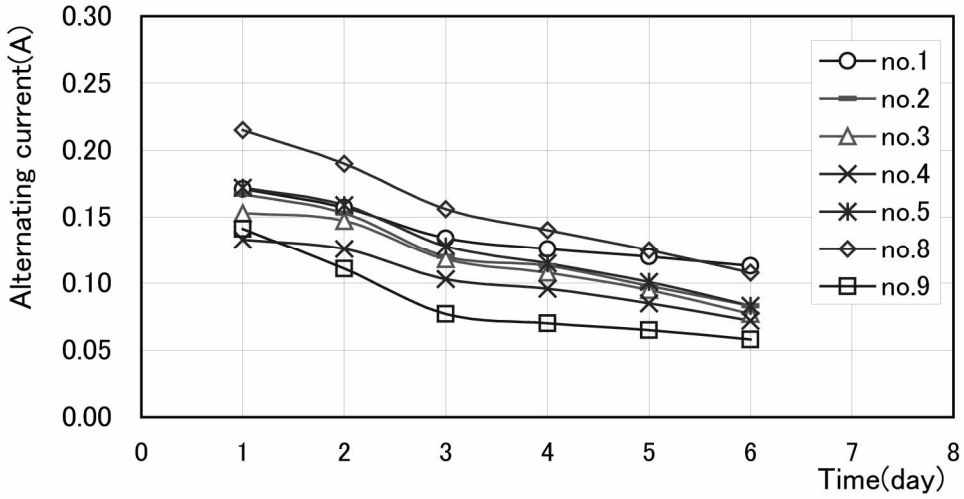
2.3.5 参考文献

1) 通商産業省立地公害局監修；地球産業文化研究所編・訳：温暖化への世界戦略－気候変動に関する政府間パネルの温暖化対策(EIS 報告と提言)，pp. 39-45，1991
2) 通産省資源エネルギー庁編：エネルギー新潮流への挑戦：通商産業調査会，pp156，1990
3) 原子力発電環境整備機構：地層処分－その安全性－，pp. 20-26，2003
4) 法律第百十七号：特定放射性廃棄物の最終処分に関する法律，2000
5) 原子力発電環境整備機構：地層処分－その安全性－，pp. 50-62，2003
6) 核燃料サイクル開発機構：“我が国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性－地層処分研究開発第 2 次取りまとめ－”，JNC TN1400 99-020，1999
7) 西垣　誠，小松　満，見掛信一郎，田岡　洋:ベントナイトグラウトの物理特性に関する研究，土木学会中国支部第 53 回研究発表会，pp. 379-380，2001
8) 西垣　誠，小松　満，見掛信一郎，田岡　洋，中島朋宏：エタノールを用いたベントナイトスラリーの亀裂性岩盤へのグラウト効果土木学会論文集，No. 764／Ⅲ-67，pp. 221-233，2004
9) 西垣　誠，見掛信一郎：亀裂性岩盤におけるグラウトの止水効果に関する研究，岡山大学大学院自然科学研究科博士論文，pp. 108-117，2003
10) 泉　敦，柴田卓詞，金谷賢生，寺田博一，西垣　誠：掘削損傷領域の修復技術としてのベントナイトグラウトの適用性，日本地下水学会秋季講演会講演要旨，pp. 250-255，2005

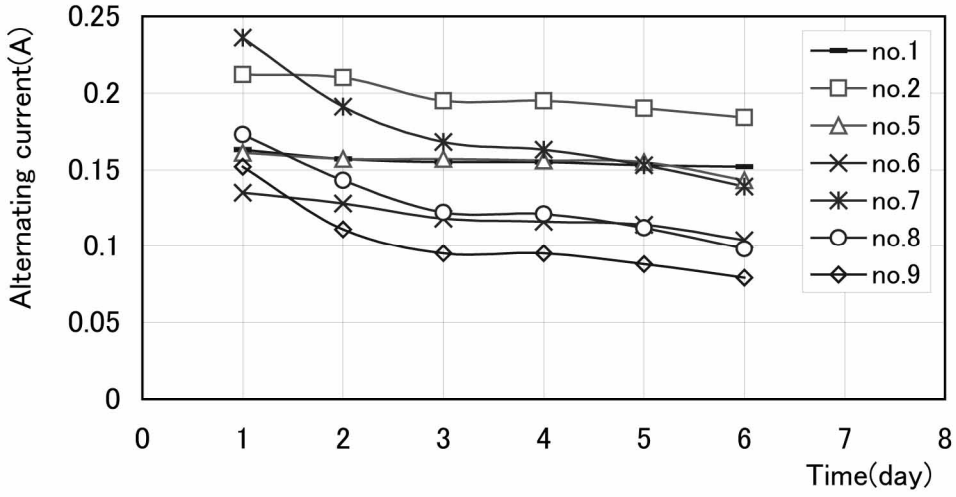
(岡山大学　西垣　誠)



付図 2.3.1　2 次元通水試験の交流電流の経時変化



付図 2.3.2　流動が存在する土槽の交流電流の経時変化



付図 2.3.3　流動が存在しない土槽の交流電流の経時変化

付表 2.3.1　ベントナイトの粒径加積曲線

粒径(μm)	加積通過率(%)
95.970	100.00
80.700	100.00
67.860	100.00
57.060	100.00
47.980	99.31
40.350	92.99
33.930	79.06
28.530	64.64
23.990	54.73
20.170	47.85
16.960	41.95
14.270	35.99
12.000	29.69
10.090	23.36
8.482	17.53
7.133	12.56
5.998	8.59
5.044	5.55
4.241	3.34
3.566	1.81
2.999	0.82
2.522	0.18
2.121	0.00
1.783	0.00
1.499	0.00

付表 2.3.2　比抵抗装置のキャリブレーション結果

	塩水	Sa/Beスラリー
濃度(%)	電流(A)	電流(A)
0	0.023	0.023
1	0.157	0.077
2	0.239	0.150
3	0.330	0.171
4	0.405	0.230

付表 2.3.3　川砂の粒径加積曲線

粒径(mm)	加積通過率(%)
9.500	100.00
4.750	100.00
2.000	95.22
0.850	65.56
0.425	33.36
0.250	17.01
0.106	4.22
0.075	3.27
0.032	0.03

付表 2.3.4　2 次元通水試験のキャリブレーション結果

	交流電流(A)		
塩分濃度(%)	no.1(外)	no.2(中央)	no.3(内)
0	0.023	0.023	0.023
1	0.181	0.187	0.190
2	0.297	0.306	0.296
3	0.407	0.424	0.423
4	0.491	0.514	0.530

付表 2.3.5　2 次元通水試験の校正曲線

電極	校正曲線
No. 1	$y = 0.073503235x + 0.0326$
No.. 2	$y = 0.079203235x + 0.0322$
No.. 3	$y = 0.082003235x + 0.0282$

付表 2.3.6　流動のある大型土槽のキャリブレーション結果

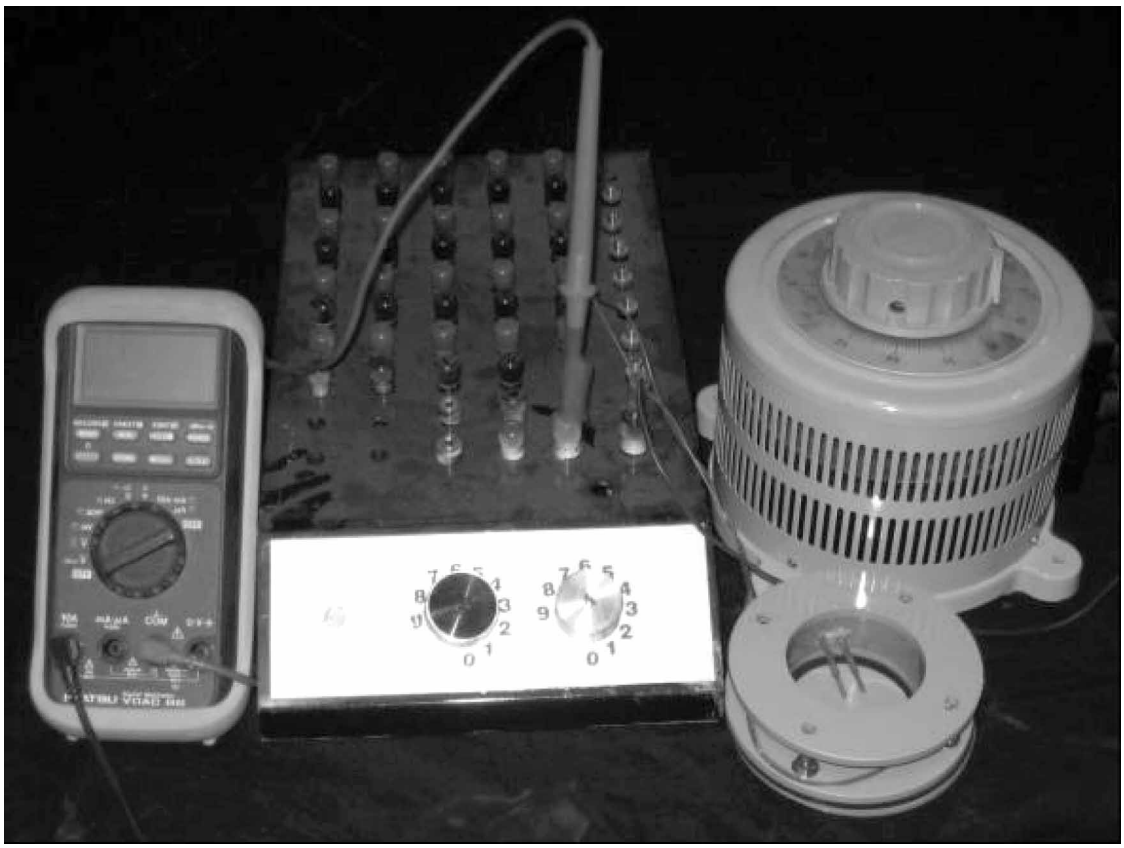
	塩分濃度(%)		
電極No.	0	2	4
no.1	0.023	0.213	0.350
no.2	0.022	0.183	0.358
no.3	0.022	0.187	0.365
no.4	0.023	0.181	0.323
no.5	0.022	0.206	0.366
no.6	0.022	0.225	0.383
no.7	0.022	0.246	0.441
no.8	0.022	0.243	0.413
no.9	0.022	0.196	0.337

付表 2.3.7　流動のない大型土槽のキャリブレーション結果

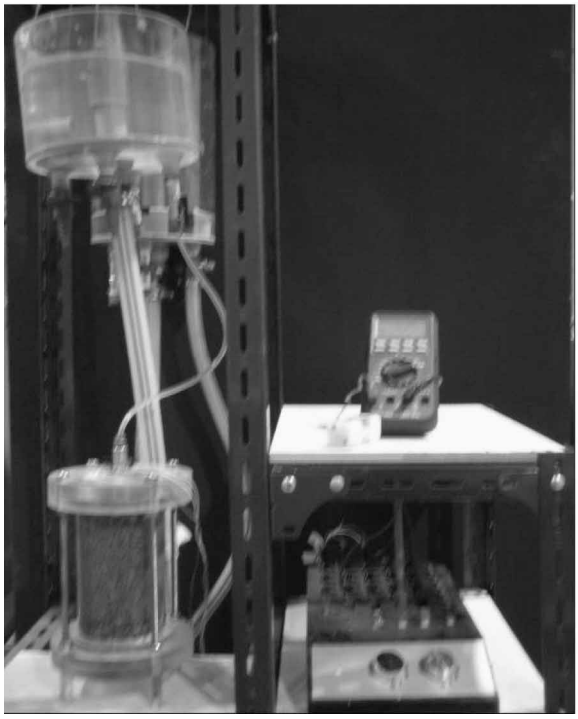
	塩分濃度(%)		
電極No.	0	2	4
no.1	0.023	0.208	0.341
no.2	0.022	0.254	0.404
no.3	0.022	0.023	0.024
no.4	0.022	0.205	0.348
no.5	0.022	0.218	0.365
no.6	0.022	0.201	0.341
no.7	0.023	0.258	0.413
no.8	0.022	0.227	0.360
no.9	0.023	0.219	0.338

付表 2.3.8　大型土槽の校正曲線

電極	校正曲線	
	流動あり	流動なし
No.1	$y = 0.039103235x + 0.017$	$y = 0.036803235x + 0.0169$
No.2	$y = 0.037603235x + 0.022$	$y = 0.052803235x + 0.0209$
No.3	$y = 0.043103235x + 0.0044$	――――――
No.4	$y = 0.032303235x + 0.0109$	$y = 0.031303235x + 0.0122$
No.5	$y = 0.043303235x + 0.0112$	$y = 0.043103235x + 0.0192$
No.6	$y = 0.047603235x + 0.0147$	$y = 0.037103235x + 0.0137$
No.7	$y = 0.062103235x + 0.012$	$y = 0.054803235x + 0.0215$
No.8	$y = 0.055103235x + 0.0157$	$y = 0.041803235x + 0.0192$
No.9	$y = 0.036103235x + 0.0127$	$y = 0.036103235x + 0.021$



付写真 2.3.1　比抵抗のキャリブレーション装置



付写真 2.3.2　2 次元通水試験装置

付写真 2.3.3　2 次元通水試験装置(モールド)

付写真 2.3.4　大型土槽による通水試験装置

2.4 表層水理観測データを用いた日吉川流域水循環のモデル化に関する研究

2.4.1 はじめに

本研究は，日本原子力研究開発機構東濃地科学センター，東濃鉱山，瑞浪超深地層研究所等を含む日吉川流域において取得されている水文・水理観測データや地質データを利用して精細水循環モデルを作成し，地表から地下深部までの流動系の定量的理解を深めることを目的としたものである。具体的には以下の作業および検討を行った。

- 地表部の土地利用，表土や浅層堆積層および深部の花崗岩の 3 次元構造が反映された精細モデルの作成
- 水文素過程（降水・蒸発散・地表水・地下水）を連成したシミュレータによる流域水文挙動の再現
- 流域内で取得されている詳細な水文観測値の再現性の検討
- 流域水収支（河川流出，蒸発散，地下浸透）のより定量的な把握
- 流域モデルの妥当性など，今後の水文水理調査・観測への指針の提示。

本研究の作業フローを図 2.4.1 に示した。

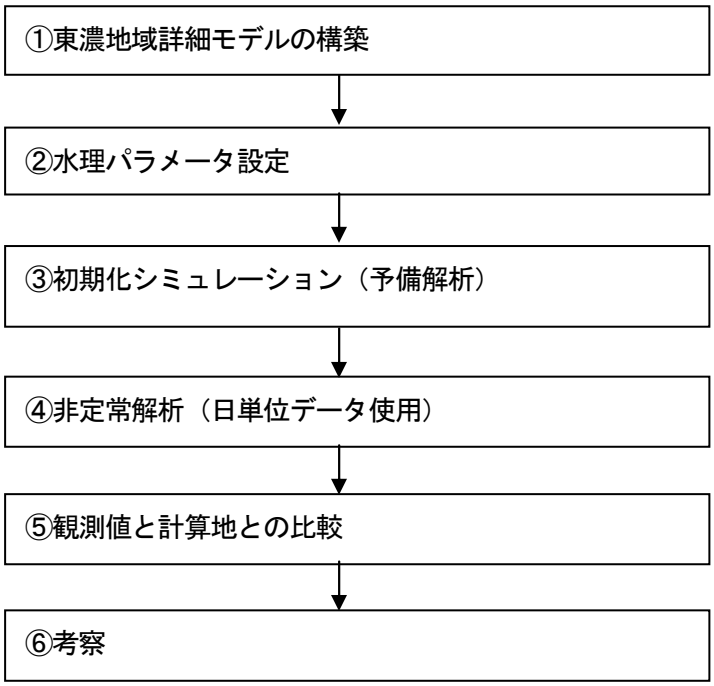


図 2.4.1 本検討の作業フロー

2.4.2 フィールド基本情報による 3 次元モデル設定

2.4.2.1 流域概要

対象流域の全体図を図 2.4.2 に示した。流域面積は約 42km^2 である。領域中央に日吉川が流れ，領域の東側から南側の境界と考えられる土岐川に流出する。内部には，多数の小流域があり，正馬川，柄石川流域においては，河川流量等の水文観測が行われている。

中央部には月吉断層の存在が明らかとなっており，遮水性があり，領域地下の水理構造を南北に分けていると推定されている。観測ボーリング孔は断層の南および北に多数配置され，地下水位の観測が行われている。

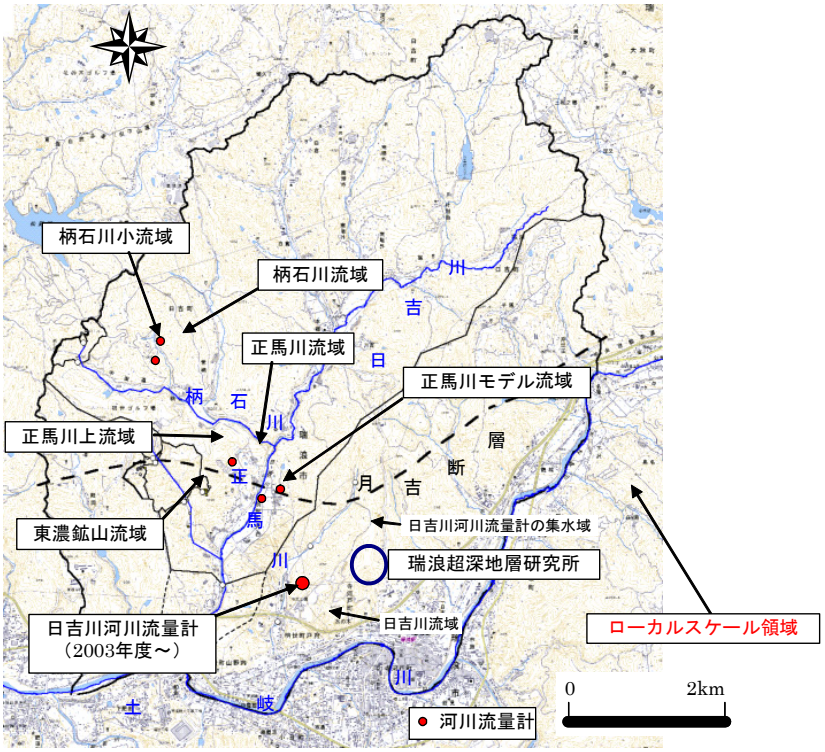


図 2.4.2　対象流域と水文観測位置図

2.4.2.2　流域 3 次元モデルの作成

(1) 流域の平面格子分割

日本原子力研究開発機構により作成されている精細 5mDEM を基本に，本流域の離散化を行った。主要河川や尾根筋に沿い，平面的に 100×120=12000 個の不規則四辺形格子に分割した（図 2.4.3）。河川に相当する部分は，河川幅を表現するように細かな格子分割を採用した。河床標高は DEM からは正しく抽出できないので，一旦 DEM データを抽出後，地表からの河床落差を上流から滑らかに与え，補正を行った。

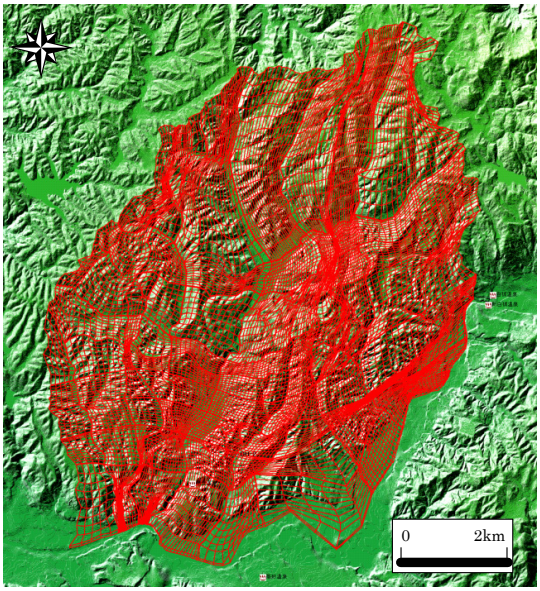


図 2.4.3　地表格子分割

(2) 3 次元モデル

図 2.4.4 の様に，鉛直方向には地下に 32 層を設定し，さらに地表面から上に 2 層（大気層，地表層）を加えた。地下浅部には，薄い土壌層（10cm～1m程度）を 3 層配置し，浅部流動を表現できるようにした。また，浅部から底部まで次第に粗くなるような格子分割を採用している。地下最下部標高は－2000mとし，閉境界と考える。

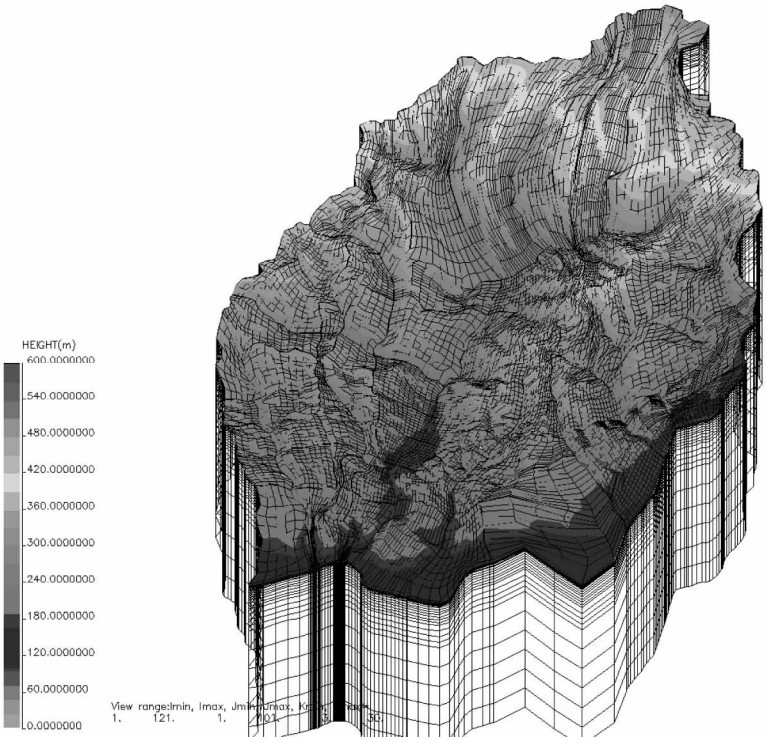


図 2.4.4　3 次元流域モデルの鳥瞰図

2.4.2.3　地質分布の設定

数値モデルでは個々の格子に水理物性を入力する必要があるが，本検討では地質構造（岩相分布，断層）を基本として設定することとする。即ち，領域を地質構造に従って地質単位に区分し，同じ地層名のものは同じ水理パラメータを付与することとする。ここで利用する地質構造は，これまで東濃地科学センターの各種調査により地質学的に推定されているものである。

(1) 地質情報

図 2.4.5 は本地域の広域表層地質図である。地下地質は，表土，瀬戸層群，瑞浪層群（生俵累層，明世・本郷累層，土岐夾炭累層），花崗岩上部割れ目帯，花崗岩割れ目低密度帯に分類し，さらに中央部の月吉断層を考慮する。

図 2.4.6 は，離散化モデルに入力した地質設定であり，岩種により色分けしてある。また，月吉断層の位置も傾いた面として挿入してある。尚，断層はモデル下部まで連続しているものと仮定した。

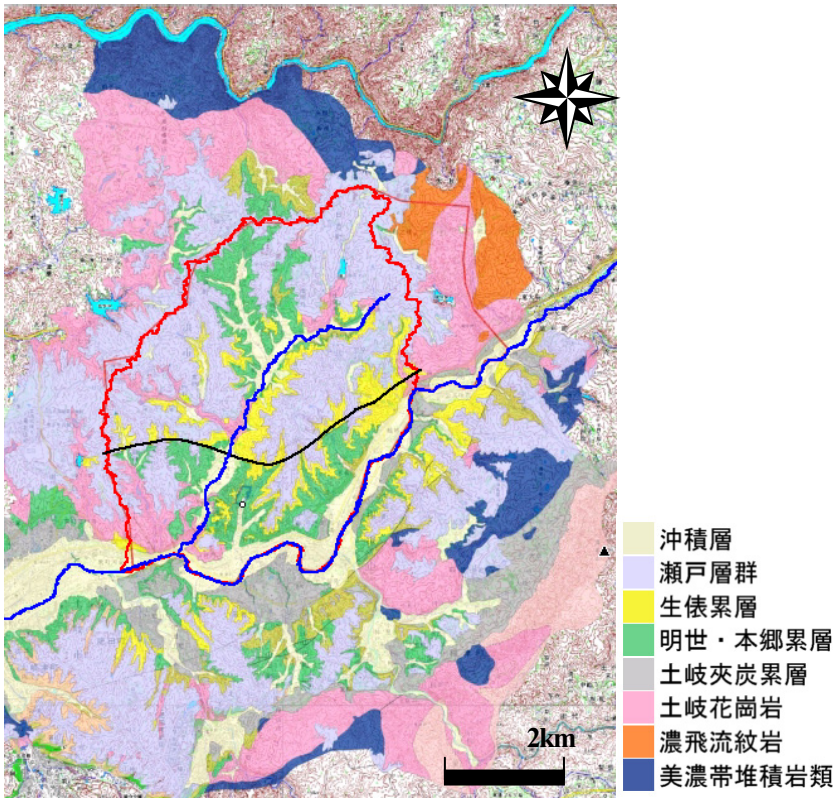


図 2.4.5　東濃地域の広域地質図

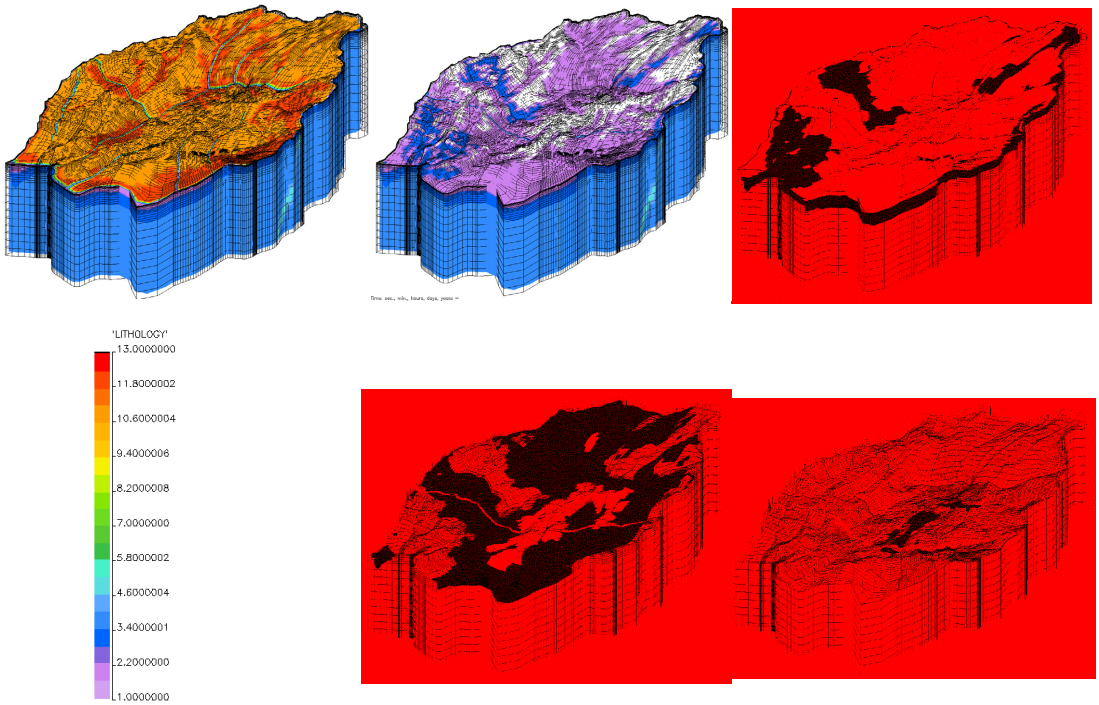


図 2.4.6　流域モデルに入力された地質分布

（青い部分は花崗岩，表面の明るい部分は表土）

2.4.2.4 地表土地利用

(1) 土地利用図

流域地表面の土地利用図（図 2.4.7，図 2.4.8）を参考に，離散化された地表面を 5 種類（森林，農地，市街地，河川，ゴルフ場）に分類し，各々に対応する地表粗度および水理物性（浸透率，間隙率，不飽和物性）を与える。具体的な数値は次節に示した。

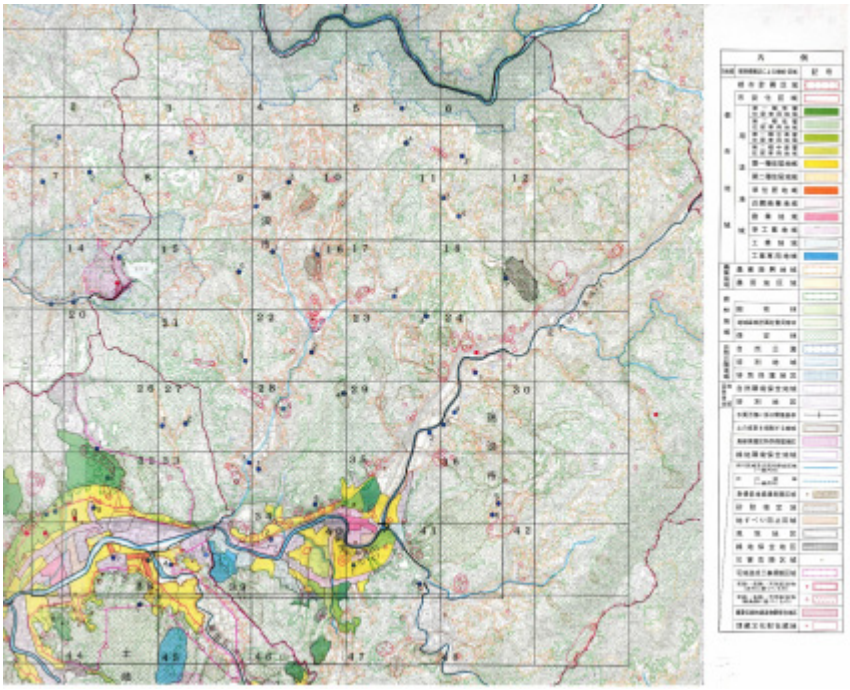


図 2.4.7 地表土地利用図

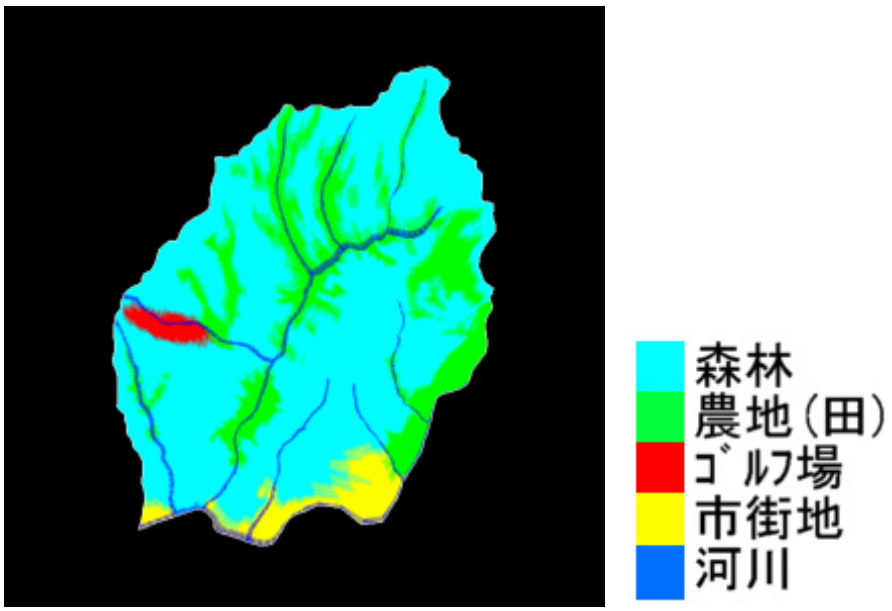


図 2.4.8 格子に入力した土地利用分布

2.4.3 水理パラメータの設定

2.4.3.1 地表面粗度係数

地表面の粗度係数（等価粗度係数）は，東濃地域の土地利用分布図を基に，農地，市街地，森林，ゴルフ場，河川の土地区分ごとに，表 2.4.1 の様に設定した。これらの値は，河川以外は比較的大きな値であり，地表流が流れにくい設定となっている。尚，地表面での側方流と浸透流の振り分けは，表土の間隙率，浸透率，毛管圧力により，シミュレータ内部で数理的に行われる。

表 2.4.1 地表面粗度係数

土地利用区分	地表面粗度係数
農地	6.0
市街地	2.0
森林	10.0
ゴルフ場	6.0
河川	0.05

2.4.3.2 地下水理物性

(1) 浸透率および間隙率

入力された地質構造を反映した形で，各々の岩相に水理パラメータを設定した。表 2.4.2 に，設定した浸透率，間隙率を示す。

土壌については，一般的な水文学的データを基に設定した。

表 2.4.2 浸透率および間隙率

		浸透率[md]		間隙率
土壌	表土	10000（厚さ 0.1m），河床 40		0.5
		5000（厚さ 0.4m）		0.5
		1000（厚さ 0.5m）		0.3
	表土下部	森林	10000（深度 0.5mまで）	0.5
			5000（深度 2mまで）	0.4
		農地・ｺﾞﾙﾌ場	5000（深度 0.5mまで）	0.5
			2500（深度 2mまで）	0.4
		市街地	1000（深度 0.5mまで）	0.3
			200（深度 2mまで）	0.2
瀬戸層群		1033		0.3
瑞浪層群		39.5（水平方向） 0.395（鉛直方向）		0.2
花崗岩上部割れ目帯		23.1		0.02
花崗岩割れ目低密度帯		3.54		0.01
月吉断層		0.001（面に直交する方向） 116.1（面に平行な方向）		0.05

尚，月吉断層の面に平行な方向の透水性は，水理試験から得られている断層沿いの透水量係数 5.62×10^{-5} m^2/s を，モデル上の断層厚さ約 50m で割った値である。

($5.62\times10^{-5}/50 = 1.124\times10^{-6}$ m/s = 116.1 md)

(2) 不飽和物性

相対浸透率，毛管圧力曲線については，本研究では図 2.4.9 に示すような曲線を用いた。土壌や地質区分等により不飽和特性を相応のものにする必要があると考えられるが，第 1 段階として，地質区分等に関わらず同一のデータを使用した。

尚，水深のある河川や水溜りからの地下浸透を数理的に表現するために，地表に対しては多孔質媒体とは異なる毛管圧力曲線，相対浸透率曲線を用いている。

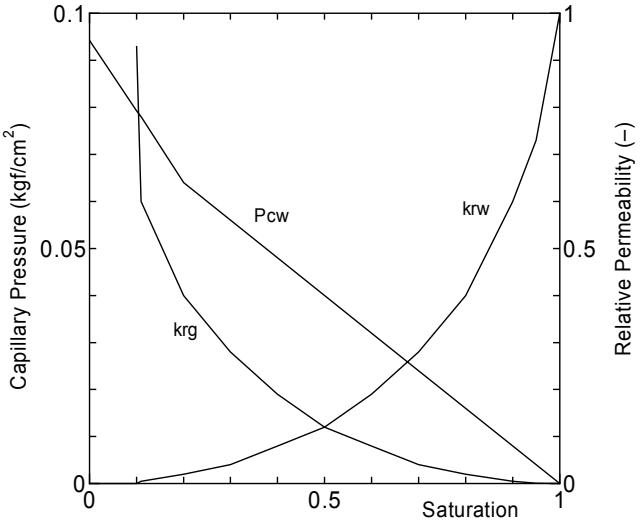


図 2.4.9　不飽和パラメータ

(3) 蒸発効率補正係数

実蒸発散量は，ペンマン法により得られている可能蒸発散量を図 2.4.10 の蒸発効率―飽和率関係式から算定する。蒸発散は，地表面に水深がある場合には水面から起こり，水面がない場合には表土層から起こるものとする。また，表土の飽和率がある閾値以下に低下すれば蒸発散は起こらないものとする。

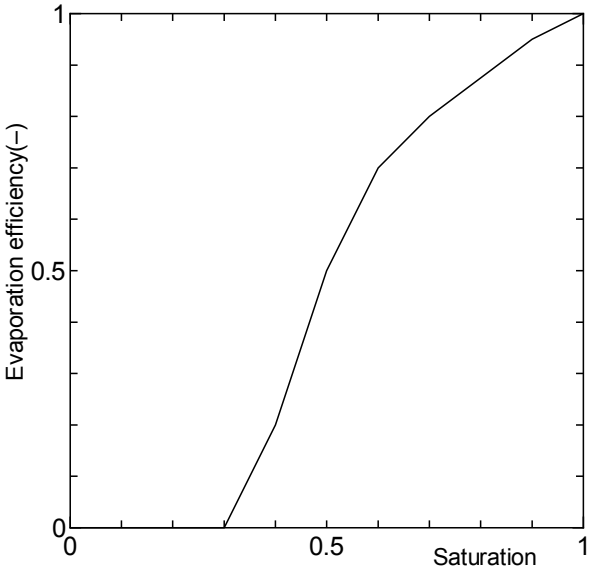


図 2.4.10　蒸発効率と飽和率の関係

2.4.3.3 境界条件

領域の境界部には表 2.4.3 および図 2.4.11 のような設定をする。地下は全て閉境界であり，流域外への流出は，河川を含む地表面を通じて行われるものとする。

表 2.4.3 境界条件の設定

境界	内容	設定
大気層	地表層と空気を交換し，常に地表付近を大気圧状態に保持する	浸透率，間隙率とも非常に大きな領域，毛管圧力 0
地表層	流域内地表面は浸透と湧出が許される面とする。また，河川流が流れる場所である	間隙率 1.0，毛管力 0 の空間粗度係数により流動を規定浸透・湧出は表土物性に依存
	土岐川部分では河床への湧昇を許す	間隙率の非常に大きな領域
地下	側方（東西南北）	自動的に閉境界
	底部	自動的に閉境界

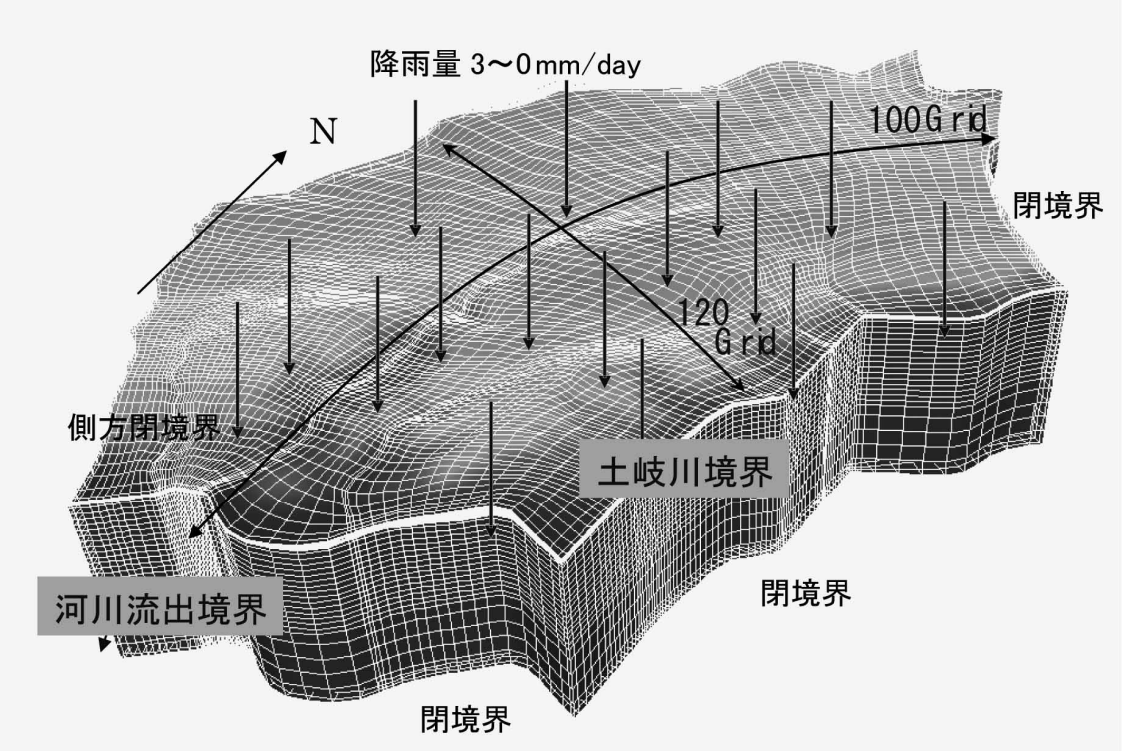


図 2.4.11 境界条件の設定

2.4.4 流域水文水理観測の概要

本流域内では，気象観測（気温，風速等の気象要素，蒸発散など），河川流量観測，地下水位観測が長年行われ，情報が蓄積されている。本解析ではそれらの情報を活用し，流域地質水理構造の理解を深めることを目的としている。

また，流域の任意の点を観測点として，その挙動を任意の時間に出力できるため，実際の観測点にこだわらず，全体を見ることができる。

ここでは，後節で比較に用いる観測点や観測値の概要のみを紹介しておきたい。

2.4.4.1 水文観測地点位置図

(1) 降水量記録および蒸発散量記録

図 2.4.12 には，本流域の小流域（正馬川，柄石川）の観測点を示している。図 2.4.13 は正馬様流域雨雪量計および東濃鉱山流域での蒸発散量推定値（ペンマン法）の 1999 年度～2003 年度の観測値を示す。

蒸発散量，雨雪量とも季節変動が認められる。しかし，雨雪量は年ごとに大きな違いがあるが，蒸発散量については年ごとの大きな違いは認められない。

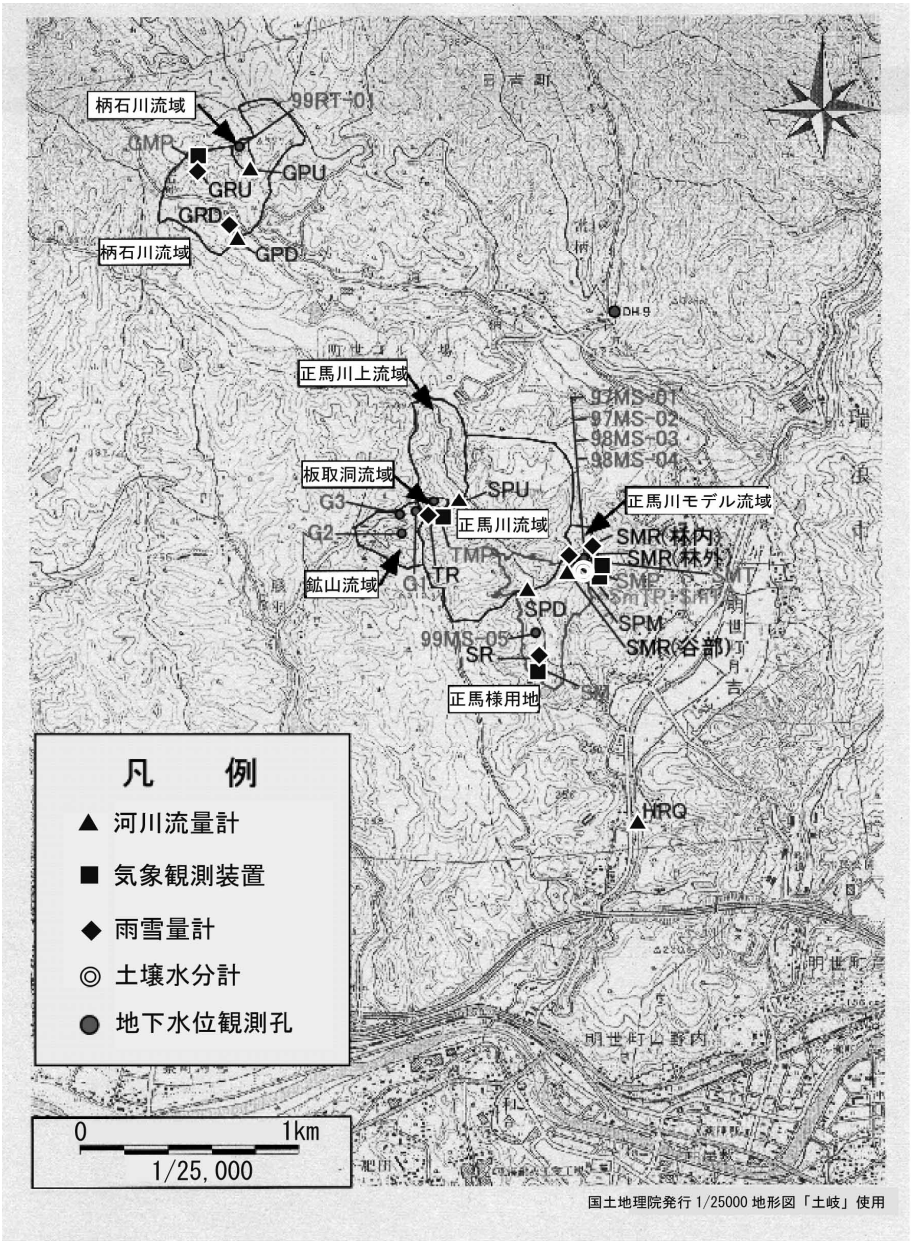


図 2.4.12　観測地点位置図

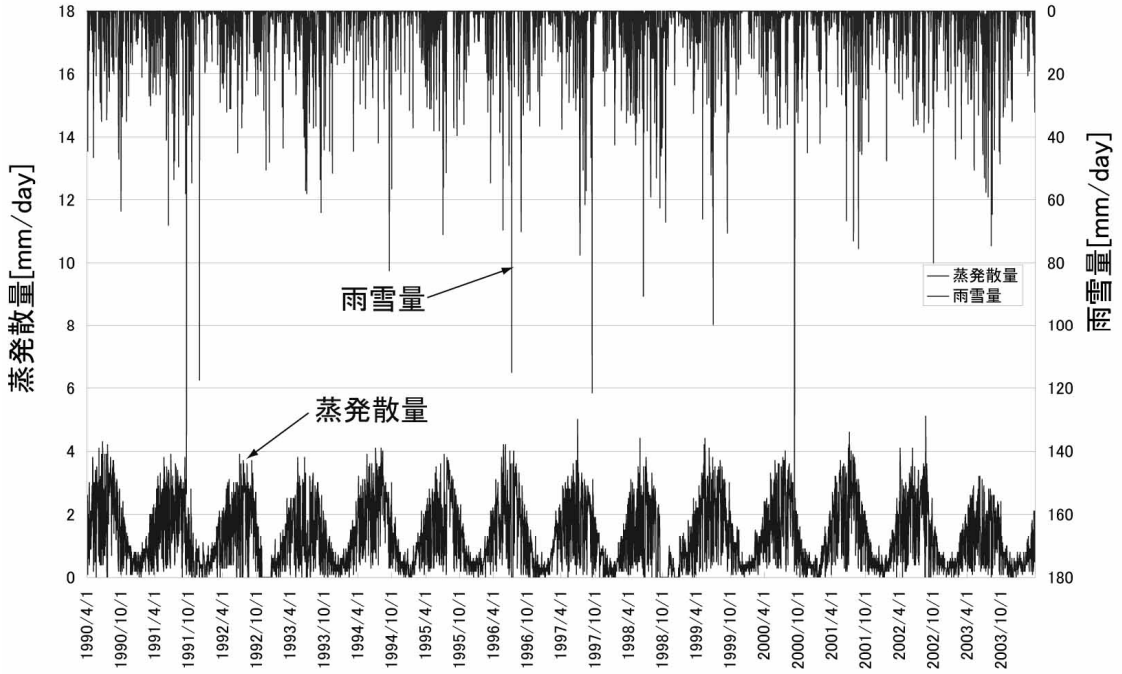


図 2.4.13　雨雪量および蒸発散量観測値

(2) 河川流量観測値

図 2.4.14 は正馬川流域の河川流量および正馬川流域の 1999 年度～2003 年度の雨雪量観測値を示す。河川流量も雨雪量・蒸発散量と同様に 1990 年度から継続してデータが取得されている。

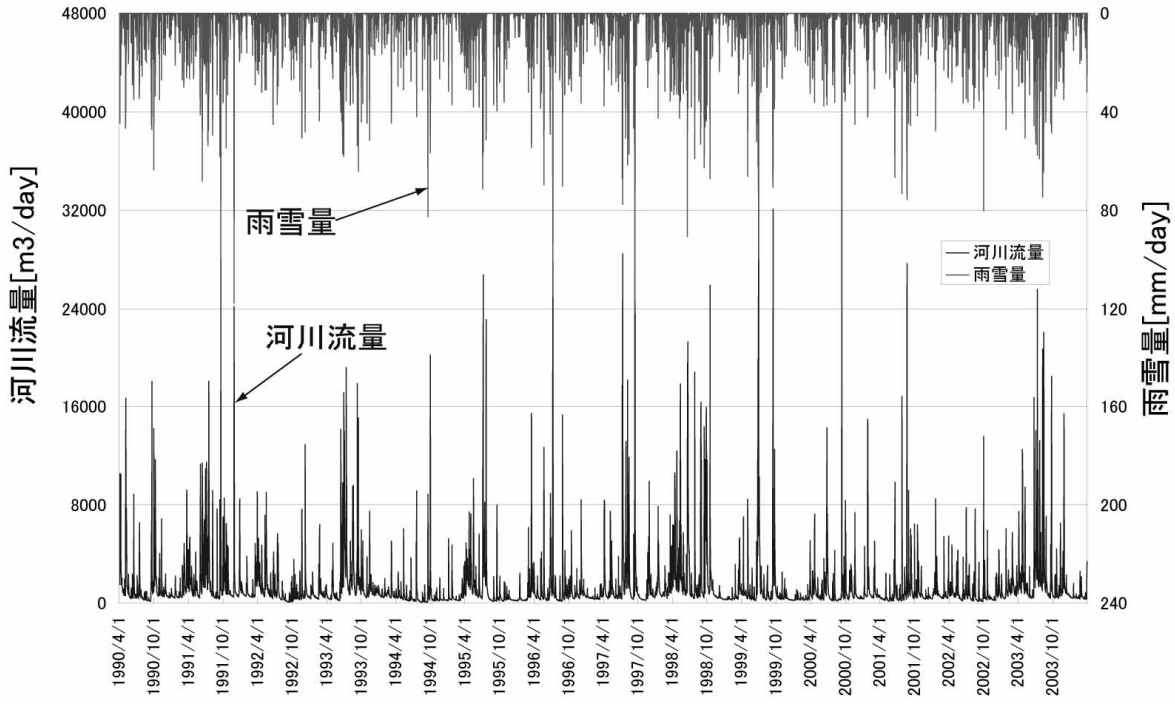


図 2.4.14　河川流量計測値の例
（正馬川，1990/4/1 から約 5150 日分）

(3) 地下水位観測値

多数の観測性が領域内に配置され，地下 1000m程度の深部地下水位の観測値，および浅い地下水の観測値が得られている。図 2.4.15 には，比較的浅い地下水の水位変動の様子が示されている。本検討で現在までに比較考察した観測値については，後節 2.4.6 に示した。

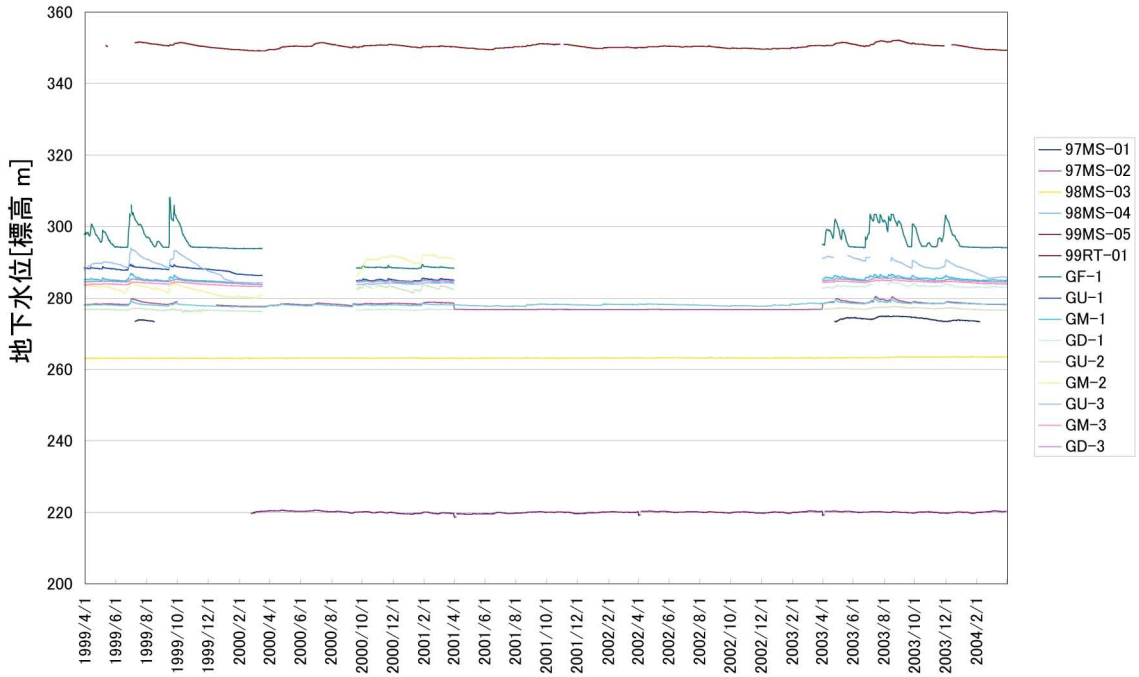


図 2.4.15　地下水位観測値の例

2.4.5　初期状態再現シミュレーション

前節までに，3 次元流域モデルの骨格が出来上がったが，まだ内部状態量（計算開始時点の初期圧力，初期飽和率）は定義されていない。計算を行うためには状態量を 3 次元モデルの全ての格子に与えねばならないが，山岳地を含む複雑な地形の流域では地下水位分布や河川流量分布は人間が知り得ようも与えようもないものである。しかし，流域の現在状態は，非常に長い時間にわたる降水と流出のバランスで出来上がっていることを考えれば，次のような手順で初期状態を作りだすことができる。

① 図 2.4.16 の様に，はるかな過去に流域地下が地表まで水で飽和した状態であったこと，深度方向に静水圧状態であったこと，地表に河川が存在しなかった状態を考える。
② この状態に，年降雨の平均値を地表面に与え計算を開始する。谷筋には湧水が起こり河川が形成され，流域外に排出されるようになる。また，尾根筋から不飽和帯が発達し始め，水位が低下してゆく。この様子は，図 2.4.16，図 2.4.17 に示されている。
③ やがて，降雨による涵養と流出がバランスし，流域全域で河川流量が落ち着き，地下水位も地形と地質に従った形で形成される。
④ 適当に地下水位や流量が落ち着いた段階で，季節降雨変動，さらに日変動を与え，次第に現在（観測している時期）の変動状態に近づけてゆく（図 2.4.17）。

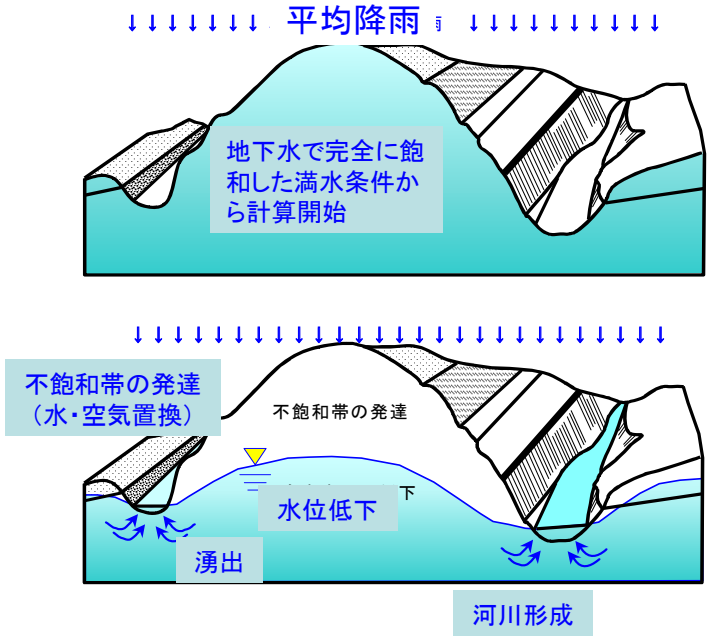


図 2.4.16　領域初期化過程の模式図

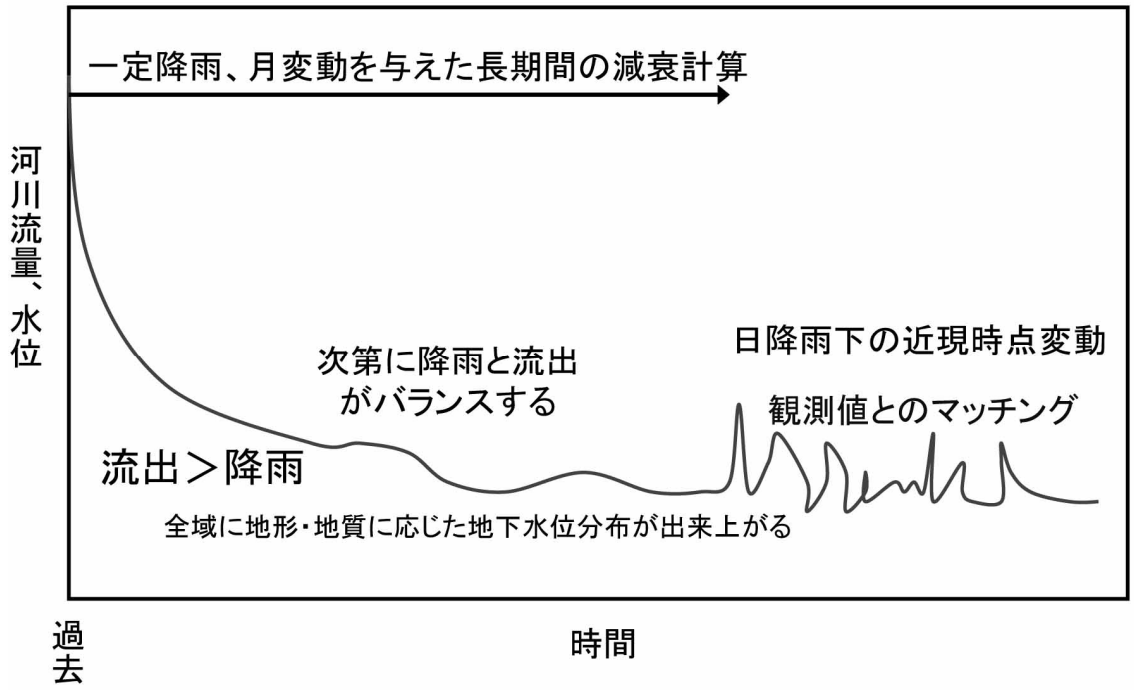


図 2.4.17　初期化過程における水位や流量の変化の一般的傾向

地表水・地下水を完全連成したシミュレータでは，このようなプロセスから，人為的な境界設定なしに自然状態（計算モデルの初期状態）を作り出すことができる。

尚，初期化の方法は他にも考えられるが，山岳地を含む一般的な流域解析ではこの方法がモデル設定上最も容易かつ納得し易いものであろう。また，一般の地下水解析用シミュレータでも，地表部の設定を適切に行えば，同様の手順で地下水位のみの初期化を行うことは可能と考えられ

る。ただし，地表河川の影響を地下水位分布に反映させるには，連成型シミュレータが必要となる。以上の初期化プロセスを利用し，具体的に次のような手順で東濃流域モデルの初期状態を作成した。

① 一定降雨：2mm/day を与え地下水位低下，河川形成状態を長時間（数万日オーダー）にわたって計算した。しかし，山地における不飽和帯の発達は十分ではなく，降雨が過剰（あるいは，地表付近の浸透率が過小）と考えられた。ここでは，1mm/day に降雨を減らし，引き続き 30 万日弱まで計算を行った。

② その結果，やはり全域での水位の低下は鈍く，観測より水位が高い状態になることが予想された。

③ そこで，約 30 万日弱の時点から，降雨を止めた状態で約 8 万日の計算を行い，全域である程度水位が低下した状態を確認し，それを初期状態とした。

④ この状態を，1990 年 4 月 1 日からの通算日数 4700 日（2003 年 4 月 1 日より約 50 日前）時点と見立て，以降，約 1 年間の降雨日変動を与え，観測期間の観測値再現性を検討した。

⑤ 尚，初期状態がどの程度領域の現状を反映しているかの定量的チェックはこの時点では行わず，全ての計算が終了した時点で比較考察した。

2.4.5.1 初期化されたポテンシャル分布および河川網

図 2.4.18 は前記により初期化された地下内部の地下水ポテンシャル分布断面図である。月吉断層が低透水として設定されているため，その両側で大きく流動の構造が変化している様子がわかる。また，図 2.4.19 は初期化された地表の河川網である。

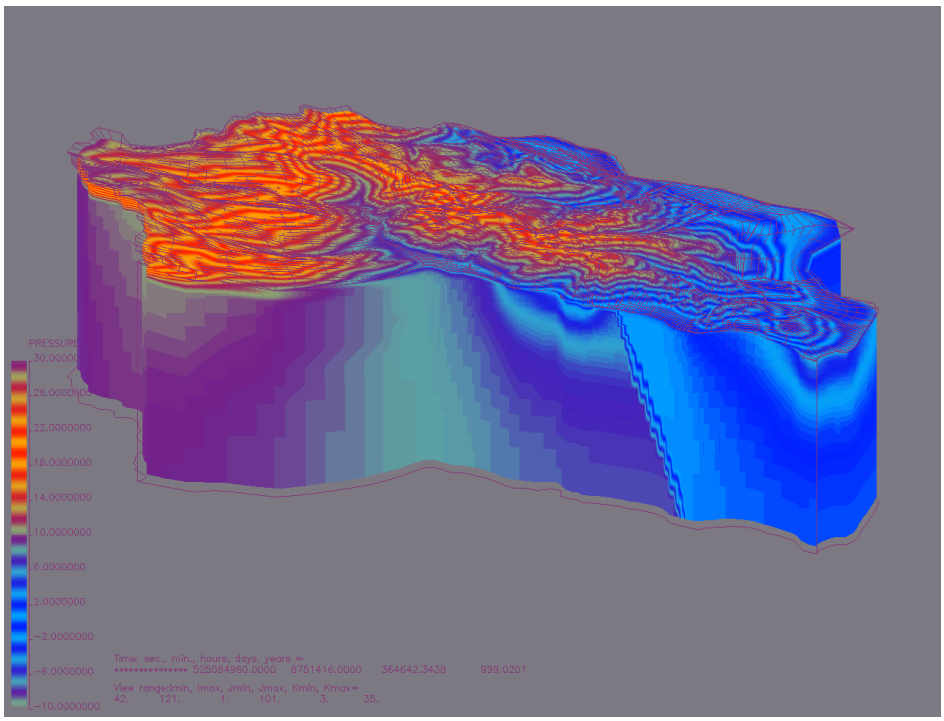


図 2.4.18 日吉川に沿うポテンシャル分布断面図
（ポテンシャルは地下最下部の 1 点を基準にして計算したもの）

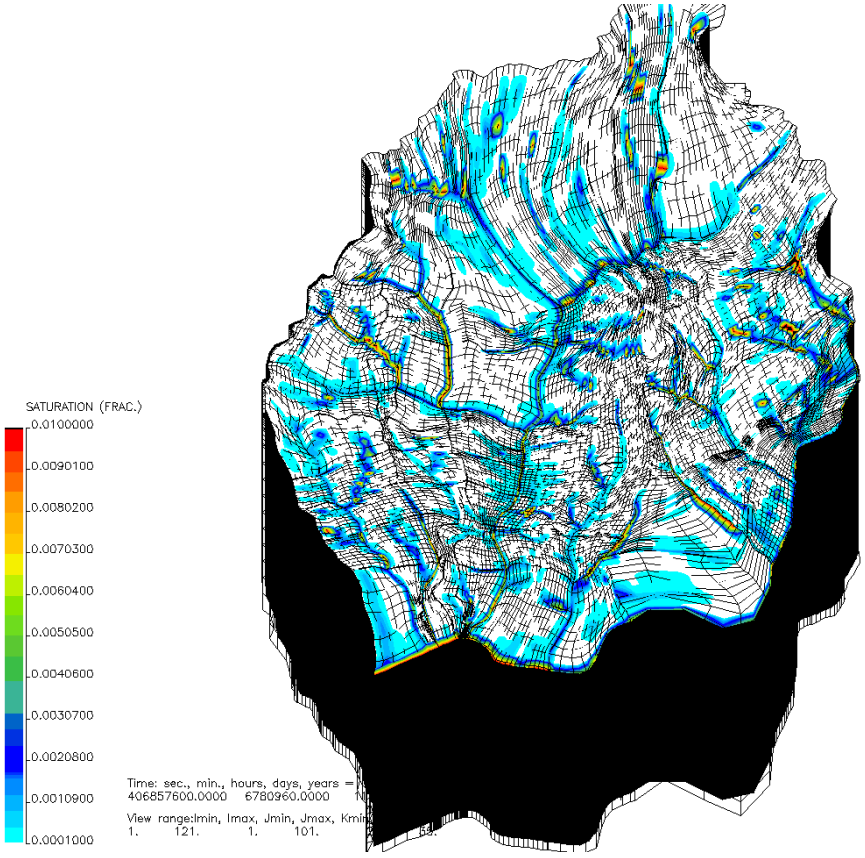


図 2.4.19　地表の河川の様子

（谷筋には河川が形成され，水系網ができあがる）

2.4.6　観測値と計算値の比較検討

2.4.6.1　河川流量値の再現性

河川流量の観測値は正馬川については 1990 年から，日吉川については 2003 年度から計測開始されている。また，他の小河川についても計測されているが，観測開始時点は各々異なっている。

ここでは，日吉川観測値のある時期（2003 年 4 月 1 日～約 1 年，1990 年 4 月 1 日より通算 4700 日～5150 日）を対象に計算を行った。

尚，同時期の日降雨（実降雨）は日本原子力研究開発機構　正馬様用地内における雨雪量観測値とし，可能蒸発散量については，日本原子力研究開発機構により推定されている値を利用し，実蒸発散量はシミュレータ内部の地表状態量（飽和率）により地点・時間毎に補正して内部で算出される。

(1) 日吉川河川流量観測値の再現性

日吉川は本流域の最大の流出河川である。図 2.4.20，図 2.4.21 は観測降水量，観測河川流量，計算河川流量を示したものである。

図 2.4.20 のように，計算された河川流量は観測値に非常に良く追随している。図 2.4.21 は中央部の拡大図である。

日吉川の流出挙動が良く一致していることは，次のような理由によるものと考えられる。

①　河川に沿う地形離散化（河川周辺斜面，河床標高など）が適切に行われたこと

② 河川流動モデル（線形拡散波近似モデル）の妥当性,
③ 河床の等価粗度係数，土壌を含む浅層水理物性の妥当性
④ 河川流量観測値自体の妥当性

図 2.4.22 は正馬川下流である。基底流量の変化の傾向は追随しているが，計算値は基底流量が高くピークは小さい。

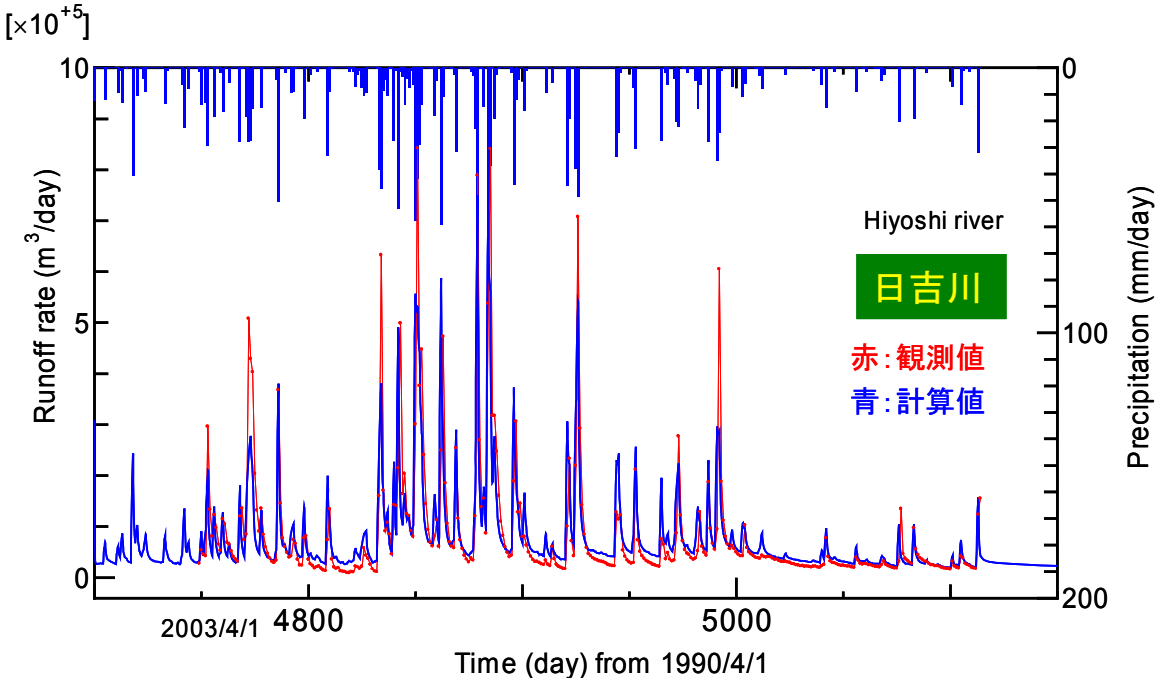


図 2.4.20 日吉川流量観測値と計算値の比較

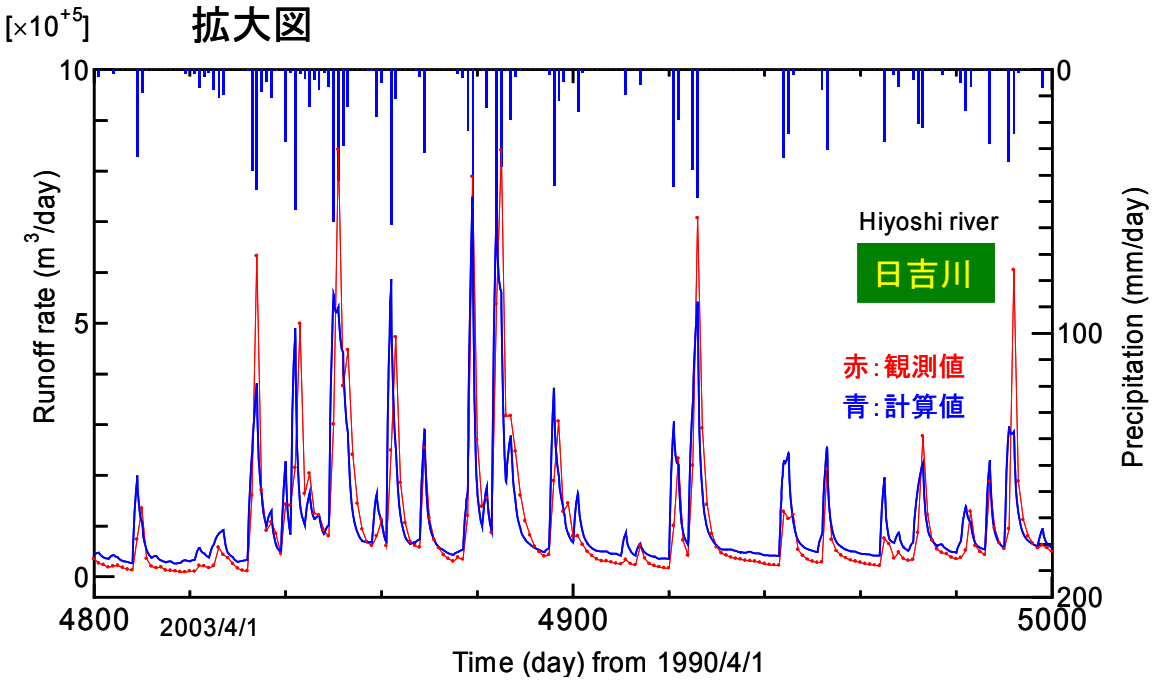


図 2.4.21 日吉川流量観測値と計算値の比較（拡大図）

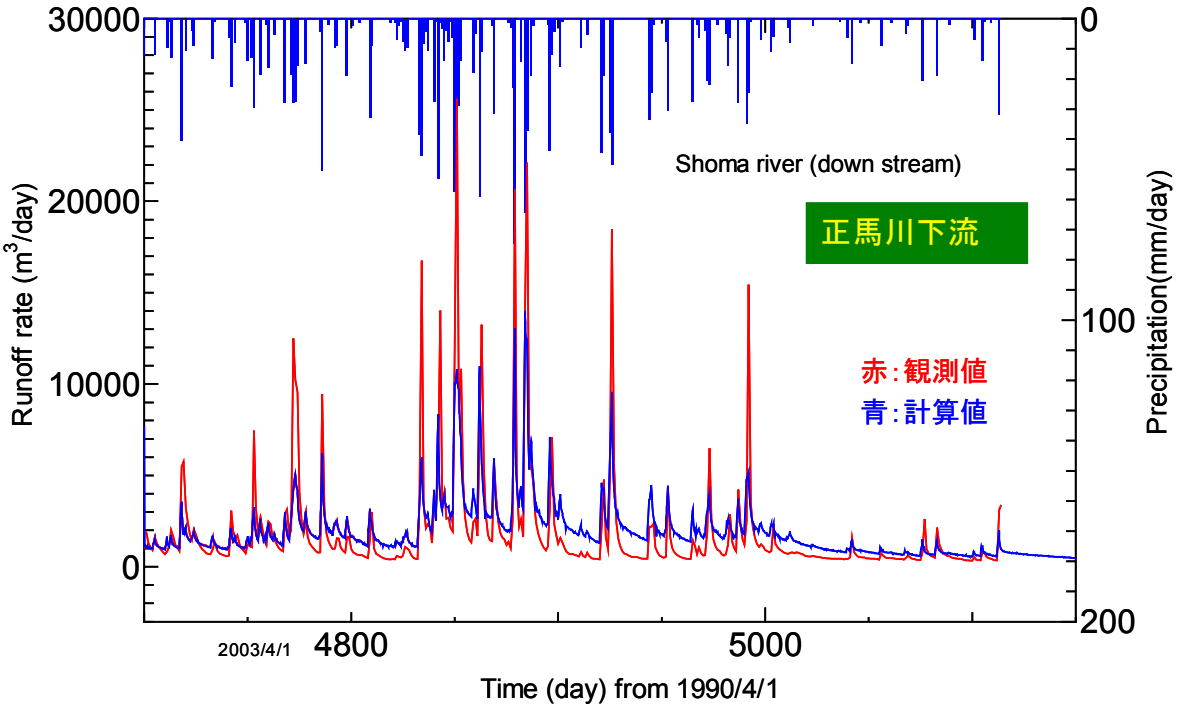


図 2.4.22　正馬川観測河川流量と計算河川流量の比較

⑵ その他の河川

図 2.4.23 は正馬川上流，図 2.4.24 は柄石川下流の比較図である。日吉川上流も，計算ではピークは出ていないが，基底流量は比較的追随している。柄石川もピークはそれ程高くないが，比較的良好な再現性のある結果が出ている。いずれにしろ，これらには離散化の粗さが大きく影響していると考えられる。

これらから，以下のことが考えられる。

① 正馬川上流は，計算値は全体的に観測値に追随しているが，ピークは見られない。この付近の精細化を行えば，再現性を改善できる可能性がある。

② 正馬川中流域の基底流量観測値は非常に小さいが，計算値は多少多めに出ている。絶対量が小さいから，局地の設定を精細にしない限り，より良く再現することは難しい。

③ 柄石川下流は，観測流量と計算流量はよく似ており，離散化の粗さの割には良く再現されている。特に，基底流量が 4900 日以降よくあっている。これは，局地の状況を詳細に見ないと理由はわからない。

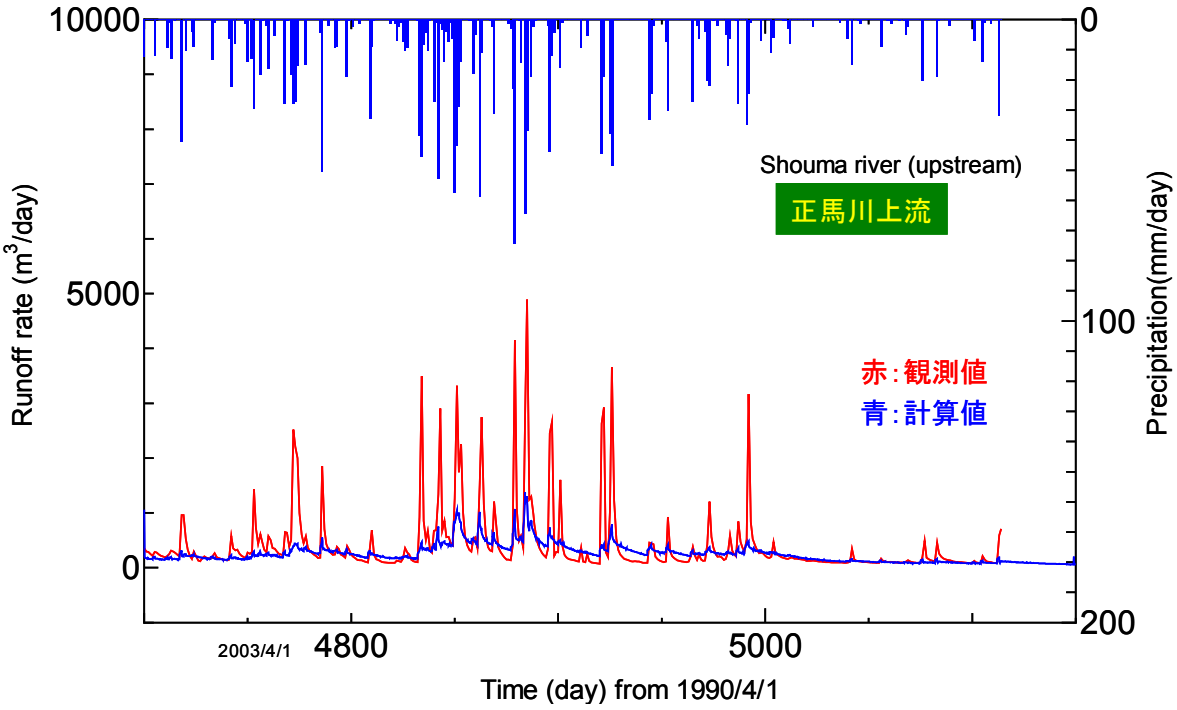


図 2.4.23　正馬川上流観測点の観測流量と計算流量の比較

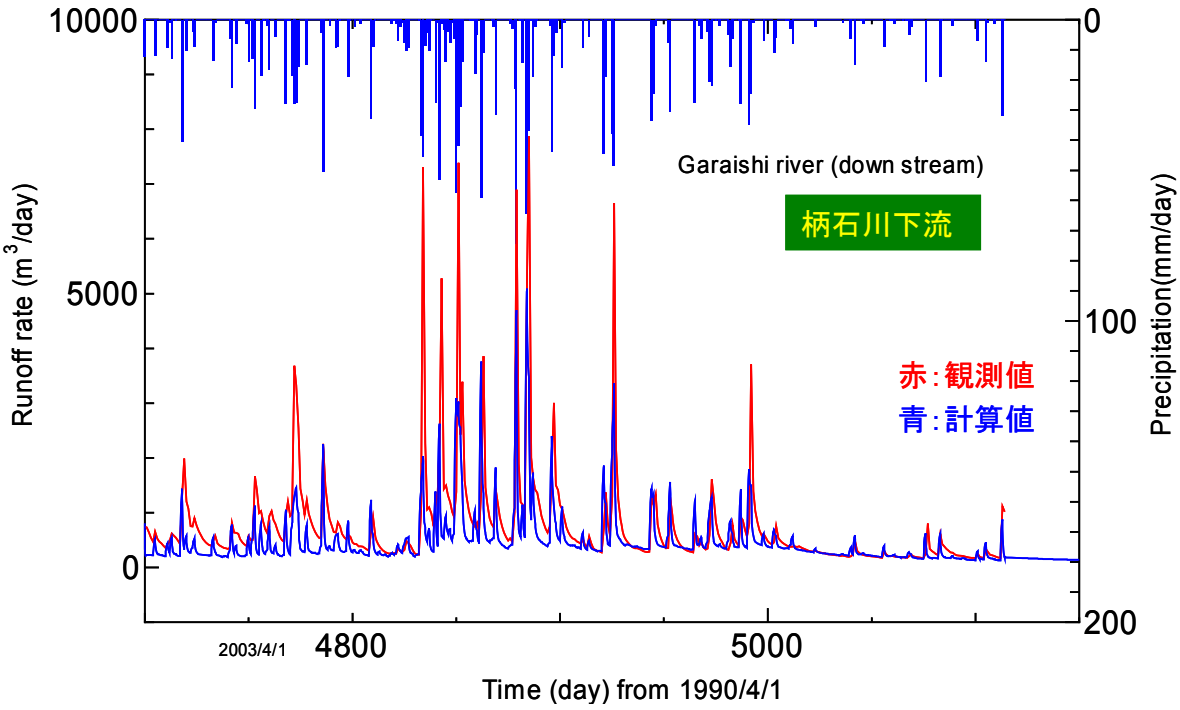


図 2.4.24　柄石川下流観測点の観測流量と計算流量の比較

2.4.6.2 累積降雨および累積流量の比較

図 2.4.25 に日吉川と正馬川下流につき，年間観測流量と年間計算流量を比較した。

日吉川は観測点においては，観測曲線と計算曲線がほぼ一致した状態にあり，１年程度の累積流量はほぼ一致している。

正馬川下流は，図 2.4.25 では日吉川より差が大きいように見えるが，グラフ右軸の値は左軸の 1/100 であり，絶対量的には両者の差は，全降水量の 1/10000 程度である。

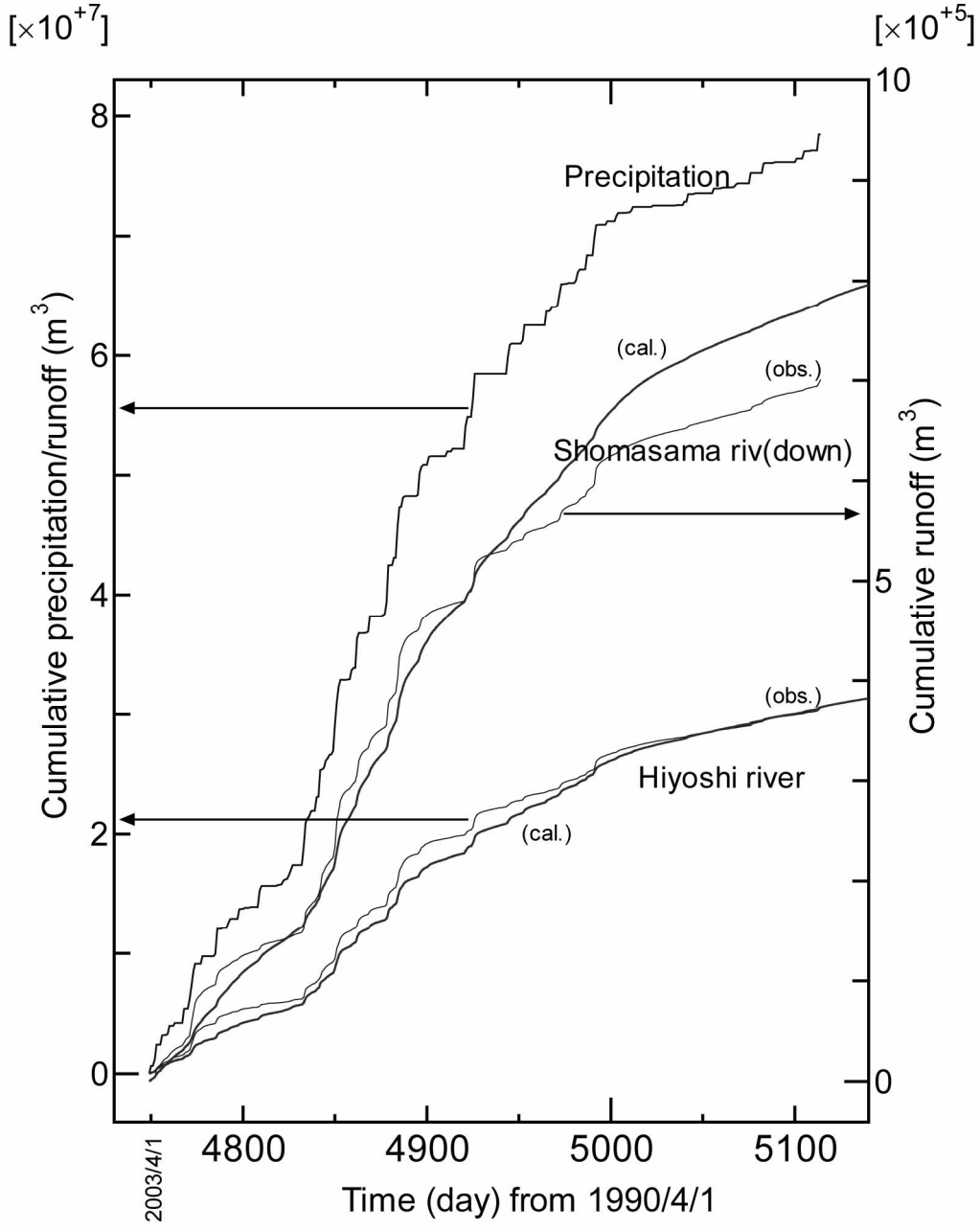


図 2.4.25　日吉川および正馬川下流における累積河川流量の比較

2.4.6.3 地下水位観測値の再現性

図 2.4.26～図 2.4.28 は，観測地下水位と計算地下水位を示したものである。計算値は初期状態（4700 日時点）と日降雨入力後（5150 日時点）のものがプロットされている。尚，ここでプロットされている観測値は水理試験時のもので，今後は，別に得られている自然状態の水位観測値との比較をする予定である。

初期状態は領域初期化過程において約 8 万日の無降雨期間を設定して作り上げたものであり，その時点では観測値の比較を行っていなかった。しかし，ここに挙げた殆どの観測点で，観測値と良く一致していたことを示している。また，降雨が 1 年以上入力された後に，水位が上昇しており，断層南側（MIU-1 号孔，MIU-2 号孔，MIU-3 号孔）で上昇量は 20m程度，断層北側（DH-9 号孔，DH-11 号孔，DH-13 号孔）は 30m～50m程度あることが見られる。

一般に，降雨の多い 6 月ごろから秋にかけては水位が上昇し，冬季には水位が低下し，その変動が 10m オーダーで起こることは不思議ではない。しかし，水文学的には，約 1 年間の降雨の最後の段階では，最初の状態付近に回帰することが一般的と考えられる。これに関しては，考察の節で検討を行う。

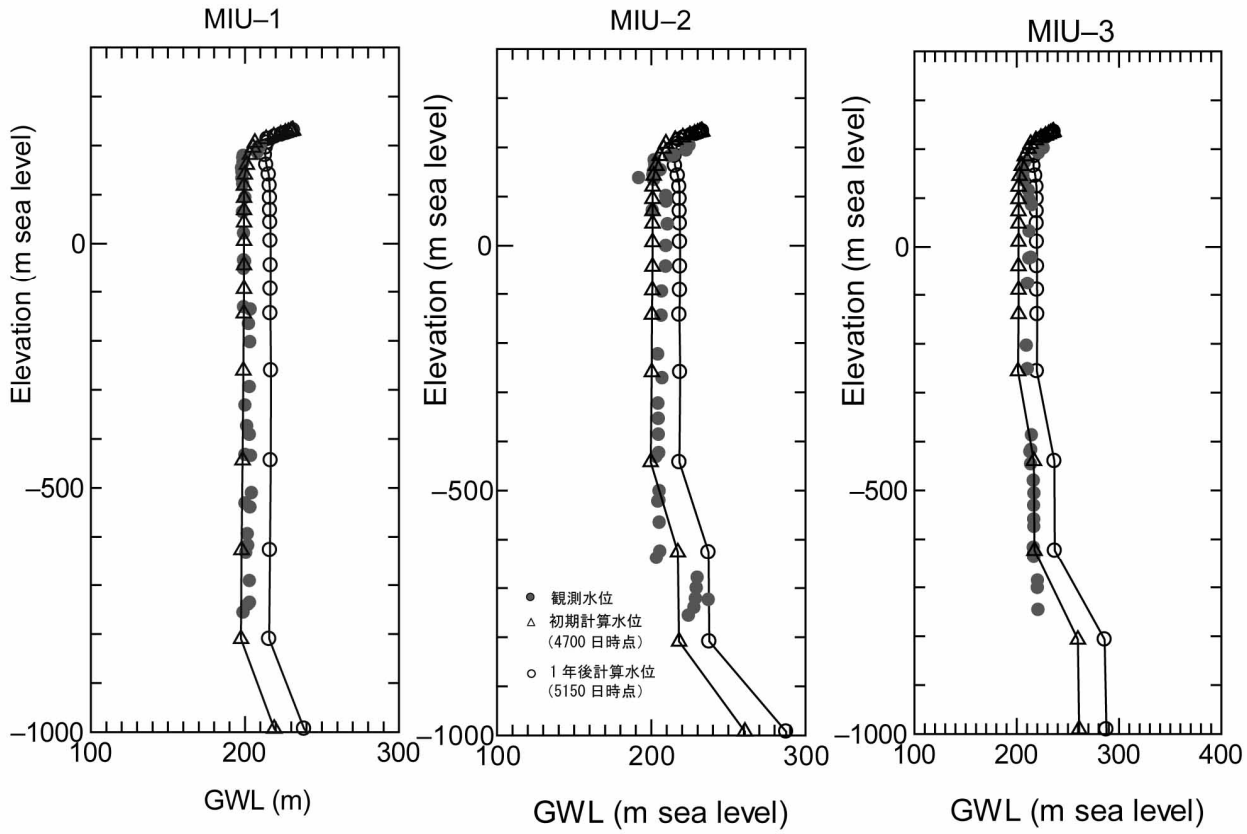


図 2.4.26 地下水位観測値と計算値の比較（断層南側，MIU-1,MIU-2,MIU-3）

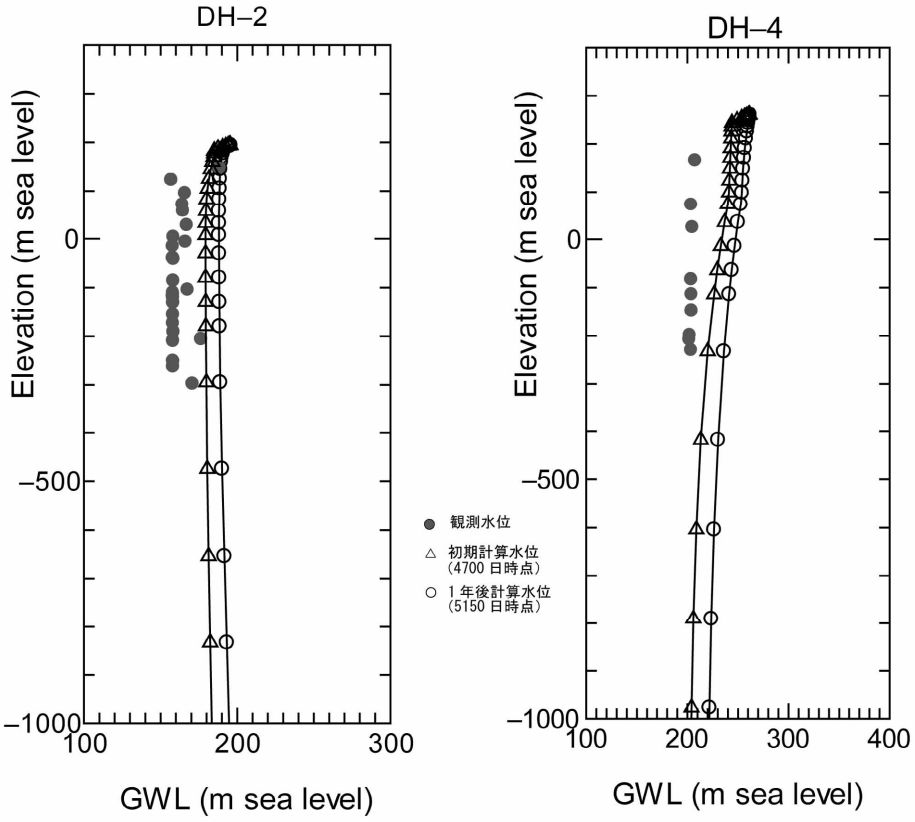


図 2.4.27　地下水位観測値と計算値の比較

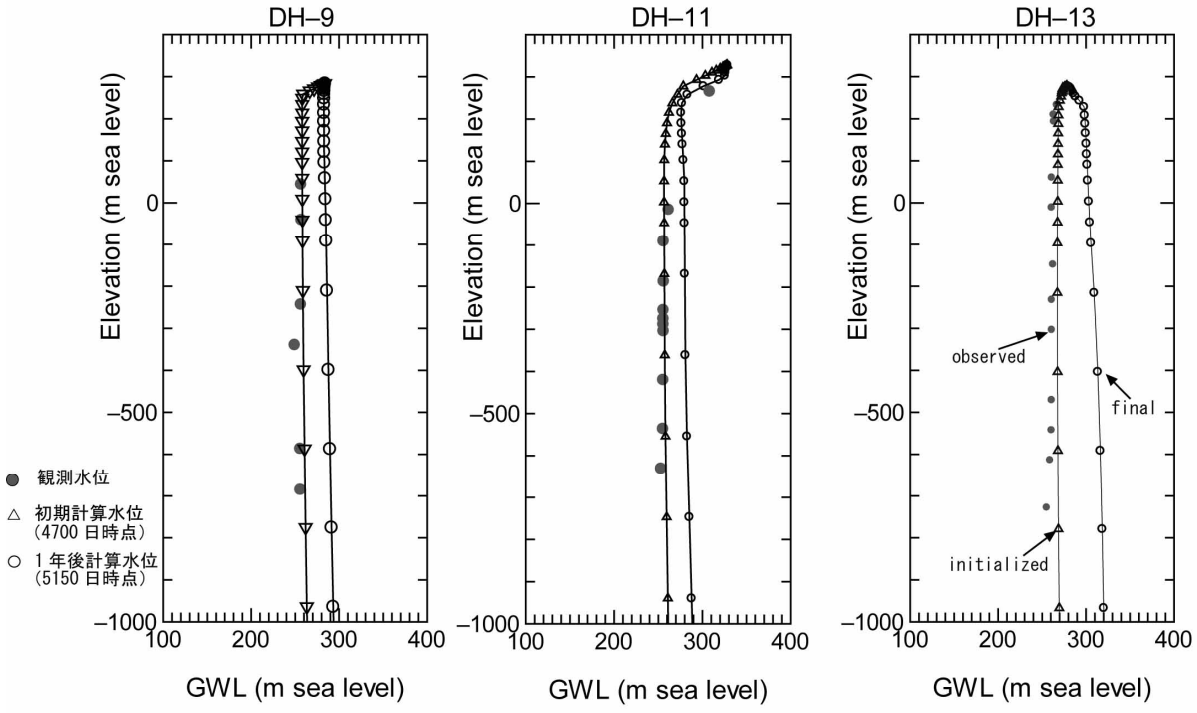


図 2.4.28　地下水位観測値と計算値の比較（断層北側）

2.4.7 解析結果の考察

流域モデルによる解析では，流域各点の時間軸方向の変化が全て定量化され出力が可能となる。ここでは，特に基本となる水収支に関する計算値に注目し若干の検討を加えることにする。

2.4.7.1 流域水収支の計算値

本流域では，入力された降水量は，日吉川および小さな約 4 本の流出河川により流域外（土岐川）に輸送される。尚，前述の正馬川，柄石川は流域内部の支流であり，流出河川ではない。また，各格子点においては，任意の時点の蒸発散量が計算されている。これらの量の関係は，

降水入力－全河川の流出量－蒸発散量＝涵養量

であり，この関係を，シミュレータの出力した状態量から算出したものは次のようになる。

流域全体の年間水収支計算値

・降水入力：	約 $78\times10^{6}\ m^{3}$
・日吉川流出（土岐川流出点の値）	約 $37\times10^{6}\ m^{3}$
・他河川流出（土岐川流出点の値）：	約 $14\times10^{6}\ m^{3}$
・蒸発散量（全域の累積量）：	約 $11\times10^{6}\ m^{3}$
・年間涵養量：	約 $16\times10^{6}\ m^{3}$
計	約 $78\times10^{6}\ m^{3}$

ここで，年間涵養量はシミュレータの計算過程において地表面を通過する量の累積量（地下浸透を正，上向き湧出を負として足し合わせたもの）から得られたものであり，その期間の地下水の増大量に相当する。上記の様に，シミュレータ内部では，水収支が正確に保たれて計算が行われていたことがわかる。

図 2.4.29 は，シミュレータ状態量から算出されるこれらの値を時間軸に沿って書き出したものである。累積涵養量は降水入力があれば増加し，無降雨時期には地下水流出により減少するため，上下に変動した曲線となる。

以上の結果から次のことがまとめられる。

① 日吉川は年間流域降水量の半分程度を土岐川に流出させている。尚，日吉川下流観測点で累積流量は計算値と観測値はほぼ等しい値となっている（図 2.4.25）。

② 年間蒸発散量は年間降水量の 15%程度となっている。これは，水文学的に通常考えられる範囲（2 割～5 割程度）よりも若干小さ目となっている。地表の水飽和状態により実蒸発散量は補正されているが，補正曲線の設定が適切でなく，見直す必要性が考えられる。

③ 涵養量は地下で 1 年間に増加した量であるが，一般的水文学の知見では，1 年程度の周期をとるとほぼ 0 に戻ると考えられる。計算では地下貯留量が増加し，結果として地下水圧の増大，観測水位との差異の増大につながっていると考えられる。

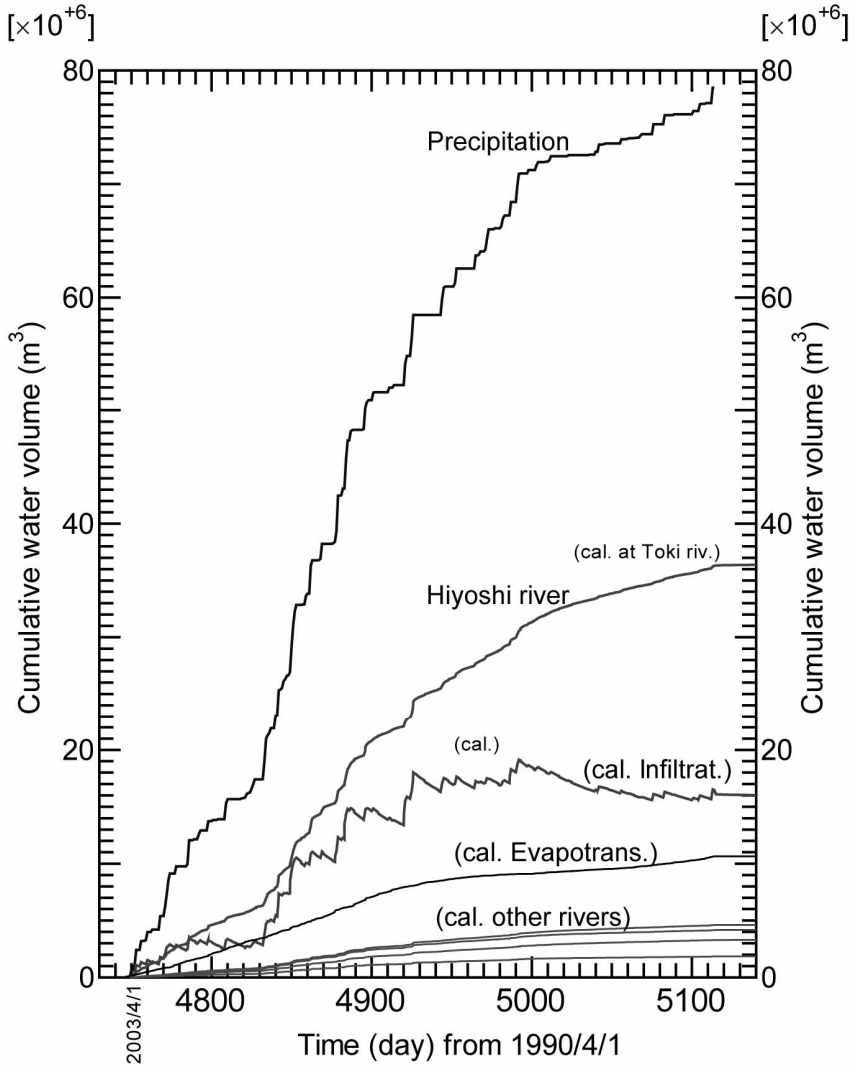


図 2.4.29　水収支の時間変化の様子

2.4.7.2　涵養量と地下水位の増大について

本計算設定では，1 年程度で地下水貯留量が全降水量の 15%程度増大し，全体として地下水位を上昇させる結果となっている。月吉断層の南側の観測孔（MIU-1,2,3 号孔，DH-2 号孔）でも，北側（DH-4,9,11,13 号孔）でも，その傾向は同様である。

一般的に流域の状態が 1 年程度の周期でほぼ元に戻ると考えねば，年々地下水位が上昇して行くことになり，現象論的に考えにくい。流域には 1 年程度の周期で累積涵養量が 0 に近くなるようなメカニズムがあり，そのような設定が必要である。逆に言えば，本流域モデルには，何らかの設定の不具合があることになる。その理由としては，以下の様な点が考えられる。

① 蒸発散パラメータ

実蒸発散量が小さめであり，これが 2 倍程度まで大きな値と推定される。それは涵養量が小さくなる方向に影響を与えることも考えられる。

② 断層の遮水性

断層の北側では水位増大が多少大きく，これは断層の遮水性の程度が関係している可能性もあり，断層面透水性のパラメータの良否を検討する必要がある。

③ 水理物性の不具合

全体がより高透水であり，特に堆積層の異方性（水平方向が大）が地下深部への涵養量を減らし，側方への流出を促している可能性がある。

④ 鉱山の影響

東濃鉱山の地下坑道が地下空間として存在していると，その付近の河川流量が低下し，影響として把握できる場合も考えられる。本モデルにはそのような効果を含めることができるものの，現段階では含めていない。いずれにしろ，局所の影響と考えられる。

⑤ 領域境界条件の不具合

本流域の分水界は地下深部まで閉境界として設定している。しかし，山岳地では地下水の閉境界条件が満たされる場合は一般的に少ないと考えられる。特に，土岐川のある東側，南側，或いは北側・木曽川方面も地形断面などを参考に，閉境界の妥当性を何らかの方法（感度解析など）で明らかにする必要性が考えられる。

2.4.8 まとめ

本報告では，東濃地域・日吉川流域の精細モデル解析結果を示した。作成した精細流域モデルは，基本的に既存情報をもとに設定されており，特に修正や新たな判断・知見を加えたものではない。しかし，主河川（日吉川）の河川流量の良好な再現性，初期化時の地下水位ポテンシャルの観測値との適合性から考えると，既存フィールド観測値（地質構造，水理物性，河川流量，地下水位などの観測値）がある程度信頼性のあるものであることが計算モデルからもサポートされたものと考える。

しかし，考察で述べたように，本モデルの設定（物性分布，境界条件）には必ずしも適切ではない部分（不自然な部分）があることも判明した。その理由は，今後の各種感度解析（境界条件やパラメータ感度解析）の中でよりはっきりさせることができると考える。

このような流域モデルによる水循環解析の意義は，人間が取得した観測値自体の妥当性，それを基にした地下物性や状態の定性的推定の妥当性，整合的でない部分などが，より定量的観点からチェックできることにあると考える。特に，解析では，流域各点の状態変化が時間軸方向で見えることになり，長期の大きな水循環系を予想する上でも有用な情報を提供してくれるものと考えられる。今後は，モデル自体に含まれる不自然さや誤設定を取り除くため，フィールド情報とモデル解析結果を十分相互フィードバックさせ，信頼性のある形に仕上げていく予定である。

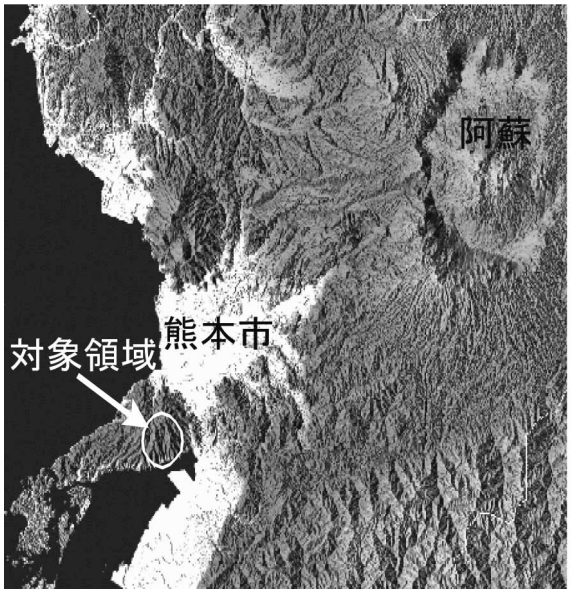
（東京大学　登坂博行）

2.5 地下水の地球化学的特性調査に関する研究
（熊本県宇土半島の火山岩流域における広域地下水流動の実態解明に関する研究）

2.5.1 はじめに

九州・熊本市近郊の宇土半島周辺地域一帯の第三紀の火山岩（安山岩および角礫凝灰岩系の亀裂岩帯水層）地域を本研究の実施対象地域として想定している（図 2.5.1）。九州は，我が国の中でも相対的に地下水涵養量が多い地域であり，活発な地下水流動が予測されると共に，宇土半島山系の岩盤地下水は直接有明海・八代海に接しており，海底湧水として地下水流出している可能性が極めて高い。このような研究地域において，①源流域での水文観測による地下水涵養機構の究明，②陸域山体部で行うボーリング調査に基づく地下水ポテンシャル分布の把握，これに加えた比抵抗トモグラフィー調査結果を踏まえた岩盤帯水層の連続状況の確認，水質・環境同位体を用いた地下水流動調査，③海域における湧出点確認調査，海底コア採取，海底地下水湧水モニタリングおよび環境同位体調査，④地下水 3 次元シミュレーション，の 4 つの手法を平行して実施し，各々の成果をフィードバックさせることで最終的に沿岸域を含む研究地域全体の 3 次元地下水流動状況を把握することねらいとした一連の研究を行っている。

今年度の地球化学的調査に関する研究においては，陸域山体部および沿岸部で行われた 3 地点における複数深度のボーリング調査に基づく地下水ポテンシャル分布の把握，岩盤帯水層の連続状況を確認すると共に，流域内の降水，河川水，湧水，ボーリング地下水等の水質・環境同位体を用いた地下水流動調査等を行い，現地での実測データとそれに対応した 3 次元地下水流動シミュレーションにより第三紀の火山岩（安山岩および角礫凝灰岩系の亀裂岩帯水層）地域に於ける地下水流動系の把握を行う。



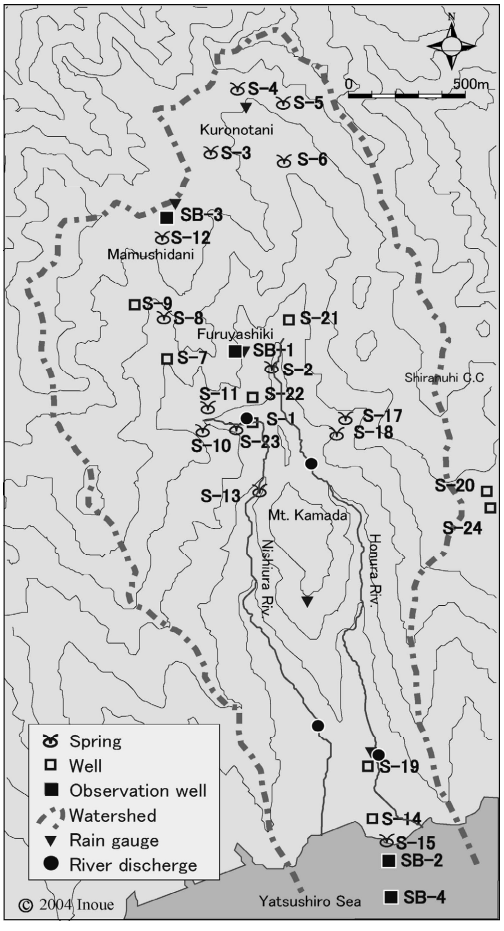


図 2.5.1. 研究地域位置図（上）と
流域水文観測システム（右）

2.5.2 研究地域の概要

2.5.2.1 概要

本研究の対象地域は，熊本県宇土郡不知火町永尾地区における本浦川，西浦川流域である。本地域は熊本県西部宇土半島の南側に位置し流域末端部は八代海に面している。流域面積は約 5.2 km^2であり源流部の分水嶺から流域末端の海岸までは約 4kmで標高差は約 400mである。付近には郷津山（標高 321m）や紫尾山（標高 359m）等の山々が連なっており流域中央部にはかまだ山（標高 194m）がある（図 2.5.2)。

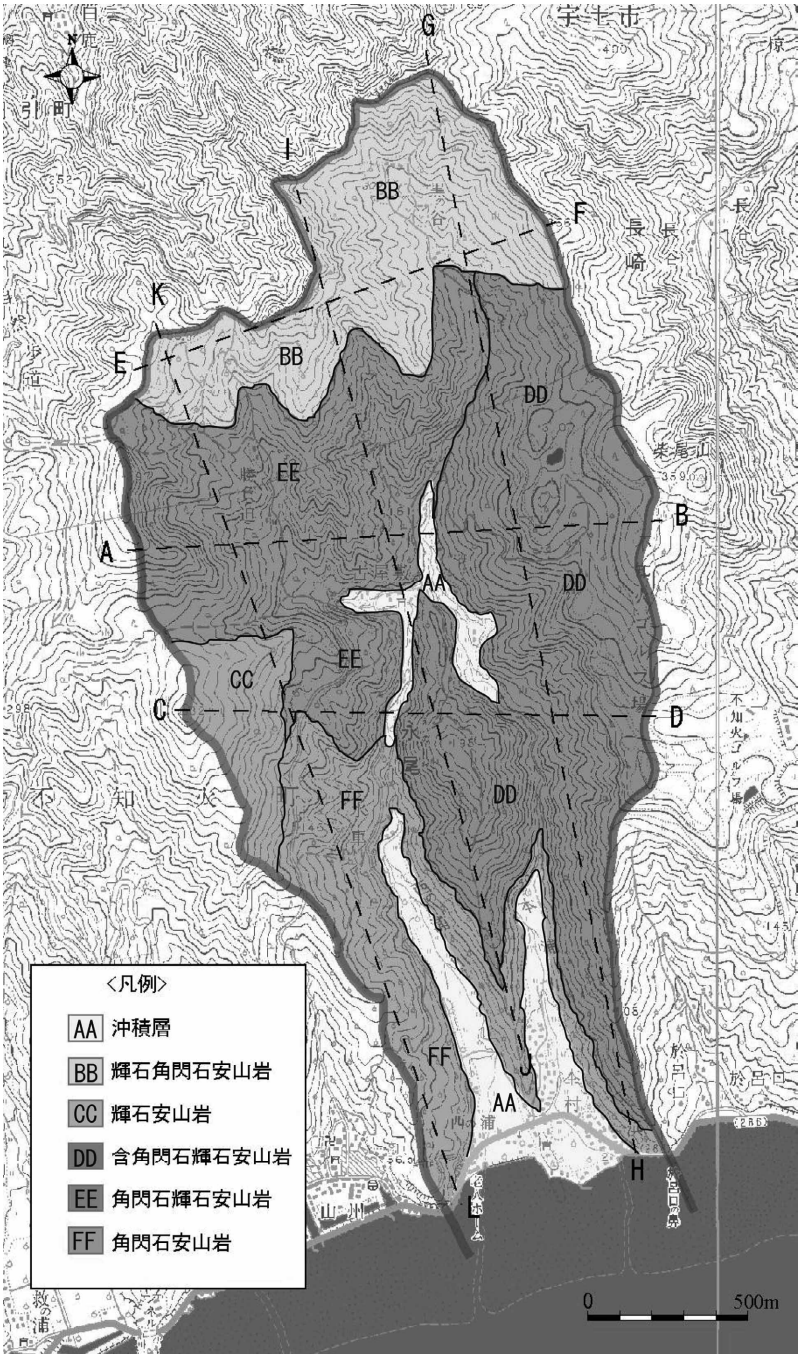


図 2.5.2 流域表層地質図

2.5.2.2 地形・植生

主要な河川は流域東方を若干蛇行しながら北から南へ流下する本浦川と流域東方を西から東に流下し古屋敷付近で南へと流路を変え流下する西浦川である。両河川は古屋敷付近で最接近し，その下流部ではかまだ山を地形的分水嶺とし共に八代海に注ぐ。流域内の谷部には水田が発達し，山腹はミカン等の柑橘類の栽培に利用されている。源流部の植生は主にスギ林や竹林である。古屋敷集落以北には恒常的な湧水が点在し，昔から生活用水また水田や果樹等の灌漑にこの豊富な地下水が利用されてきた。また海岸部の潮間帯にも満潮時には海面下に沈んでしまう恒常的な湧水がいくつか存在していることも地域の特色である。

2.5.2.3 地質

本流域の地質は主として新第三紀漸新世～第四紀更新世の火山活動により宇土半島に噴出した火山岩類であり，宇土半島中央部には大岳（標高 478m）から噴出した大岳火山岩類が広く分布している。本流域は主として安山岩質溶岩から成り，永尾剣神社や海岸露頭に見られるような凝灰角礫岩や自破砕溶岩が広域に分布している。大半は流域の北西方向が噴出起源とされるが，流域西部に分布する含角閃石輝石安山岩は北～北東方向が噴出起源と推定されている。各層の境界は緩やかに南南西に傾斜している。流域の表層地質図を図 2.5.2 に示す。

2.5.2.4 湧水，井戸

図 2.5.1 に示されるように，採水ポイントは湧水地点および生活用井戸が約 20 ヶ所である。なおここで，S-15 は海岸の潮間帯に存在する井戸で，満潮時には海没する自噴井である。河川水の採取地点は本浦川と西浦川のそれぞれ上流と下流の 4 ヶ所である。さらに 2002～2004 年度にかけて地下水調査用の観測井が海岸の潮間帯，古屋敷付近，マムシ谷，海域沖合いの恒常的に海水面下の海底面下の計 4 ヶ所合わせて 9 本掘削された。また降雨採水器も源流部から海岸に至る標高の異なる 3 ヶ所に設置した。

2.5.3 研究方法

現地採水した湧水，井戸水の安定同位体および放射性同位体，無機溶存成分を分析し地下水流動のトレーサーとする一方，流域内に掘削された地下水観測井において孔内水位を測定し地下水ポテンシャルの分布と時間変化を把握する。このように地下水流動に関連する化学的情報と物理的情報の大きな二つの情報を総合的に解析する方法で研究を進めた。さらに地下水流動シミュレーションを行い，想定された流動モデルの妥当性の確認を行った。

2.5.3.1 地下水観測用井戸

研究流域内の古屋敷付近（SB-1），海岸部（SB-2），マムシ谷（SB-3），海域沖合い（SB-4）において 2002～2004 年度に地下水観測用の複数の観測井が順次掘削された（図 2.5.1）。SB-1 地点ではそれぞれ SB-1-1（約 GL-100m），SB-1-2（約 GL-50m），SB-1-3（約 GL-20m），SB-1-4（約 GL-200m）の深度の異なる 4 つの観測井が設けられた。SB-2 地点では GL-50m の観測井に「Westbay 社製 Multi packer system」によるケーシング，パッカーを設置し 4 区間（区間 A：0m～GL-12m，区間 B：-13m～-23m，区間 C：-25m～-35m，区間 D：-36m～-50m）における採水や地下水ポテンシャル測定を可能としている。また SB-3 地点では SB-3-1(GL-25m),SB-3-2

（約 GL-50m），SB-3-3（約 GL-120m）の深度別の 3 孔が設けられた。さらに海域沖合いの海底観測井 SB-4 は干潮満潮時常に海水面下である海床に-50m掘削され，さらに「ダイヤコンサルタント社製 PIEZO システム」が設置され，複数深度（区間 A：-7.02m～-10.56m，区間 B：-22.53m～-27.58m，区間 C：-46.48m～-50m）での採水や間隙水圧測定を同時に行うことを可能としている（図 2.5.3 参照）。

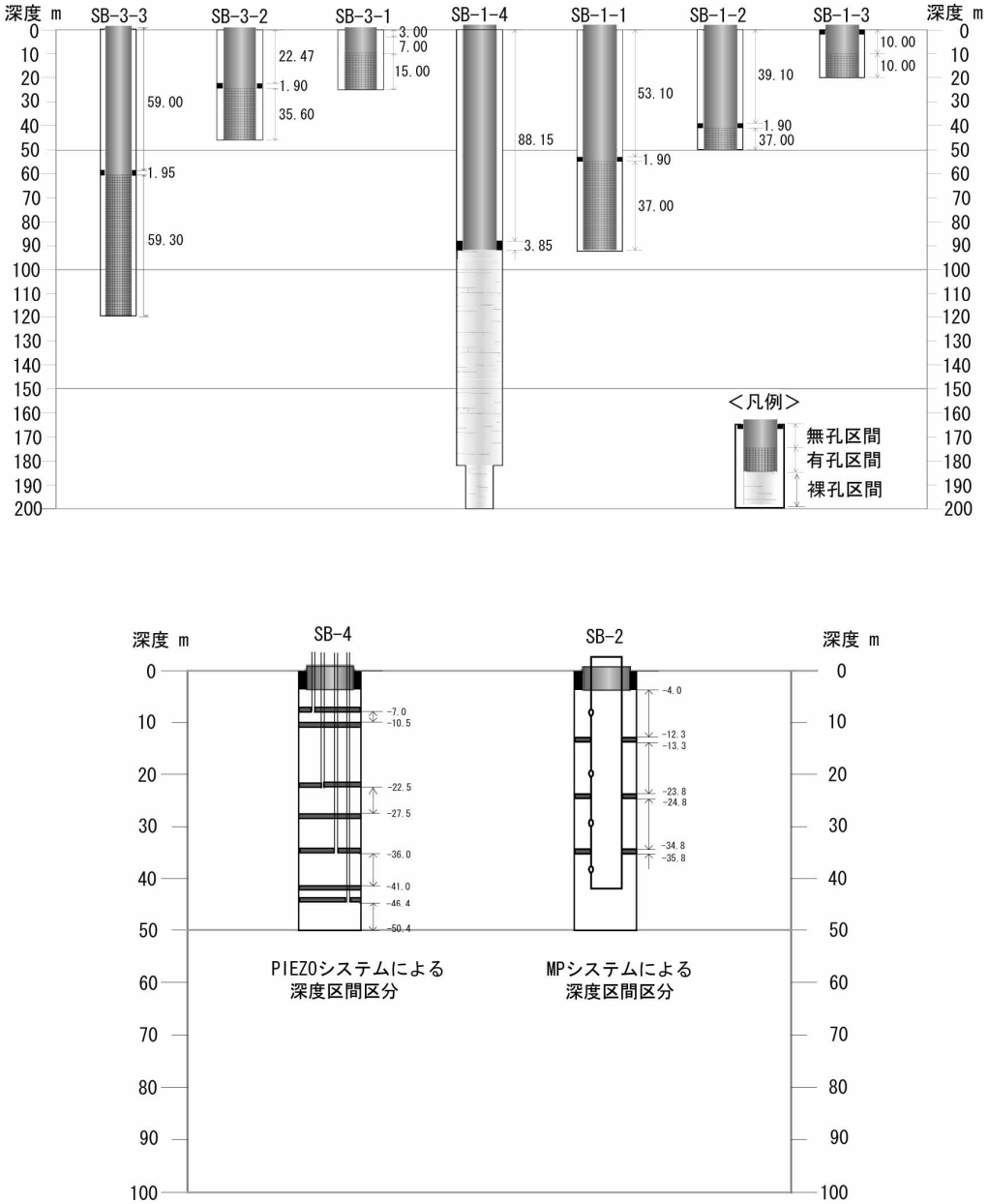


図 2.5.3　観測井戸の構造概念図

2.5.3.2　現地調査および採水

2003 年 4 月～2005 年 5 月，の期間中ほぼ 1 - 2 ヶ月毎に計 20 回流域内の湧水，河川水，生活用井戸の採水を行い，同時に試料水の電気伝導度，pH，水温，開放井戸の場合は水位の測定を行った。また，蒸発防止装置付き降雨採水器を流域内の三ヶ所に設置し降雨の採水と，半年に 1 度の頻度で観測井地下水の採水･分析を行った。

2.5.3.3 地下水観測井におけるポテンシャル測定

観測井SB-1の深度別の4井，B-1-1（GL-100m），B-1-2（GL-50m），B-1-3（GL-20m），B-1-4（GL-200m），SB2A，SB2のMPケーシング内にそれぞれデータロガー，バッテリー一体型の圧力式水位計（VanEssenn社製DIVER水位計）を設置し水位変化を2003年4月から11月までの7ヶ月間10分間隔でモニタリングした。さらに同様の大気圧補正用のDIVER水位計も流域中央部のS-2地点に設置し，それらのデータ回収を月に一回程度行った。

また2003年7月23日にダブルパッカー式地下水圧測定装置を用いてB-1-4井の区間別圧力測定を，また2004年1月6日にSB-2井のMPシステムで区分された3深度3区間の圧力測定を行った。

2.5.3.4 水質および安定同位体分析

採取した試料水について無機溶存成分8項目（Na^+，K^+，Ca^{2+}，Mg^{2+}，Cl^-，SO_4^{2-}，NO_3^-，HCO_3^-）の分析を行った。HCO_3^-の測定は1/100N硫酸によるpH4.8のアルカリ度滴定法にて行い，その他イオンの分析は熊本大学理学部地球科学科のキャピラリー電気泳動システム（Waters社製Quanta4000CE）にて行った。

環境水における水素と酸素の安定同位体はそれぞれ^1H（H），^2H（D），^{16}O，^{17}O，^{18}Oがあり，これらの同位体から構成される水の同位体分子には9種類がある。その主なものには$H_2{}^{16}O$，$HD^{16}O$，$H_2{}^{18}O$があり，これらの水の同位体分子は化学的には水そのものであって，溶存化学成分のように周囲の物質との化学反応などによって水と異なる挙動をとることはない。したがって，水におけるDおよび^{18}Oの存在度の変化は水そのものの挙動を直接反映する。つまり，地下水流動の解明においてDおよび^{18}Oをトレーサーとして用いることは非常に有効な手段として知られている。

試料水の水素，酸素安定同位体分析を熊本大学理学部地球科学科の安定同位体比測定用質量分析計「サーモエレクトロン社製DeltaS」を用いて行った。また水素安定同位体比質量分析に関してはクロミウム還元装置「サーモエレクトロン社製H/Device」を用いてクロミウム還元法により発生したH_2ガスを，酸素安定同位体比質量分析に関しては同位体平衡法により試料水と平衡状態にしたCO_2ガスをそれぞれ前述の質量分析計で測定した。

2.5.3.5 放射性同位体分析

(1) トリチウム分析

トリチウムは水素の放射性同位体で，質量数は3，半減期は12.43年でβ崩壊してヘリウムに変わる。トリチウム濃度の単位であるT.UはTritium Unitの略で水素原子10^{18}個あたりにトリチウム原子が1個あるときを1T.Uと定義している。元来，大気中のトリチウム濃度は宇宙線による生成のみに由来し10T.U前後であったが，1952年以降大気中における熱核爆発実験によって大量の人工トリチウムが大気中特に成層圏に放出され，天然の平衡状態が崩れ，その濃度は一時的に急激に高まった。1963～1964年のピーク時には天然の濃度の50～100倍に相当する1000T.Uを超える値に達した。その後熱核爆発実験の停止に伴い濃度は年々減少し，現在ではほぼ天然レベルの5～10T.Uに戻っている。トリチウムの測定方法は，前処理として試料水を蒸留の後，容量が1/500程度になるまで過酸化ナトリウムを加えNi-Ni電極を用い電気分解した。電解濃縮終了後，電解剤である過酸化ナトリウムを除去するため

試料を CO_2 で中和させ炭酸ナトリウムを沈殿させた後真空蒸留を行った。その後，濃縮した試水 10cc にβ線計測用のシンチレーターとしてパーキンエルマー社製「Ultima Gold」を添加し調整を行った。精製したサンプルを熊本大学同位体総合施設の低バックグラウンド用液体シンチレーションカウンターPackerd 社製「TRI-CARB2750TR/LL」にて計測した。1 試料につき 100 分の計測を 20 回行い標準偏差以上の誤差を持つものを除外し T.U 値に変換を行い考察に用いた。

(2) ^{14}C 分析

トリチウムで追跡できる地下水の滞留時間は，その半減期から数十年までであり，トリチウムで追えない数百年，数千年スケールの滞留時間を検討するため半減期が 5568 年である ^{14}C 分析を行った。採取した試料水に水酸化ナトリウムを添加し pH7 以上に調製した後，塩化バリウムの飽和水溶液を加え溶存の二酸化炭素を炭酸バリウムとして沈殿させた。沈殿物は核燃料サイクル開発機構（現：日本原子力研究開発機構）東濃地科学ｾﾝﾀｰにおいてグラファイト固化し，㈱パレオラボ所有の加速器質量分析計「コンパクト AMS：NEC 製 1.5SDH」による ^{14}C 測定を行った。得られた ^{14}C 濃度について同位体分別効果の補正を行った後，^{14}C 年代を算出した。^{14}C 年代は AD1950 年を基点にして何年前かを示した年代である。^{14}C 年代（yrBP）の算出には，^{14}C の半減期として Libby の半減期 5568 年を使用した。pMC 値は基準年の ^{14}C 濃度を 100 %とし，それに対しての割合を%で表したものである。pMC 値の計算に使用した標準試料の ^{14}C 濃度は，AD1950 年から測定日（2005 年 8 月 5 日）までの炭素 14 の崩壊による減少分を補正した値を用いた。付記した ^{14}C 年代誤差（±1σ）は，測定の統計誤差，標準偏差等に基づいて算出され，試料の ^{14}C 年代がその ^{14}C 年代誤差内に入る確率が 68.2%であることを示すものである。

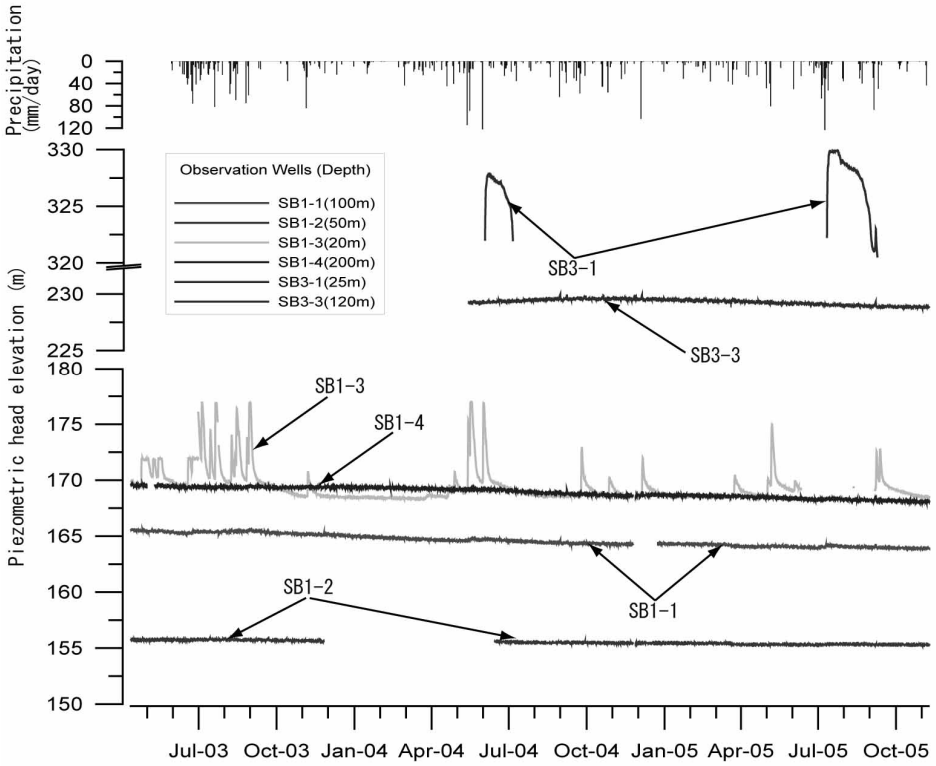


図 2.5.4　地下水観測井における地下水頭変化および期間中の降水量変化

2.5.4 研究結果および考察

2.5.4.1 地下水ポテンシャル

図 2.5.4 に示した古屋敷付近の観測井 SB-1 における 2003 年 4 月～2005 年 11 月までの地下水頭モニタリング結果によれば，最も浅い SB-1-3 孔（深度 20m）は降雨に対して約 1 日で応答し水位ピークを形成している。最も変化の激しい時期には降雨イベント直前よりも約 7m，標高で 177m程度まで水位が上昇している。また相対的に降雨が少ない乾燥期には恒常的な水頭も徐々に下降し 11 月下旬には水頭は標高約 168mに存在する。このように SB1-3 は SB1 地点のより深い深度を持つ他の 3 井とは全く異なる挙動を示し，さらに次に深度の深い SB1-2 孔の地下水面よりも基底時で 15m程度高い位置に水面を持っていることから他の 3 井の地下水とは独立した帯水層，つまり宙水として存在していることが示唆される。

SB1-4（深度 200m）は SB-1-3 の水頭とほぼ同じ標高レベルであるが SB-1-3 のように降雨に対する応答は見られない。観測期間初期の水頭は標高約 169mにあるがその後徐々に低下し 2005 年 11 月には標高約 168mに達し，2 年半で 1m程低下している。これに次ぐのが SB-1-1（深度 100m）であり，観測初期の水頭が標高約 165mで，これも観測期間初期から 2 年半で約 1mの水位低下が見られ降雨に対して応答しない。SB-1 地点で最も低い水頭を示すのは SB-1-2 孔（深度 50m）で観測初期の水頭は標高約 156mである。これにいついても降雨に対する応答はほとんど見られないという点では SB-1-4，SB1-1 と同様であるが，SB-1-4，SB1-1 が徐々に水頭低下しているのに対し SB1-2 は観測期間中ほぼ変化がなく一定の水頭を維持している。また SB1-2 の水頭変化を詳細に観察すると，早朝から急激に数十センチ水頭低下しそれから徐々に回復するという日サイクルの変動が見られる。これは古屋敷集落の共同の水道水源用の井戸が SB1 地点近くに掘削されておりこの人間活動による地下水利用の変化をとらえているものと考えられる。

以上のように，SB1 地点では深度の深い観測井のほうがより大きい地下水ポテンシャル値を有することから，地下水の上昇フラックスの存在が考えられる。この結果は古屋敷集落に恒常的な湧水点が存在することによく整合する。

2003 年 7 月 24 日に行った SB-1-4 孔の深度-119m～-136m（圧力センサー深度は-122m，水頭は標高 169.4m）の区間地下水圧測定では，区間閉鎖前が 10.7kg/cm^2 であり閉鎖後も 10.7 kg/cm^2 を示した。つまり区間水圧は孔内水位と同程度であることがいえる。なお区間-150m～孔底における測定（圧力センサー深度は-158m，水頭は 169.4m）においても，区間閉鎖前後において 13.94 kg/cm^2 と同値を示しこの区間も静水圧と同程度の水圧であることが示された。よって，SB-1-4 孔の裸孔区間である標高-10m～-95m間は深度による地下水ポテンシャル値の違いはみられないことから，この区間に関しては地下水の上下方向のフラックスよりも水平方向の流れが卓越していることがわかる。しかしながら深い観測井ほど水頭が高いため巨視的に見るとこの地点には上昇フラックスが存在するといえる。

2004 年 1 月 6 日に行った海岸部の観測井 B-2 の MP パッカーシステムによる区間水圧測定において，地表面を基準とする水頭値は区間 B で 1.70m，区間 C は 2.0m，区間 D は 2.0mである。よって海岸部においても地下水流動の上昇フラックスが存在することが確認された。また，圧力計による長期モニタリングにおいても深度の増加に伴う水頭上昇が確認され，さらに潮汐に伴い潮汐の水位変化と同一の波長と周期で刻々と水頭変化している。相対的に海水位が高い時期には観測井の水頭値も高い値を示し，深部ほどその振幅は減少し浅部ほど潮汐の影響が強

いことが示された。各区間の水頭の移動平均値のから，区間 B は水理水頭 2.5m弱と 2m前後である区間 A より 0.5m程度高い水頭を維持し，区間 C,D は 2.8m程度と区間 A よりも 0.8m程度高く深部程高い水頭を常時有している。これは，潮間帯に自噴井が存在している事実と整合するものであり，自噴井以外でも海域全体で地下水が湧出している可能性が示唆された。

西浦川上流域のマムシ谷にある観測井 SB-3 は，SB3-3（深度 120m）のみ標高約 230mに恒常的に水面が存在する。観測開始の 2004 年 5 月から緩やかに 30cm程度上昇し 2004 年 10 月付近でピークを迎え 2005 年 11 月まで緩やかにピーク時から 80cm程度水位低下している。掘削直後の 2003 年 9 月～10 月，にはB-2-2（深度 50m）においても水面が確認できたが，その後水面は消失している。また，SB3-1 は 2004 年 6 月～7 月，2005 年 7 月～9 月に水面が出現し，それ以外の時期においては消失している。つまり，年間の内最も降雨の多い夏場にかけてのみ地下水面が形成される。この水面出現の時期と S-12 湧水流出が盛んになる時期が一致している。よってこれらの結果から，湧水 S-12 や SB3-1 の水面は SB-2-3 観測井の有する地表面下-120 mの恒常的な地下水面の上位に形成された宙水構造に関連した湧水や地下水であるものと推察される。

これら地下水ポテンシャルの測定結果と湧水点の空間分布に基づき作成した，流域分水嶺-海岸の断面 2 次元の地下水ポテンシャル分布模式図を図 2.5.5 に示す。この図から，源流部で涵養された地下水は古屋敷付近で上昇し湧出するものとより深部を通り流域末端の海岸部へ流動する大きな二つの流れの存在が見て取れる。

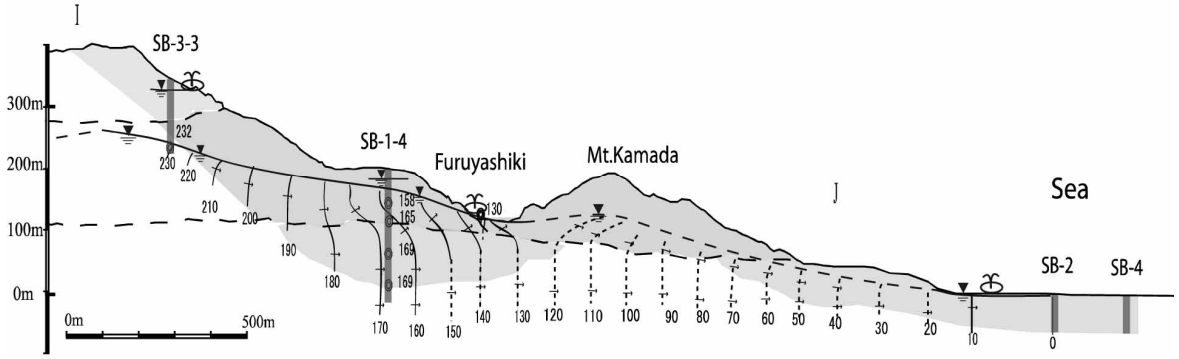


図 2.5.5　研究流域における断面 2 次元地下水ポテンシャル分布

2.5.4.2　安定同位体

観測期間中の試料水の酸素・水素安定同位体比を表および図に示す。降水の水素酸素安定同位体比の分布域は $\delta^{18}O$ で-13.6～-3.4 ‰，δD で-103～-12 ‰であり，変化幅は $\delta^{18}O$ で約 10 ‰，δD で約 90 ‰と降雨によって同位体比は非常に変動している。一方流域内および海域観測井の地下水は $\delta^{18}O$ で -5.7～-7.6 ‰，δD で-35～-51 ‰の範囲内にあり，降水に比べると非常に分布域が狭い。さらに季節変化を平均した各地点の分布では $\delta^{18}O$ で-6.6～-7.5 ‰，δD で-41～-46 ‰の範囲であり，ほとんどの地下水が $\delta^{18}O$ で 1‰，δD で 5 ‰の幅の中の値を持つ。

観測期間約 2 年間において，各地点の同位体比はほとんど測定誤差範囲で変動するものと，$\delta^{18}O$ で 2 ‰，δD で 10 ‰程の大きな変動を示すものとがある。これらを区別するために，酸素，水素同位体比に対し各地点の全期間中の同位体比の時間的変化に対する標準偏差を求め，

その標準偏差の全地点の平均を基準値と設定しそれより大きな標準偏差を持つものを「変動型（Fluctuate type)」，それより小さな標準偏差を持つものを「安定型（Stable type)」として区分した。その結果，水素同位体比に基づく区分と酸素同位体比に基づく区分が SB3，SB4 観測井を除いて殆どの湧水で一致した。S-3, S-4, S-5, S-6, S-8, S-12 のような源流域の湧水は「変動型」に属し，S-1, S-2 のような古屋敷に見られる恒常的な湧水や S-14, S-15, S-19 のような下流域の地下水，海岸湧水などは「安定型」に属す。つまり前者は降水のもつ同位体比変動の影響が完全には均質化されていない，もしくは降水の影響を受けやすい浅部の地下水であると想定され，流動経路や滞留時間が短い地下水であることが予想される。それに対し後者は，降水の同位体変動が均質化されるほど十分長く，しかも降水の影響が直接及ばないほど深部の流動経路を有する比較的流動経路と滞留時間の長い地下水であると考えられる。

図 2.5.6 は前述の「変動型」と「安定型」の湧水および深度 20m以浅の井戸水の同位体比の観測期間平均とその地点の標高との関係を表した図である。大局的には高標高の地点ほど同位体比が軽い傾向が出ているが，標高 100～200mと 0m付近の「安定型」湧水においてはいくつかこの傾向にそぐわない地点がみられる。これはより高標高の地点から地下水が由来している可能性を示唆している。

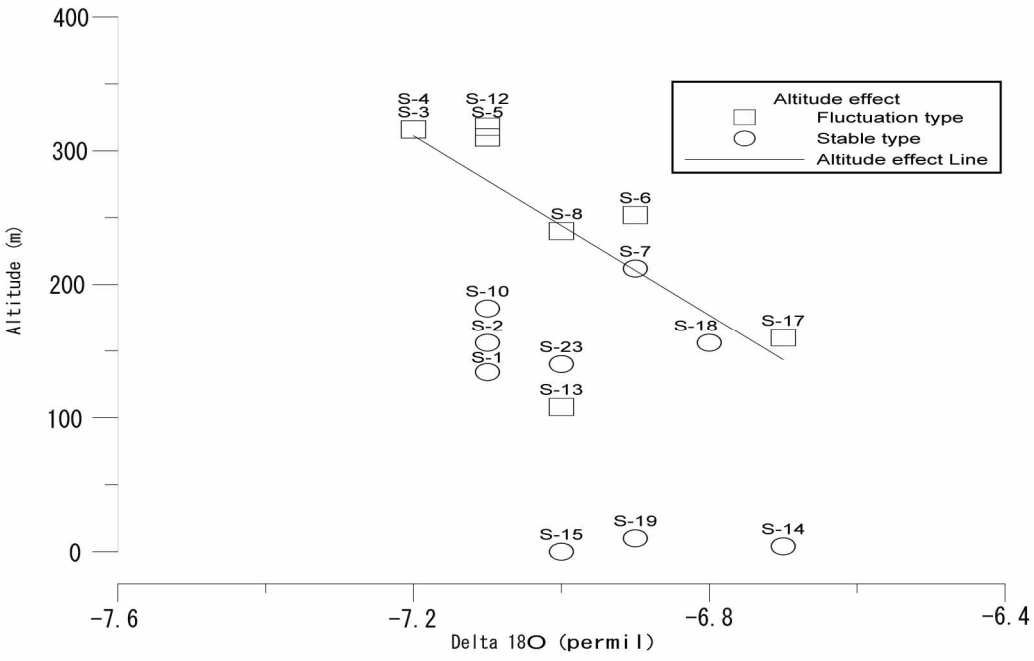


図 2.5.6　湧水と深度 20m以浅の井戸水の同位体比平均値とその地点標高関係図

表 2.5.1　推定涵養標高

Locality	Average of $\delta^{18}O$ (‰)	Recharge Altitude (m)
S-1	-7.11	270
S-2	-7.13	280
S-15	-7.02	240
S-19	-6.88	200
SB1-1	-7.44	390
SB1-2	-7.10	270
SB1-3	-7.08	260
SB1-4	-7.48	400
SB2A	-7.03	250
SB2B	-7.10	270
SB2C	-6.99	230
SB2D	-7.05	250

そこで，変動区分において「変動型」に属する比較的集水面積が小さく標高の異なる集水域をもつ湧水（S-3, S-4, S-5, S-12, S-17, S-18）の $\delta^{18}O$ の全観測期間の平均値と湧水点標高を用いて最小二乗法による近似直線を求め以下に示す高度効果の式を得た。

$$E(km) = -0.335 \cdot \delta^{18}O - 2.107 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2.5.1)$$

（式 2.5.1）に古屋敷付近の湧水（S-1, S-2），海岸湧水（S-15），観測井の深度別の試料水（B-1, B-2）等の $\delta^{18}O$ 値（観測期間中の平均値）を用い涵養標高を求めると表 2.5.1 のようになる。ただし酸素同位体比の測定誤差が±0.1 ‰であることを考慮すると，推定涵養標高の誤差は約±30mである。

このように S-1 や S-2 等の地下水は湧出地点から 100mほど標高の高い場所を涵養源としており，下流域の地下水にあたっては高標高部である上流域を涵養減とする地下水を起源としているといえる。SB-1 観測井は深度が増すにつれて涵養標高高度が上昇する傾向にある。さらに標高 130～150mに存在し比較的近距離にある S-1，S-2，B-1-2 はほぼ涵養標高高度が一致し，地下水ポテンシャルからこれらの地下水はほぼ同一のものと推定された結果とも調和的で，全体的に地下水ポテンシャル観測からもたらされた地下水流動経路と推定涵養標高から予察される流動経路との非常に良い整合がみられ，推定した涵養標高は十分妥当性のある結果であると考えられる。

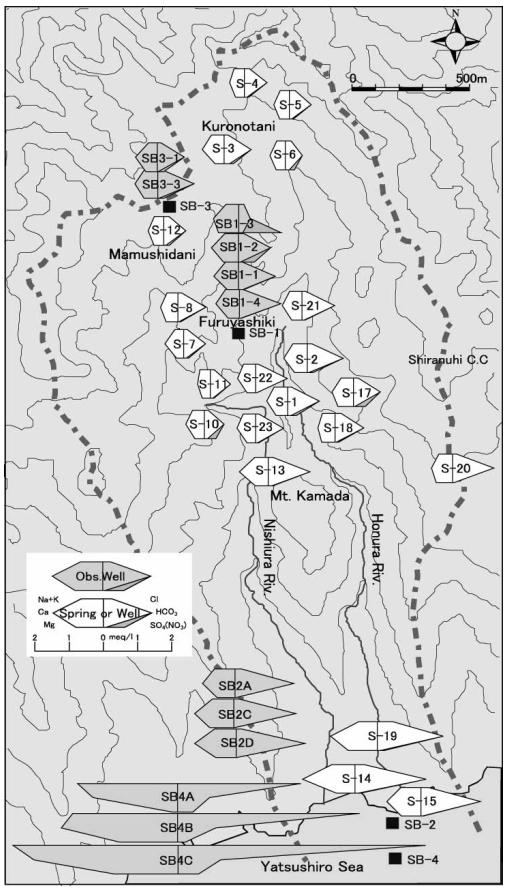


図 2.5.7　研究地域の水質分布特性

2.5.4.3　水質

各採水試料採水ごとの水質をヘキサダイアグラム表示したものの分布を図 2.5.7 に示す。図より，ほぼ全ての地点の試料水は，カルシウム重炭酸型に属し，観測期間中，水質パターンを変化させるほどの著しい季節変化は認められていない。また，いずれの時期においても源流部の湧水（S-3，S-4，S-5，S-6，S-12 等）は溶存成分が流域内で最も少なく，海岸付近の試料水（S-15，S-14 等）で最も多くなる特性を有していることがわかる。さらに S-1 や S-2 はその中間型である。滞留時間が長いほど溶存成分が増加することを考えると，海岸付近の湧水が最も滞留時間が長く，次いで古屋敷付近の湧水，そして最も短いのは高標高部の湧水であるといえる。しかしながら図に示されるように SB4 のみは Na（Ca-Cl）型で他の流域の地下水とは明らかに異なる水質特性を示す。

2.5.4.4　放射性同位体

(1) トリチウム

トリチウムの分析結果を図 2.5.8 に示す。最大で 3.1±0.6T.U，最小で検出限界を下回る。ピストン流モデルの想定のもと，日本における降水中のトリチウムの経年変化（図 2.5.9）と，トリチウムの半減期 12.43 年の放射壊変による減衰を考慮すると，現時点で地下水のトリチウム濃度が約 1T.U 以下であれば滞留時間はおおよそ 50 年以上であり，1T.U 以上であれば 50 年以下の滞留時間であると考えることができる。降水中のトリチウム濃度が 1950 年代の核実験以前のほぼ自然状態と等しい濃度まで減衰している昨今においては 50 年より詳細な滞留時間

を検討するのは日に日に困難になってきているが，前述のように，滞留時間が 50 年以上かそれ以下かという判別は可能である。この論理に基づけば，SB2, SB4，SB1-4 観測井，S-22 は 50 年以上の滞留時間を有すると考えられ，さらに SB1-1, S-19 もその可能性が大きい。SB1 観測井においては，100m以深の深度の観測井（SB1-1, SB1-4）は滞留時間が長く，50m以浅の深度の観測井（SB1-2. SB1-3）は滞留時間が 50 年以下である。また下流域および海域の地下水は 50 年以上の滞留時間を有しており，源流域の地下水は 50 年以下の滞留時間を有している。以上の結果は，これまで述べてきた地下水ポテンテャル，安定同位体，水質等の結果から導かれる地下水流動の概念と非常によく整合している。

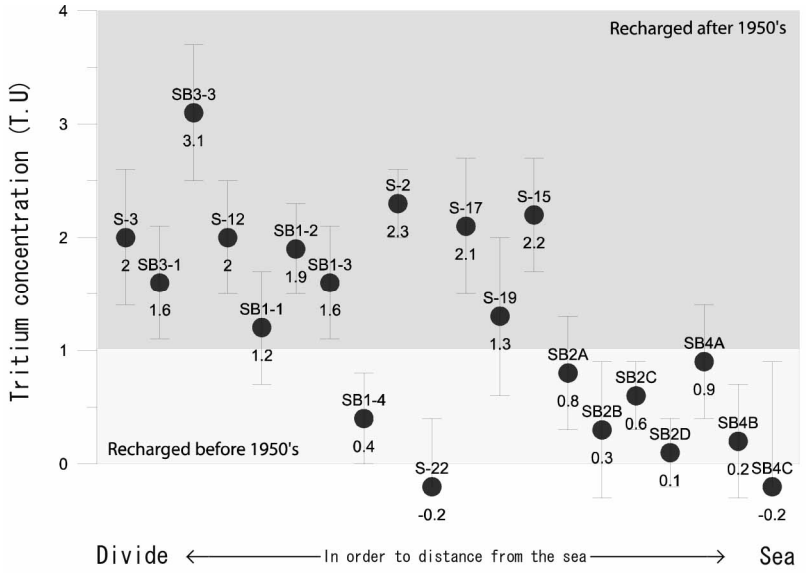


図 2.5.8　研究地域における地下水中のトリチウム濃度

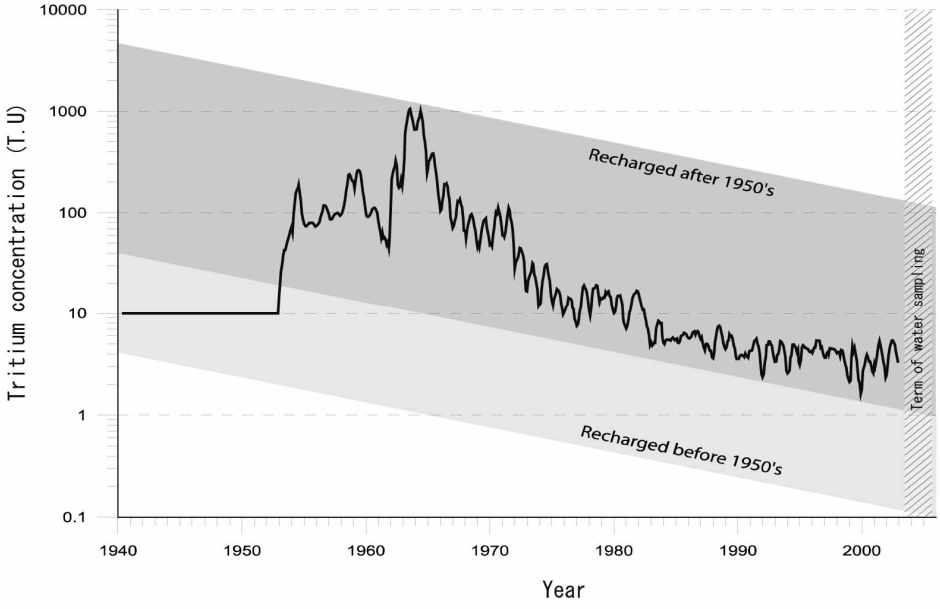


図 2.5.9　我が国に於ける降水中のトリチウム濃度変化

(2) ^{14}C

^{14}C分析をトリチウムで滞留時間を50年以上有すると判断された地下水に対して適応した(表2.5.2)。参照値として計測したトリチウム濃度で3.1T.Uを示すSB3-3のpMC値は100 %以上を示すが，これを除けば最小で71.10±0.18（%），最大で96.95±0.21（%）ある。SB2やSB4観測井は200～300年程度の^{14}C年代を示すが，海底観測井SB4のB区間以深は2000年以上の^{14}C年代を示す。これは明らかに潮間帯のSB2より陸側の地下水とそれより沖側のSB4に代表される地下水とが異なるものであることを示している。これは，無機溶存成分の水質タイプがこれらの地下水の間で異なることに調和的である。

これらの結果,図2.5.10に源流部から海域までの地下水の滞留時間分布を模式2次元断面として示す。

表2.5.2　放射性炭素年代測定結果

測定番号	$\delta^{13}C$ (‰)	^{14}C 年代 (yrBP±1σ)	pMC (%)
SB4A	-19.95±0.17	785±20	90.09±0.21
SB4B	-18.37±0.23	2140±20	76.10±0.18
SB4C	-18.56±0.19	2685±20	71.10±0.18
SB2A	-22.13±0.18	165±20	97.29±0.22
SB2C	-21.9±0.18	195±15	96.95±0.21
SB1-1	-21.03±0.17	370±20	94.84±0.21
SB1-4	-20.07±0.18	335±20	95.24±0.21
SB3-3	-19.3±0.17	-950±15	111.78±0.23

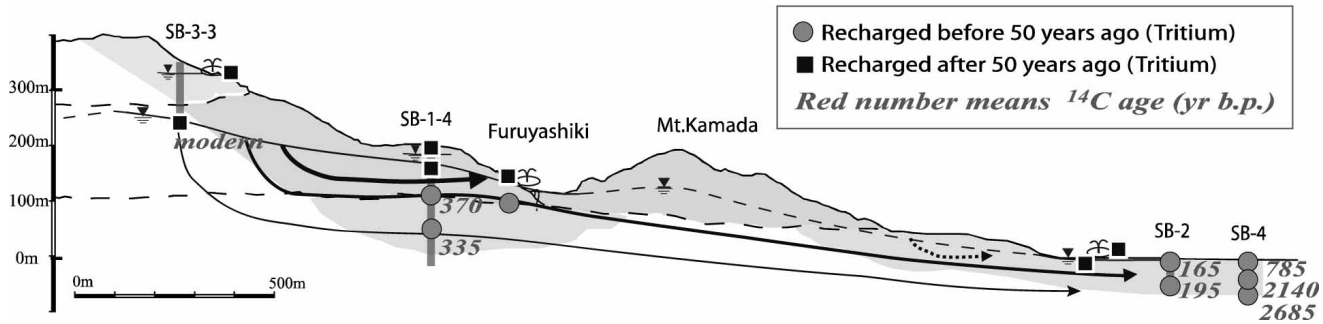


図2.5.10　トリチウム濃度および炭素14濃度を基にした研究地域地下水の年齢分布概念図

2.5.5 地下水流動シミュレーション

以下の3次元におけるダルシー式を適用し，地下水流動シミュレーションを行った。

$$V\mathrm{x} = -K\mathrm{x}\cdot\partial\mathrm{h}/\partial\mathrm{X}$$
$$V\mathrm{y} = -K\mathrm{y}\cdot\partial\mathrm{h}/\partial\mathrm{Y} \qquad (2.5.2)$$
$$V\mathrm{z} = -K\mathrm{z}\cdot\partial\mathrm{h}/\partial\mathrm{Z}$$

V :ダルシー流速（添え字は軸方向を表す）
K :透水係数（添え字は軸方向を表す）
h :水理水頭

地層水の連続条件を表す式は

$$\partial V\mathrm{x}/\partial X + \partial V\mathrm{y}/\partial Y + \partial V\mathrm{z}/\partial Z = -\mathrm{Ss}\cdot\partial h/\partial t \qquad (2.5.3)$$
$$\mathrm{Ss}:\text{比貯留率}$$

式2.5.2，式2.5.3を合成すると，

$$K\mathrm{x}\cdot\partial^2\mathrm{h}/\partial\mathrm{x}^2 + K\mathrm{x}\cdot\partial^2\mathrm{h}/\partial\mathrm{x}^2 + K\mathrm{x}\cdot\partial^2\mathrm{h}/\partial\mathrm{x}^2 = -\mathrm{Ss}\cdot\partial h/\partial t \qquad (2.5.4)$$
(非定常式)

定常解析では右辺が0となり次式で表される。

$$K\mathrm{x}\cdot\partial^2\mathrm{h}/\partial\mathrm{x}^2 + K\mathrm{x}\cdot\partial^2\mathrm{h}/\partial\mathrm{x}^2 + K\mathrm{x}\cdot\partial^2\mathrm{h}/\partial\mathrm{x}^2 = 0 \qquad (2.5.5)$$
(定常式)

これを地下水流動の基本方程式として，差分法による数値解析を実施した。解析にはWaterloo HydrogeologicによるVisual Modflow Pro(Version 3.1)を用いた。また，定常シミュレーションの結果を得た後，逆粒子解析を行い，流域の湧水や観測井に相当する点源から涵養源までさかのぼり，滞留時間を計算することにより実測で得られた滞留時間や地下水涵養標高と対比しモデルの妥当性を検討した。

2.5.5.1 内部･外部境界と検討したモデルケース

水平2次元方向のモデル設定は50m×50mを最小単位の1グリッドとしてx軸方向40グリッド，y軸方向100グリッドの計4000グリッドを設定し，モデルの領域を2000m×5000mに設定した。これは流域最奥部の地形的分水嶺から海底観測井SB4を想定する地点を含む領域である(図2.5.11)。下部境界は，表層から連続する火成岩に対して水理地質学的基盤となる中古生層堆積岩の上部の境界が存在する深度-200mに設定し，その深度までの地層レイヤーを6層に設定した。側方境界は地形的分水嶺より外側を不透水領域とし，海域側のモデル末端（図中緑色部）は圧力水頭0mを表層から深層全てに与えた。また海床に当たるグリッド（図中茶色部）に圧力水頭0mを与えた。さらに，陸域の地表面を含む最上レイヤー（図中灰色部）に排水境界10000m^3/grid･dayを与え地下水面が地表面に達した場合，十分に排水できるように設定した。涵養量は実測値に基づき，降水量1800mm/yrから実測の蒸発散量900mm/yrを差し引いた900mm/yrを与えた。

このように極力不確定要素の少ない境界条件の設定をした後，モデル内部の透水構造について，ボーリング孔で実施された原位置透水試験結果を参考にして，これまで述べてきた物理化学的研究結果の以下の観点に整合するよう試行錯誤的に当てはめを行った。

①SB3-3 で得られた分水嶺付近の地下水面標高が約 320mとなること。

②SB1 観測井での地下水ポテンシャル分布（上昇フラックス）が再現されること。

③西浦川，本浦川河川の水流発生位置が再現されること。

モデル対象ケースとした「均質モデル」と「不均質モデル」について以下に述べる。

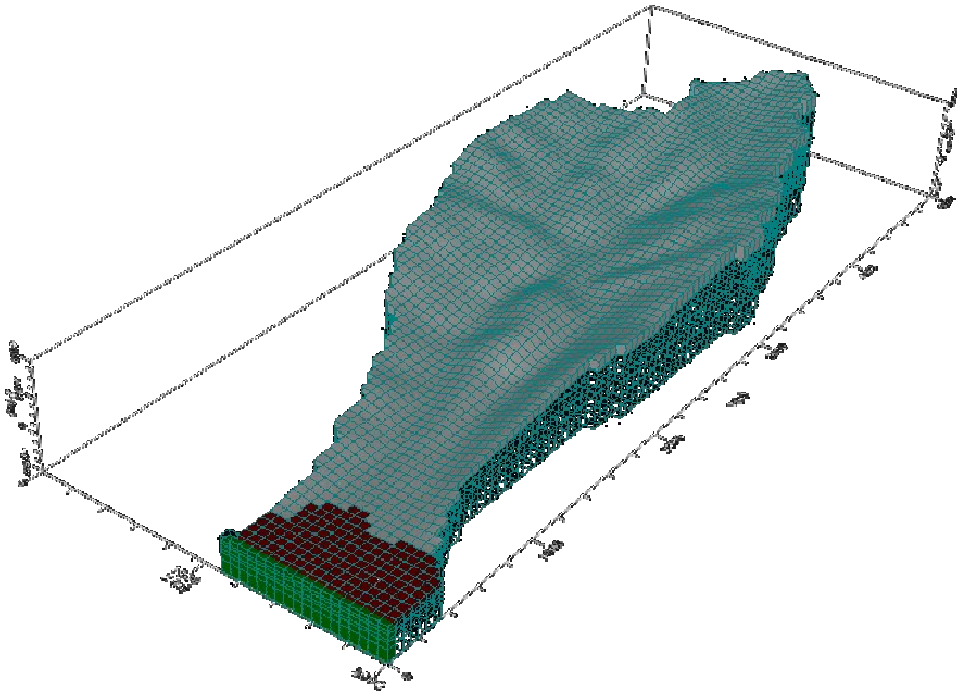


図 2.5.11　3 次元シミュレーションモデルの領域と境界条件

(1) 均質モデル

地表面下-100m以深の透水係数を 1×10^{-7}cm/sec とし，それ以浅を 1×10^{-4} cm/sec の風化層と設定した。その結果 SB3-3 孔の実測水位，古屋敷付近での地下水の上昇流の存在等の事実と一致する結果が得られ，流域全体の大まかな地下水ポテンシャル構造は再現することができた（図 2.5.12)。しかしながら，広域流動の滞留時間や下流の海岸域へ向かう流動経路の再現が不十分であり，これらも同時に再現するには透水係数を多様化する必要があることが判明した。そこで，次の「不均質モデル」を構築した。

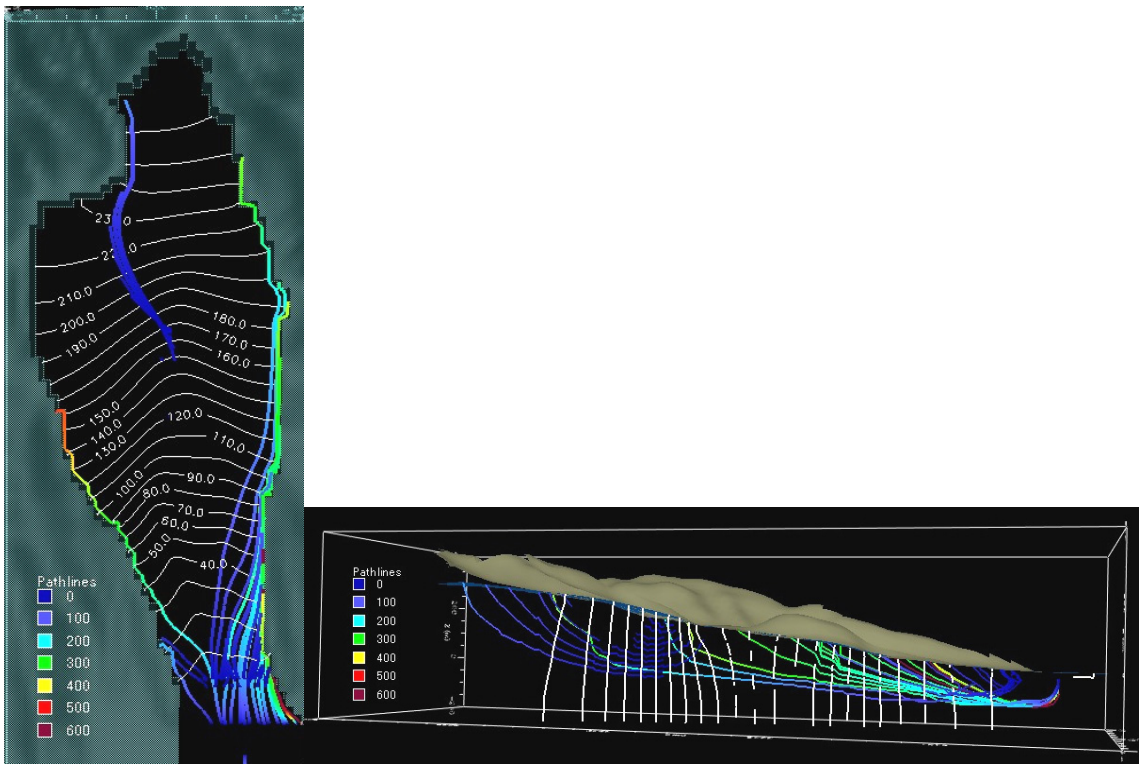


図 2.5.12　均質モデル結果に基づく流跡線と滞留時間解析結果

(2) 不均質モデル

均質モデルにおける主要な問題点は，得られた滞留時間が実測値に比べて全体的に短かすぎること，下流域に向かう流れが流域中部以南の高標高部を起源とし分水嶺に沿うような流れとなり流域奥部からの深層流が流域末端まで到達せず，中流域で湧出してしまうことである。これは，流域中央の中流域から下流域にわたって存在する「かまだ山」による地下水面の高まりによって生じた地下水ポテンテャルの高まりが均質モデルであるがゆえに解消されることなく深部まで圧力伝播することが流域奥部から下流域に向かう深層の流れを遮蔽してしまっていることに起因していると考えられる。そこで，均質モデルと同様にして地表面下-100m以深の透水係数は 1×10^{-7}cm/sec と同様にし，それ以浅を 10^{-5} 程度の透水係数の中に 10^{-4} 級の透水性を持つ新たな連続した層（layer3 に相当）を流域全体に設定し，それに伴い生じた結果で事実に矛盾する事象を解決するために多少レイヤー厚を変化させたり，同じオーダーの透水係数を持つレイヤーの透水性のオーダーを変えない程度に適宜変動させた(図 2.5.13)。その結果，滞留時間，流動経路，ポテンテャル構造等の観測事実により近づけることができた(図 2.5.14)。図に示されたモデル出力結果によれば，古屋敷付近では上昇流が存在しており，SB3-3 の観測水位とも一致する。さらに，SB1 観測井においてトリチウムで再現された滞留時間区分にほぼ整合するような結果が得られた。また海域や流域末端は流域最奥部からの深層流，流域中部の東西山地からの流れ，下流域で涵養した滞留時間の短い流れ等様々な流れが収束する場所であることも再現された。

このように，大局的には地形起伏に支配される地下水ポテンテャル構造であるといえるが，やはり地質構造は無視できず本流域の場合，1 オーダーほど透水性の良い層を流域全域に連続的に分布させるとより詳細な部分の再現性が良くなる結果を得た。また，不確定な部分は多い

ものの流域の地質構造を根拠に，不均質モデルを構築しようとしたが当てはめは悪く，むしろここで示している地形面に追従する透水構造の方がこの流域をより的確にそして単純に再現できることがわかった。これは鉱物組成等に起因する地質区分よりむしろ，地形面と調和的に生じる岩石の風化等の影響を地下水流動は強く受けるという可能性を示唆する結果である。

Layer	K（透水係数）
1	4×10^{-5} （cm/sec）
2	8×10^{-5}
3	3×10^{-4}
4	5×10^{-4}
5	1×10^{-5}
6	1×10^{-7}

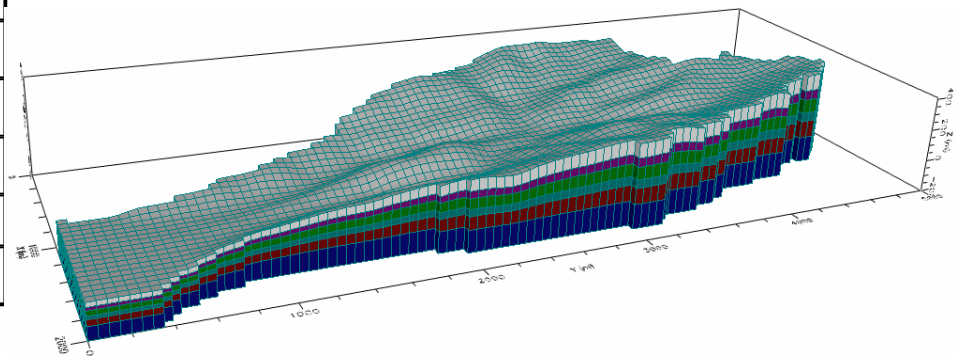


図 2.5.13　不均質モデルの内部透水層構造

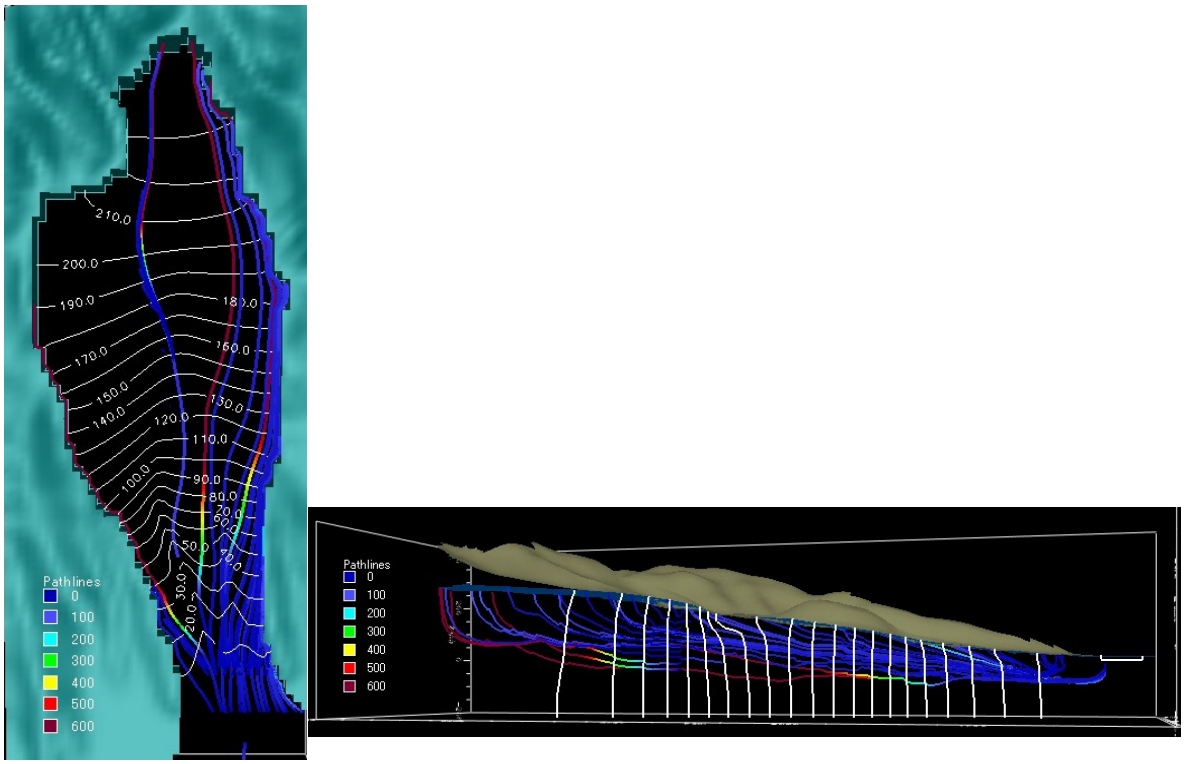


図 2.5.14　不均質モデル結果に基づく流跡線と滞留時間解析結果

2.5.6 考察

2.5.6.1 地下水流動システム

前節までの結果より，火山岩流域の山地から海域にいたる地下水流動システムについて以下に述べる。

第一に，山地から海域の潮間帯までにかけての地域とSB4が代表する潮間帯より沖側の地域とでは地下水の賦存様式が明らかに異なっている。前者は最大で数百年の滞留時間を有し流域規模で循環している地下水である。一方，後者は数千年スケールの滞留時間を有する淡水性地下水でその流動構造が全く異なっている。つまり，前者は現在比較的活発に循環している「循環性地下水」と定義することができ，後者は前者に比べれば地下水の流動が無いに等しい「停滞性淡水地下水」と称することができる。これは，潮間帯までは地域の降水に基づく涵養を駆動力とする水循環が起こりうるが，常に海水の圧力にさらされ，さらに地形起伏が存在しないような海底面下ではその陸域地下水循環の駆動力がおよぶことが無く，結果的に流動が発生せずに，いわゆる古水が長く停滞している状況が発生したものと考えられる。

ここで「循環性地下水」はその物理化学的性質によって以下の3つのタイプに分類することができる。

タイプ1：150m以上の比較的高標高の地点にあり，電気伝導度は60～100μS/cm程度でpHは5.6～7.9と酸性を示す場合も多く季節により大きく変動する。水温も5 ℃～10 ℃の変動幅があり，さらに溶存イオンが少なく，観測期間中$\delta^{18}O$は0.5 ‰程度δDは5 ‰程度の変動幅をもつ。滞留時間は50年以内で，いわゆる「Fluctuate type」(S-3～S-6, S-9～S-12)。

タイプ2：ECは160～250μS/cmと流域内で最も高く溶存イオン量も他の地点と比較しても2倍以上である。湧水の水温は期間を通じて 17～18 ℃と安定している。海岸周辺の湧水および井戸水等（S-14, S-15)。滞留時間は数百年である。

タイプ3：期間を通じて水温が16～17 ℃，pHは弱アルカリ性の7.2～7.8 ECは90～110μS/cmと水温pH, ECともに安定しており，溶存イオン量はこの流域内で比較すると中程度である。さらに，$\delta^{18}O$が-44～-46 ‰，δDは-7～-7.4 ‰と変動幅も小さい。古屋敷周辺の湧水（S-1,S-2）滞留時間は50年以内。

タイプ1は滞留時間が短いため岩石との接触によって付加される溶存成分は少なく，加えて降雨が混合し均質化するほどの滞留時間がないために降雨の変動が反映されやすく，このような変動の激しい特性を持つものと考えられる。乾燥期には枯渇する湧水もあり，ほとんどがB-1-3やB-2-2孔で見られるように広域に連続する地下水体とは独立した地表浅部の宙水構造の地下水流動系であると考えられる。これは水温が気温変動に伴って変動するという結果とも矛盾しない。またこれら宙水構造をなす要因として，透水性の異なる地質の存在が想定されるがSB-1の地質コアなどを検討しても岩石的には明瞭な難透水層にあたるものは確認できない。しかしSB-1地点の深度-21mまで強風化～中風化の溶岩が存在することから，風化に伴い粘土化した風化フロントが宙水構造を形成する要因となっている可能性が高い。風化フロントは溶岩の亀裂等から進んでいくため平面的には連続性がなく，局所的な不透水層上に形成された宙水の地下水貯留構造を形成すると考えられる。これは，シミュレーション結果によっても支持される。よって，これらを総

称して「源流部局所流動系」と称する。

タイプ2はEC，溶存イオン量共に研究流域内で最も高い値を示し，本流域においては滞留時間が数百年である。酸素同位体比より推定される涵養標高によると，海岸の湧水は標高二百数十mの高標高部で涵養されたものと推察される。つまり流域上流部で涵養された地下水は広域に連続する地下水体の深部へと流下し，やがて緩やかな上昇フラックスとなり海岸付近で湧出していると考えられ，シミュレーション結果からもわかるように湧出地である流域末端の浅部においては涵養起源が様々な流れが収束するため流域奥部を起源とし，深層を伝う流れは流出域において様々な方面からの流動が集中･混合しているものと考えられ,それが滞留時間や涵養標高を相対的に過小評価させている可能性がある。このような流域の深層を流動し長い流動経路と滞留時間を持つ地下水流動系をして「広域深層流動系」とする。

タイプ3はEC，溶存イオン量共にタイプ1より大きくタイプ3より小さい。さらに水温が17℃前後でほぼ一定の値を示すことを考慮すると，この流域においては中間的な滞留時間を有する流動系であると考えられる。さらに観測井SB-1-2の試料水の$\delta^{18}O$が-47 ‰，δD-7.1 ‰であるのに対し，SB-1-2の有孔区間とほぼ標高の等しいS-1とS-2の酸素水素同位体比の平均値がそれぞれ$\delta^{18}O$-7.14 ‰，δD-45.0，$\delta^{18}O$-7.18，δD-45.4 ‰でありB-1-2と一致する。さらに推定涵養標高を考慮すると,S-1やS-2の水は標高250m以上で涵養された水がB-1-2孔のスクリーンである標高約100～130mを通過しS-1，S-2で湧出していると考えられる。その要因としては，第一に，この古屋敷周辺は四方に発達する谷が集まっているという地形的要因，第二に地質構造が考えられるが，シミュレーション結果によればこの流動系はほぼ地形的要因に支配されていると考えられる。但し，付加的に地質が規制要因となっていることは否定できない。これらを総称して「中間流動系」とする。このような火成岩流域の地下水流動を鉛直 2 次元の模式断面として図2.5.15に示す。

源流部局所流動系は活発な流動系であるが，降水量に大きく左右されるため季節的に枯渇するものもありその湧出量は不安定である。一方中間流動系は恒常的に湧出し，その水量も安定しており，流域内で最も活発で安定した地下水流動系といえる。一方で広域深層流動系は循環性地下水では最も滞留時間が長く相対的に不活発な地下水流動系であるといえる。

2.5.6.2 不知火流域の3次元的地下水流動特性

本流域の断面2次元的な流動経路概念図が図2.5.15に示された。この概念図と対比して本流域の地下水流動特性を概観してみると，流域上流の高標高部の流域界から山腹にかけての小さな谷に源流部局所流動系が点在し，西浦川流域は源流部で涵養した地下水が中間流動系として古屋敷付近で湧出する。一方，本浦川上流部はすり鉢状の構造で西浦川上流部のような地形起伏を持たないため中間流動系への地下水の寄与は比較的少なく，逆に広域深層流動系には西浦川に比べて大きく寄与すると考えられる。下流域および潮間帯を含む地域は広域深層流動系地下水を主に，加えて流域中部の東西の流域界をつくる山地や，中流域低標高部および下流域等で涵養された地下水等の様々な流動が収束していると考えられる。そのため西浦川流域のほうが中間流動系の及ばない深度まで達すると比較的古い水が残存していると考えられ，SB1-4やSB1-1の炭素年代がSB2より古く見積もられた要因ではないかと考える。

3 次元地下水流動シミュレーション結果からも見られたように，流域全体のマクロに捉えた透水係数は10^{-4} cm/secのオーダーである。しかしながら実際はそれよりも高いオーダーや低いオ

ーダーの地質が混在していると考えられる。なぜなら，深度方向に透水係数の多様性が存在し，ある程度それが面的連続性を有していることが源流部から末端までの地形勾配に起因する広域的な地下水流動を導くポテンシャル構造を乱す小規模地形起伏による地下水ポテンシャルの 3 次元的乱れが深部まで伝播するのを解消しているものと考えられるからである。

これらの広域の透水性分布をより正確に把握するためには，ボーリング孔による原位置透水試験データを蓄積するには限界があり，植生･降水量･蒸発散量･河川流出量･海岸部での地下水湧出量等の実測データを加味した 3 次元地下水流動シミュレーションによる検討が必要と考えられる。

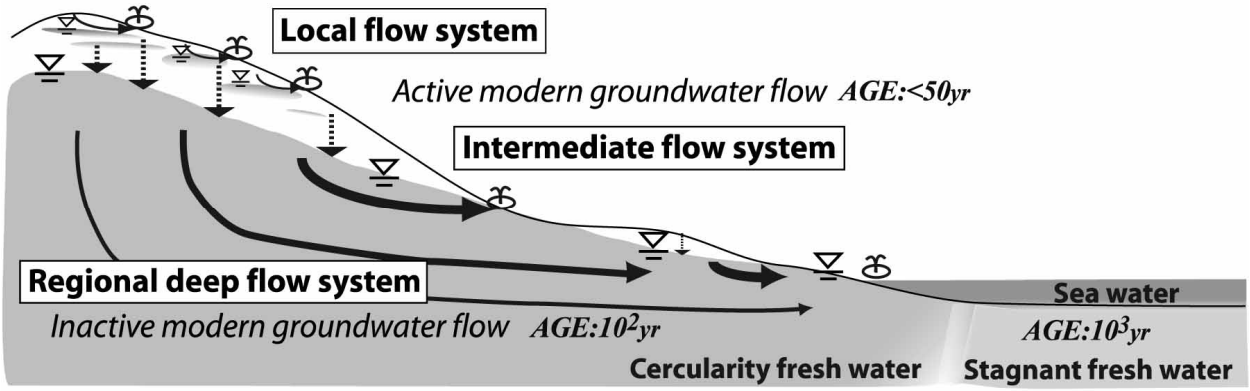


図 2.5.15　研究地域の地下水流動概念模式図

（熊本大学　嶋田　純）