

手取川扇状地における都市化に伴う洪水流出量の変化

—倉部川流域を事例として—

石川県立大学大学院

瀬川 学

手取川扇状地における都市化に伴う洪水流出量の変化  
—倉部川流域を事例として—

目 次

目次・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・

第1章 研究の動機，都市化の進展，研究の目的

1.1 研究の動機 （近年の都市化の進展と本研究の位置付け）

1.2 手取川扇状地における都市化の推移について

1.3 研究の目的

1.4 本論文の構成

第2章 本研究に関連する既往の研究

2.1 既往の流出モデル

2.2 既往の研究

2.2.1 農地を対象とした流出解析

2.2.2 都市化が進行した流域を対象とした流出解析

2.2.3 流出抑制（洪水緩和）を考慮した流出解析

2.3 本章のまとめ

第3章 手取川扇状地における大雨時における地目別単位流出量

3.1 研究の目的

3.2 研究の方法

3.2.1 試験地域の概況

3.2.2 流出モデル

- 3.2.2.1 灌漑期単位水田の水位変化と流出量
  - 3.2.2.2 非灌漑期単位水田，畑地の水位変化と流出量
  - 3.2.2.3 宅地の水位変化と流出量
  - 3.2.3 灌漑期浸透量調査
  - 3.2.4 非灌漑期水田，畑地，宅地の浸入能調査
  - 3.2.5 検討対象降雨
  - 3.3 調査結果
    - 3.3.1 水田流出モデル作成に必要な水田諸元
    - 3.3.2 浸透量の分布
    - 3.3.3 浸入能試験結果と地目別浸透量の推定
    - 3.3.4 くぼ地貯留
    - 3.3.5 初期条件の設定と計算時間間隔
  - 3.4 解析結果
    - 3.4.1 土地利用ごとの降雨量と総流出率，ピーク流出率
      - 3.4.1.2 総流出率に対する解析
      - 3.4.1.3 ピーク流出率と洪水到達時間
      - 3.4.1.4 ピーク流出率に対する解析
    - 3.4.2 代表的な降雨に見る土地利用ごとの洪水流出量
  - 3.5 考察と論議
    - 3.5.1 1時間雨量と10分間雨量による流出量の関係
    - 3.5.2 1時間雨量と10分間雨量の関係
  - 3.6 本章のまとめ
- 第4章 都市化に伴う流出量の変化
- 4.1 研究の目的

## 4.2 研究の方法

### 4.2.1 倉部川流域の特徴

### 4.2.2 土地利用の変化

### 4.2.3 検討対象降雨

### 4.2.4 地目別単位流出量とブロック流出量

### 4.2.5 排水路網に従った洪水追跡

#### 4.2.5.1 排水路の洪水追跡法

#### 4.2.5.2 圃場から流域までの洪水追跡

#### 4.2.5.3 分割流域内の一次的な調整池の影響

#### 4.2.5.4 具体的な流下時間, 流出量の算定

## 4.3 研究結果

### 4.3.1 ブロック単位流出量の変化

### 4.3.2 都市化に伴う洪水ハイドログラフ変化の具体例

### 4.3.3 貯留施設の有無による流出量の変化の具体例

## 4.4 考察

### 4.4.1 単位流出量と推定流出量の関係

### 4.4.2 合理式と本法によるピーク流出量の比較

### 4.4.3 単位流出量の統計的考察

## 4.5 試験地における流出量の実測値と計算値の比較

### 4.5.1 試験地の概要

### 4.5.2 試験地の降雨と洪水追跡

### 4.5.3 実測値と計算値の比較

## 4.6 本章のまとめ

## 第5章 結論と要約

本論文を構成する論文

参考論文

口頭発表

資料

## 第1章 研究の動機, 都市化の進展, 研究の目的

### 1.1 研究の動機 (近年の都市化の進展と本研究の位置付け)

近年, 都市化の進展に伴って流出解析の研究分野にもさまざまな影響が出ている。これまで, 農地や山林であったものは宅地や工場に変わり, 浸透性の大きい土地利用から浸透性の小さい土地利用に変わるために洪水が激化し, 宅地や工場の浸水, 河川の氾濫, さらには堤防の決壊に至る場合も見られる。このために, 残った農地も浸水被害がおおきくなり, 2次被害を受けることになる。

そもそも, 水文学の分野で流出解析の研究が盛んになったのは, 合理的な流出解析, すなわち降雨と流出量の関係を明確にし, 河川計画や農地排水に合理的な根拠を与えるために行ってきた研究である。もちろん理学的な立場から降雨と流出の関係を明らかにしたいという学術的な目的もあった。しかし, 実際の現場では, 流出解析などの詳細な研究成果が設計に直接的に利用されることは少なく, 研究と実際の工事や対策とは乖離していた。

実際の現場では洪水の対象となる降雨の確率年を決めることによって, 洪水被害を概定し, 具体的な流出解析まで行うことはなかった。降雨の規模が決まれば簡単に合理式によって流出量を算定し, 河川断面を決めるとか, 水田では日雨量日排除, 畑地では4時間雨量4時間排除などの簡単な指標によって排水計画を樹立していた。通常, 工事計画の樹立にあたってはコストベネフィットの分析を行って, 工事規模, すなわち安全性を決める。しかし, 洪水対策は自然現象を対象にしていること, 社会の洪水被害に対する考え方がその時の社会の情勢によって大きく変動するために, 正確なコストベネフィットの分析は不可能であったと考える。もちろん現在でも一応のコストベネフィットの分析は行っているが, 将来予測特に人間の価値, 価格変動があいまいな以上, 正確なものとは言えない。

一方, 近年は地球温暖化の影響, 観測機器の充実などもあって, 集中豪雨が頻発し災害が多発している。以前は時間雨量50mmといえれば10年確率の計画雨量に相当する豪雨であったが, 今日では時間雨量100mmを超すことが, 日常的な出来事となっている。また, 豪雨による災害も頻発している。このようなとき, 流出解析の社会に対する役割も大きく変化すると考える。流出解析によって, 洪水対策に対する工事規模は決まっていなくても, 実在する施設に対して, 起こりうる災害規模の想定を行うことが, 極めて重要となってくるであろう。

すなわち, 災害時, その災害起因が天災によるものか人災によるものかを問

われる場合もあり、係争問題に発展することもある、その際、災害当時の詳細な流出解析が重要な判断材料になる。

これまでの流出解析は洪水に対する具体的な施設の決定には直接利用されなかった面はあるが、今後は上述のような理由によって新たな役割が架せられる可能性が高い。本研究は、このような変化を想定して行った、流出場の物理的な性状を踏まえた、上述の要請に応えられる研究である。

## 1.2 手取川扇状地における都市化の推移について

本研究は手取川扇状地の中央を流れる倉部川を事例地区として検討を進める。その前提として手取川扇状地全体の近年における土地利用の概要を整理しておく。国土数値情報土地利用細分メッシュデータ（100mメッシュ）から得られた1976年および2009年の土地利用図をFig.1に示す（岩崎ら，2013）。1976年では、河川および日本海沿岸部、金沢市街地の一部を除き水田が多くの部分を占めている。その後、犀川沿いの金沢市および国道8号線沿いの地域で都市化が進行している。畑地・樹園地は年によらず変動が少ない。

手取川扇状地の農地（水田・畑地）の占める割合は、1976年時点では、全体の約75%であったが、年々減少し、2009年時点では、約54%となっている。これに対し、宅地等の割合は、約19%（1976）から約41%（2009）に増加し傾向にあり、道路・水路を含めた宅地等と農地の面積比率は、ほぼ1:1になっており、これまでの傾向から宅地等の割合の増加が見込まれる（Fig. 2）。

倉部川流域は、手取川扇状地のほぼ中央の位置し、都市化が著しい金沢市、野々市市に隣接する地域である。流域面積17.5km<sup>2</sup>を有し、土地利用については、農地（水田・畑地）の割合は、1976年時点では、全体の約76%（1976）から約51%（2009）に減少し、宅地等の割合は、約17%（1976）から約42%（2009）に増加しており、手取川扇状地全体の土地利用の変化と同様の傾向を示している（Fig.3）。

なお、今回使用した土地利用別面積は、国土数値情報（国土交通省，2014）の土地利用細分メッシュデータ（100mメッシュ）を用い、扇状地の研究対象範囲については、丸山ら（2012）が定義した範囲と同様とした。



Fig. 1 土地利用図の変化 (左 : 1976, 右 : 2006, 岩崎ら, 2013)  
Change of land use map ( L:1976, R:2006 )

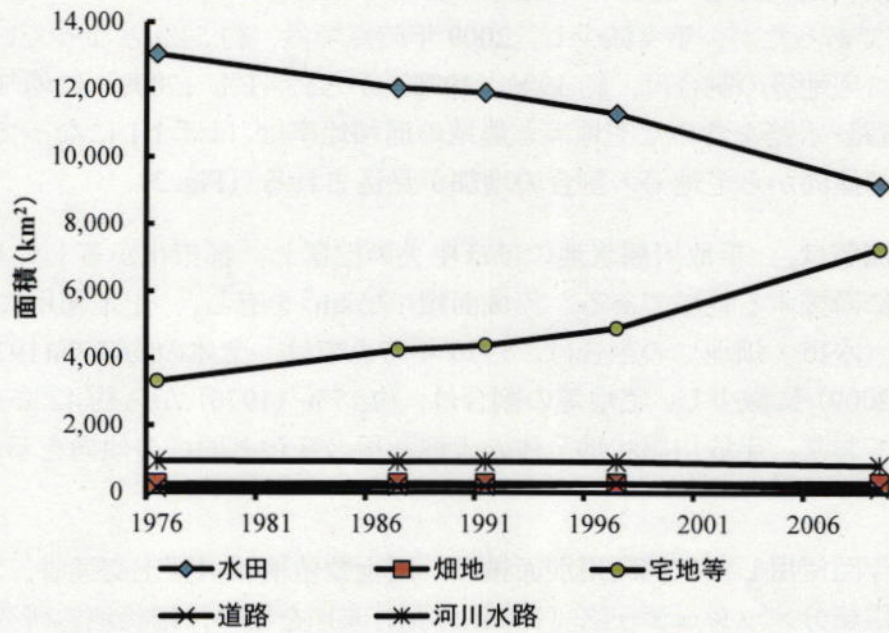
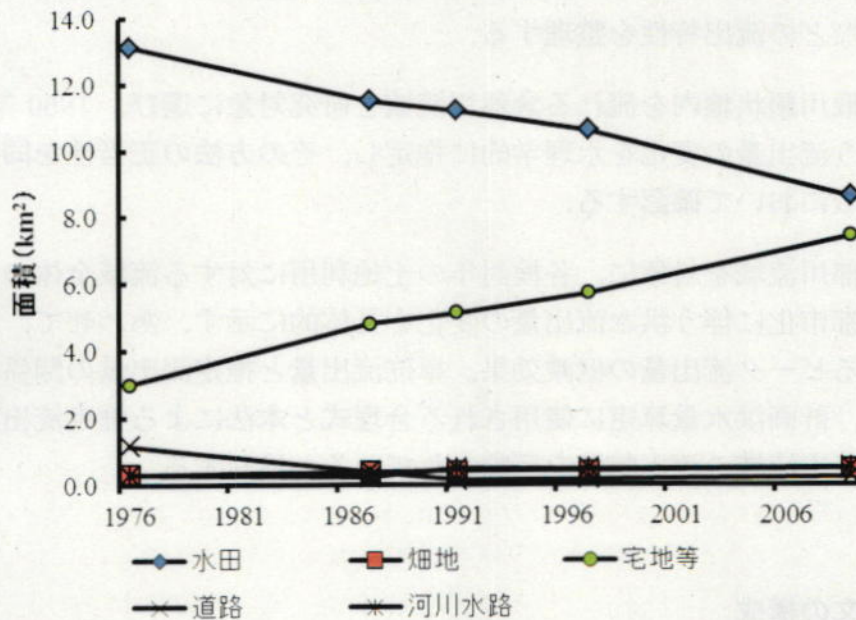


Fig. 2 土地利用の変化 (手取川扇状地)  
Change of land use from 1976 to 2009 in Tedoru river alluvial fan





**Fig. 3 土地利用の変化（倉部川流域）**  
 Change of land use from 1976 to 2009 in Kurabe river basin

### 1.3 研究の目的

1960年代から急速に進展した都市化によって、洪水量が急速に増大し、各地で河川や排水路の排水容量が不足し、洪水被害が続発している。それまで水田であった農地を埋め立て、宅地等に開発し、不浸透性の土地利用に変わったことが原因と考えられている。そのために、各地で河川・排水路の通水能力の拡大や調整池の新設が相次いでいるが、すべての懸案箇所に対応することは、予算的にも困難な課題であり、今後も変化が想定される都市化に対して、十分に対応した計画に基づき、効果的に進めること求められている。

本研究は、手取川扇状地を研究対象として、都市化によって、洪水量がどのように変化してきたかを、地域の特性を踏まえて解明するため、次のように進めた。

第1に、土地利用の変化が洪水量に直接的に反映されるように、大雨時の末端排水路への流出量（単位流出量）を求める流出モデルを地目別（水田、畑地、

宅地)に作成する。あわせて、地目毎の単位流出量について、総流出率、ピーク流出率などの流出特性を整理する。

第2に手取川扇状地内を流れる倉部川流域を研究対象に選び、1960年以降の都市化に伴う流出量の変化を水理学的に推定し、その方法の正当性を同じ流域内の試験流域において確認する。

第3に倉部川流域を対象に、各検討年の土地利用に対する流域全体の流出量を算出し、都市化に伴う洪水流出量の変化を具体的に示す。あわせて、調整池の設置によるピーク流出量の低減効果、単位流出量と推定流出量の関係を例示すると共に、計画洪水量算定に使用される合理式と本法による推定流出量を比較し、前者が本流域の流出特性を反映されているか検討する。

#### 1.4 本論文の構成

以上のような背景を踏まえて、都市化に伴う流出量の変化を把握する新たな方法が必要である。本研究では手取川扇状地を対象として、新しい解析方法を提案し、この方法の正当性と実用性を明らかにすることを目的として、研究を展開することとした。

第1章では、これまでの洪水流出解析研究の実用化に向けた課題と洪水リスクが高まり、流出解析に対する新たな役割が期待される状況のなか、本研究の位置付けと目的について論じた。

第2章ではこれまでの本研究に関係する分野の研究を概観した。本研究の対象とした水田の特性にもとづいた研究は限られており、しかも研究目的が異なるため、参考にすることはできても直接利用できるものはなかった。さらに広い地域を対象とした研究も数多く行われていたが、本研究に直接的に利用できるものはなかった。

第3章では、水田が大部分を占める石川県手取川扇状地を対象とし、都市化に伴う洪水量の変化を解明する前提で、単位区画における大雨時の流出量を単位流出量と定義し、その流出モデルを作成するとともに、併せて流出解析を行った。すなわち、水田については、落水口の形状、高さ、中干し前後の湛水状況および浸透量等を、畑地および宅地においては浸入能を測定して、土地利用ごとに洪水流出モデルを作成し、計画基準雨量規模の降雨54例から単位流出量の特長について検討した。

その結果、総流出率の最大は宅地で、最小は灌漑期水田で発生し、灌漑期水

田では総降雨量の増大とともに顕著に増加するのに対し、宅地ではほぼ一定となることを明らかにした。

第4章では、末端排水路に流入する土地利用別の単位流出量をもとに、都市化に伴う流域流出量の変化について検討した。石川県の手取川扇状地を流れる倉部川流域約17.5km<sup>2</sup>を対象に、10分間降雨資料の得られる21降雨イベントについて分析した。

その結果、宅地等の割合が1976年から2009年の間に、約24.7%から45.8%に増加し、ピーク時の流域流出量は約2.0倍に増大していることが想定された。

さらに、各検討年の土地利用のもと、上流から倉部川河口まで、洪水追跡を行った結果からハイドログラフを作成し、都市化に伴う洪水量の変化を具体的に示した。あわせて、調整池の設置によるピーク流出量の低減効果、単位流出量と推定流出量の関係を例示すると共に、合理式による洪水推定量と本方式による推定流出量を比較し、前者では、過小に流出量が算出されることを示した。

また、本流域内に試験地を設定し、実測流量と推定流量を比較することにより本理論の正当性を検証した。

第5章では、本研究のまとめを論じた。

## 引用文献

岩崎有美, 尾崎正志, 中村公人, 堀野治彦, 川島茂人 (2013) : 定常地下水流動解析に基づく手取川扇状地における灌漑期の地下水位に影響を与える要因, 水文・水資源学会誌, 26-2, p99-113.

国土交通省 (2014) : 国土数値情報土地利用3次メッシュデータ  
<<http://nlftp.mlit.go.jp/ksj/gml/datalist/KsjTmplt-L03-a.html>>

瀬川学, 丸山利輔, 高瀬恵次 (2016) : 手取川扇状地における水田, 畑地, 宅地からの単位流出量の推定, 農業農村工学会論文集, 302 (84-2), 103-112

瀬川学, 丸山利輔, 高瀬恵次 (2016) : 都市化に伴う流出量の変化—手取川扇状地, 倉部川流域を事例として—, 農業農村工学会論文集 (審査中)

丸山利輔, 能登史和, 吉田匡, 中村公人, 堀野治彦, 村島和男, 瀧本裕士 (2012) : 手取川扇状地における水収支の分析, 水文・水資源学会誌, 25-1, p20-29.

石川県 (2004) : 倉部川水系河川整備計画  
<http://www.pref.ishikawa.lg.jp/kasen/kasenseibi/documents/kurabe2.pdf>

## 第2章 本研究に関連する既往の研究

### 2.1 既往の流出モデル

本研究は、第1章で述べたような新しい流出解析の役割に応えるために、流出場である水田、畑地、宅地から、流域末端である河口に至る過程を物理法則に基づき追跡することで、実際の流出現象を再現する流出モデルの構築をすることを目的としている。

これまで開発されてきた流出モデルには単位図法、貯留関数法、タンクモデル法に代表される集中型流出モデル、キネマティックウェーブ法などの分布型流出モデルに大別されるが、集中型流出モデルは、概念的な要素が強く、適用条件にもよるが、物理的な性状を十分に踏まえたものとは言い難い。一方、分布型流出モデルは、流域を小さなメッシュ状に分割し、表層流、不飽和層、地下水層に対して、物理モデルを用いて解析する。モデルに使用されるパラメータ値も流域の物理的な情報を得られれば、同定作業は無い。流域の土地利用が変化しても解析は可能である。しかし、メッシュ要素毎に土地利用、雨量、地形、地質などのデータ要素を得る必要があるため、実用できるケースが限られ、現在得られる情報量では、本研究に直接使うことは出来ない。但し、キネマティックウェーブ法を背水の影響のない水路や宅地等の流出解析に適用することは、合理的と考える。

### 2.2 既往の研究

本研究に密接に関係する既往の研究を概観する。なお、文献検索は、日本の学術論文を中心に数多くの論文を収録し、本研究に適切な文献検索サービス (CiNii Articles) によって、本研究に関連するキーワード (「水田」「流出」「モデル」等) で検索したところ、80余の論文が指摘され、その主な研究は次のとおりである。

#### 2.2.1 農地を対象とした流出解析

四方田・三浦 (1982) は水田転換畑からの地表排水量について研究しており、その概要は次のとおりである。

汎用耕地化対策の一つである水田転換畑からの地表排水量を検討するため、一筆の転換畑と水田とについて地表排水量の調査を行い、結果を比較考察して

いる。その結果、転換畑の総流出量、短時間流出量は、転作3年間で傾向にとくに変化はないものの、4時間雨量4時間排除の流出率は、降雨強度により80%程度に達すること、水田流出と比較し、降雨が大きい場合、総流出量、短時間流出量とも転換畑の方が大きいこと、転換畑排水量の特徴を数量的に明らかにしている。

千家ら(1987)は水田転換畑の流出モデルと計画ピーク流出係数について研究しており、その概要は次のとおりである。

降雨時における水田転換畑からの地表排水量を予測することを目的として畝と畝間の水収支式を基本とした流出モデルを作成し、現地への適用からモデルの適合性を検討している。また、実測データとの対応からモデルパラメータを同定し、モデルパラメータと土壌の透水条件との関係を検討している。さらに、流出モデルによるシミュレーションから、計画雨量に対する水田転換畑の流出係数について求めている。

原喬(1993)はマクロポア理論とタンクモデル手法を組み合わせ、水田の畑作時における圃場レベルでの排水構造のモデル化を図っており、その概要は次のとおりである。

水田の畑作時の圃場レベルの排水構造をモデル化し、そのモデルはタンクモデルを基にマクロポア理論等を取り入れた排水構造とし、排水対策を施した現地圃場における降雨一流出の実測データにより、このモデルの同定を行った結果、実測値と計算値がほぼ一致し、モデルの有効性が確認できたこと、実測値では暗渠排水の配置等により暗渠および地表からの流出に大きな差があり、それが排水構造のパラメータの違いとなって現れることが明らかになった。したがって、基本的単位区画について土壌の種類、暗渠排水の方法等が変化した場合のいろいろなパラメータを調査しておけば、実際に圃場の諸元が変化した場合の降雨一流出の過程が予測できることを明らかにした。

早瀬・角屋(1993a, 1993b)は河道や水田を貯水池とみなし、河道と水田の間での流出入を反映させる低平地タンクモデルを提案・検証を行っており、その概要は次のとおりである。

低平地の実用的流出解析法として低平地タンクモデルを提案し、基礎的事項を明示している。主要な結果は次のようである。(1)低平地タンクモデルは、雨水の流出入についての連続条件に重点をおく準水理学的流出解析法である。

(洪水時における水田と河道網の間の水の動きを物理的に表現)(2)低平地タンクモデルは、計算上の距離・時間刻みをかなり大きくとることができ、ハイ

ドログラフの再現精度は不定流モデルによるそれと大差なく、計算時間を大幅に短縮できる。(3) 主要支線排水路が明瞭な場合、流域モデルは幹線排水路-主要支線排水路-水田の系として単純化して実用上十分である。(互) 主要支線排水路が明瞭でない場合、流域モデルの単純化に際しては水路の通水能に留意することが望まれる。

このモデルの適用性について、巨椋流域の下段地区を対象に検討した。主要な結果は次のようである。低平地には、雨水以外に河川堤防の浸透水、取水口漏水、畦畔浸透水、住宅下水などが流入する場合があるので、対象期間の水収支を検討する必要がある。水田の6,7月の最大保留量は34mm程度である。河道・水田タンクの定数はすべて地形条件から決まり、幹線排水路-主要支線排水路-水田系に単純化された流域モデルを構成すればよいこと、低平地タンクモデルの適応性は十分であることを明らかにした。

市川ら(1997)は、これに改良を加え、水田耕作に伴う水管理の要素を加えたモデルを提案しており、その概要は次のとおりである。

複合タンクモデルの水田域のモデルを基本的なモデル構造として採用し、場の構造、落水口からの流出、田面からの浸透、地下水流出、取水課程は複合タンクモデルと同様に取り扱っている。畦畔越流については、低平地タンクモデルの考え方を採用し、河道と水田の水位の関係から堰の公式を使って計算している。この2つのモデルを組み合わせることで長期の流出計算と短期の流出計算を統合した新しい水田モデルを構築し、これを構造的モデル化法によって要素モデル化し、木津川上流域に適用している。

長谷川ら(1999)は、低平地タンクモデルを水田圃場整備事業の対象地区に適用し、整備前後の流出特性について論じている。その概要は次のとおりである。

低平地の流出解析として角屋・早瀬らは、水田を貯水池、水路の流れを等流あるいは不等流として扱うことによって、内部現象も比較的良く説明しうる Dynamic Wave 法を採用した低平地タンクモデル法を提案している。この手法により水田地帯を含む低平地流域の雨水流出解析を行い、その結果、流域内の水理学的現象を良く表現するモデルとしている。栃木県東部から茨城県南西部へ南北に流下し、その後、利根川へ流入している小貝川流域では、近年多発している洪水の一要因としては、近年急速に進められてきている水田圃場整備事業の影響が考えられていたため、将来、圃場整備事業を対象予定とされている試験流域を対象に低平地タンクモデル法による低平地における水田流出解析を行い、更に水田圃場整備後の流出予測と若干の水理学的特性を調べている。

増本ら（2003）は耕作放棄地水田の流出量変化を評価するタンクモデルを基本とした中山間水田流出モデルについて提案しており、その概要は次のとおりである。

中山間地域の耕作放棄が流出に及ぼす影響を総合的に評価するため、耕作水田と耕作放棄水田からの流出および土壌調査で得られた実測データを基礎資料として、中山間水田流出モデルを開発した。モデルはタンクモデルを基本に亀裂の消長、水管理による落水口操作、畦畔法面からの流入等の中山間水田の流出特性を考慮できる点が特徴である。ここでは洪水流出を解析対象とし、モデルパラメータはSP法（基準化パウエル法）により最適同定を行った。本モデルを47個の実測洪水流出データに適用し、各流出で最適パラメータを求めた結果、本モデルの流出再現性は良好であり、さらに水田の耕作状況、気象、水管理の変化が流出に及ぼす影響を最適パラメータの変化からうまく評価できることを明らかにしている。

また、吉田ら（2013）は、中山間地帯の小流域を対象に土地利用・耕作状況が異なる複数の地目から水文流出過程を表現する分布型水循環モデルを提案しており、その概要は次のとおりである。

土地利用・耕作状況が異なる地目からの水文流出過程を表現する分布型水循環モデルを構築するとともに、それを耕作水田・耕作放棄水田が主体の流域に適用して、そこでの流域水循環と水田管理状態の相互関係を評価している。まず、時間間隔1日の長期流出計算により解析対象の降雨発生時のモデル状態量を得て、これを短期流出計算のモデル初期値とし、次に、時間間隔10分の短期流出計算を行った結果、構築したモデルにより、出水時の流量ピークと逡減や試験流域間の短期流出特性の違いをよく再現できることを示している。さらに、降雨発生時のモデル状態量の比較から、試験流域間で短期流出特性の違いが生じた降雨時には、耕作放棄水田があるメッシュの飽和帯からの余剰地表流量が耕作水田のそれより大きく、この差が試験流域間の短期流出特性の違いの一因であると推察している。

## 2.2.2 都市化が進行した流域を対象とした流出解析

都市化が進行した流域の流出については、多くの研究者によってさまざまな角度から研究が進められてきたが、その概要を角屋（1985）が「都市化に伴う流出の変化」として簡潔にまとめている。その内容は、都市化の定義にはじまって、雨水保留量の変化、流出ハイドログラフの変化、ピーク流出特性の変化



にわけて、1985年までの研究成果を紹介している。

丸山ら(1979)は、農業用水の合理的利用のため、反復利用状況を把握し、農業用水と流域の水収支の関係を把握することを目的として、複合タンクモデルを用いた広域水収支解析法を提案しており、その特徴は次のとおりである。

菅原(1972)のタンクモデルに改良を加え、各タンクに物理性意義を持たせるよう試みている(タンクの浸透量を水田浸透量に一致させるようにし、流出量口の高さを畦畔高、落水口敷高に、畑地の浸透孔をインテークレートに、それぞれ対応させている)。また、土地利用(水田・畑地・山地)別にタンクを設定することで、流域の土地利用変化にも対応できる構造となっている。

千家ら(1981)は、急激な都市化を遂げた京都市竹田川流域を対象として、市街地流域の高水流出特性を実測により、また都市化による高水流出量の変化を雨水流モデルにより検討している。その結果、雨水流モデルの等価粗度は、豊国らの方法によって算定したところ、流出量の実測値と計算値はよく一致した。さらに、この方法に従って都市化前の高水流出量を算定し、水田の洪水抑制機能を定量的に評価している。

橋本・森田(1982)は、土地利用変化を評価するモデルとして、準線形貯留型モデルを提案しており、その概要は次のとおりである。

近年の水文学における基礎的研究の諸成果を応用することにより、土地利用の変化を評価する流出モデルを提案している。モデル全体は、有効降雨モデル、斜面モデル、河道モデルで構成され、斜面モデルに準線形貯留型モデルを採用している点が特徴である。次いで、本モデルを実流域に適用し、適用性の検討等を行っている。

鮭川・北川(1982)は、Nash(1957)の線形貯水池モデルを導入したモデルを提案しており、その概要は次のとおりである。

洪水流出に及ぼす流域の都市化の影響について考察し、次に、流域の都市化に伴う洪水流出の変化を予測するための流出モデルを提案し、雨量と流量の観測値に基づいて、パラメータの同定と流出モデルの検証を行い、最後に、流域の都市化に伴う洪水流出の変化を算定する計算例を示している。

渡辺・豊国(1989)は、愛媛県松山市を中心とした地域を対象に、都市化によって改変された土地利用、施設の変更を踏まえた物理的に意義の明確なパラメータを使用した流出解析を行っている。その概要は次のとおりである。

大雨時の下水管渠網における余剰流と氾濫に対処できる都市雨水流出シミュ

レーションモデルを提案している。このシミュレーションモデルは、流域モデリング、雨水損失モデル、地表流出モデル、管渠流出モデルの4つのサブモデルで構成され、管渠流出のためのサブモデルでは、スロットモデルが考案されている。このモデルは、同じ支配方程式で開放流路と余剰流の両方を扱うことができ、仮想スロットの幅は、既存の下水管渠網の本管と横管の特性を用いて物理的に決定される。シミュレーションモデルを松山市の排水池に適用し、流出量の実測値とシミュレーション値を比較して、本モデルの適応性を検討している。

谷岡ら(1998)は、都市中小河川の流出解析の方法として、降雨の時空間的な分布や変動を細やかに流出に反映させるため、小流域毎に合理式から流出量を求め、それを重ね合わせる線型モデルを提案している。その概要は次のとおりである。

都市中小河川の洪水流出実態とその特性を近年の時空間的に密に得られた雨量と水位のデータから解明する。市街化や下水道施設の整備の進んだ都市中小河川においては、降雨と流出の関係が極めて線形的であり、下流に降雨が集中する程、立ち上がりが急でピークの大きい尖鋭な流出波形を示すことを明らかにしている。さらに降雨の地域分布や時間的変動を詳細に反映出来るように小流域分割を行う洪水流出解析モデルを構築し、都市中小河川の流出現象を良好に再現出来ることを示し、このモデルにより様々な降雨特性に対応する流出特性を明らかにしている。さらに、都市中小河川の合理式の適用範囲について考察している。

大八木ら(2007)は、福岡県御笠川流域を対象として、土地利用の変遷過程を整理し、分布型流出モデルを使って、土地利用の変遷に伴う洪水流量の変化を、ため池等の洪水調整施設の効果も含めて評価している。その概要は次のとおりである。

都市開発に伴う舗装や管渠化によって、流域の貯水能力は減少し、ピーク流出量の増加、洪水到達時間の短縮といった流出特性の変化をもたらすことから、既存の灌漑池などの貯留施設の効果を利用して、御笠川流域における土地利用の推移による洪水の変化の推定を試みている。2003年7月19日の御笠川流域における洪水を対象に1900年、1950年、1976年および1997年の土地利用を考慮した流出モデルを適用し、流出量の推定を行い、その結果、山王橋でのピーク流出量は、御笠川流域の土地利用の遷移に起因する過去100年間で27%増加していることを明らかにした。

関井ら(2007)は、防災・減災の観点から、分布型流出モデルを改良し、AI

手法を用いた実時間流出予測モデルを提案している。その概要は次のとおりである。

近年、流域の各地で台風や集中豪雨による氾濫被害が多発しており、流域全体の流出状況を把握する必要が高まってきており、DEMなどの数値情報が整備され分布型流出モデルの適用が提案されている。しかし、実時間での洪水予測と言う観点からは、より迅速で精度の良い方法を求められていることを受けて、流域の各地点の河川流量状況を実時間で把握し、人工知能手法を利用して実時間での分布型洪水予測の開発を試みている。分布型流出モデルのパラメータ同定にはパーティクルフィルタを適用し、実時間での流出モデルとして状態空間型ネットワーク法を採用している。ネットワーク構造の最適化には最適ブレインダメージ法を導入し、不必要な結合の削除と予測の効率化を図っている。これを長良川流域で適用し、その有効性を確認している。

### 2.2.3 流出抑制（洪水緩和）を考慮した流出解析

鮭川・北川（1992）は、線形貯水池モデルと洪水調節計算に基づいた防災調節池モデルを組み合わせたモデルを提案し、都市周辺の小河川に適用した結果について述べている。

都市周辺の中小河川の流域は山林、畑、水田、宅地など複合した土地利用がされており、宅地には数多くの防災調節池が設置されている。このように複雑な状態にある流域からの洪水流出を計算するために、線形貯水池モデルと防災調節池モデルを組み合わせた流出モデルを提案した。線形貯水池モデルについては、洪水流出を直接流出と地下水流出に分けて計算する点が特徴で、これにより計算精度を向上させている。そして、この流出モデルを都市周辺の2河川に適用し、流量ハイドログラフの計算値と観測値を比較し、流出モデルの妥当性を示した。

北川ら（1994）は、鮭川・北川（1992）が提案した流出モデルを数多くの雨水貯留施設が設置されている河川に適用し、雨水貯留施設の流出抑制効果について検討している。その概要は次のとおりである。

流域の宅地開発に伴うピーク流量の増大を抑制するために雨水貯留施設が設置されており、これらは都市河川の基本高水の一部を担う治水施設として位置づけられており、流出抑制効果を定量的に把握することが必要とされていた。これに対し、流出解析に基づく雨水貯留施設の流出抑制効果の評価法について述べ、実河川に適用し、雨水貯留施設の流出抑制効果を評価した結果を示して

いる。また、雨水貯留施設の流出抑制機能の基本的な性質に関して考察した結果についても述べている。

藤村・安藤（1998）は、土地利用別の浸透能特性（藤村・安藤，1997）を考慮した洪水流出モデルを使って、シミュレーションを行い、雨水浸透施設の洪水抑制効果を評価した。その概要は次のとおりである。

ここでは、藤村・安藤（1997）が示した土地利用別の浸透能特性を考慮し、物理式により雨水流計算を行う洪水流出モデルの工学的応用として、雨水浸透施設による流出抑制効果を検討するシミュレーションを行っている。つまり、雨水浸透施設の導入を想定して実績降雨と計画降雨を用いて3つの都市流域において洪水流出解析を行っている。また、対象地域が比較的大きい流域規模の流出抑制計画等においては、浸透能の現地調査や具体的な浸透施設の種類、数量等、配置等の設計を行う以前の段階を念頭に置いている。シミュレーションの方法は、屋根への雨水は浸透施設に集水されると考え、浸透施設による浸透能を流域の屋根面積に対して想定される範囲の $0\sim 40\text{mm}\cdot\text{h}^{-1}$ で設定している。雨水浸透施設を考慮した洪水流出のシミュレーション手法を提示するとともに、雨水浸透施設はピーク流量抑制よりも総流出量抑制に効果的であることを定量的に示している。

吉川ら（2009a, 2009b）は水田耕区における落水量調整板のピーク流出抑止機能について研究しており、その概要は次のとおりである。

新潟県村上市神林地区では、洪水常襲地区の上流域に広がる水田に「落水量調整板」を設置し、大雨時に水田に意図的に雨水を貯留することで洪水緩和を図るという「田んぼダム」の取り組みが行われている。ここでは、この落水量調整板による水田からのピーク流出抑制機能を水田耕区スケールで検証している。水田からの流出量は、湛水状態の場合、この落水量調整板の孔（オリフィス）と排水マス入り口に設置されたせき板（四角せき）によって規定されるが、中干し期の場合はせき板が外され、田面に溝が切られるため田面水の排水マスへの流入量は、この溝の密度及び形状によって異なる。したがって、前者は、四角せきとオリフィスの公式、後者は、流出孔にオリフィスを想定したタンクモデルを構築し、流出量を計算した。田んぼダムのピーク流出抑制効果は、観測降水量及びそれを引き伸ばした確率降水量を用いて調整板設置・不設置の場合の水田1区画あたりからの流出量のシミュレーションを行い、両者を比較することで算定している。観測降水量（101.8mm）では湛水状態の場合、調整板の設置によりピーク流出量の48%、中干し初期の場合で、55%を減少させる結果となったこと、降水量の増加に伴い、ピーク流出抑制効果は大きくなり、引き

伸ばし法による50年確率降雨では、湛水状態の場合、ピーク流出量の73%、中干し初期の場合では、71%を減少させることを示している。

さらに、この「田んぼダム」の洪水緩和機能を流域スケールで検証を行い、流出解析を行うにあたり、河川・排水路、山地・集落（市街地）、水田の3つのモジュール（構成要素）で流域をモデル化している。山地・集落（市街地）モジュールは、Kinematic Waveモデル、水田は水田水収支シミュレーションにより流出量を経時的に計算し、これらを河川・排水路モジュールに横流入量として入力し、不定流解析によって計算を行っている。対象とした降雨イベント（日降水量101.8mm、最大時間降水量20.8mm）の場合、調整板を全水田に設置することにより、排水河川である笛吹川および幹線排水路のピーク時流量が25%～29%減少し、0.17～0.23mの水位低下をもたらすという結果を示している。また、通常、同程度の日降水量では一部の市街地排水路に溢水が見られるのに対し、計算結果どおりに、実際に現況の調整板設置率（80%）でも溢水は確認されなかったこと、これらのことから、「田んぼダム」の取り組みは、対象地域の洪水緩和に有効であるということが明らかになった。

原田ら（2008）は、「自動給水栓」による降雨時の自動取水停止や落水口に「切り欠板」を設置することで、水田の流出抑制施設としての機能について、検証を行っている。その概要は次のとおりである。

近年の河川流域の都市化による流出特性の変化に対応するため、流域の洪水対策として雨水貯留や浸水設備の建設が計画されている。しかし、施設のコストが高く、施設が限られているため、建設は十分には進んでいない。これに対し、残存水田を雨水貯留施設代替策として提案している。ここでは、愛知県新川流域で行われた現場実験により、水田の雨水貯留機能の評価と機能改善のための新しい手順の検証を目指している。観測データに基づいて水田の水収支に関する水理モデルを同定し、そのモデルを用いて水田の貯水排水過程を確率雨量でシミュレートし、その結果から、水田は流出管理施設として適用可能であることを明らかにしている。

塩沢・辻（2014）は、これらの洪水緩和機能を比較し評価する指標として、「ピーク流量緩和時間」を用いることを提案している。その概要は次のとおりである。

非線形性の強い降雨流出特性である流域の洪水緩和機能を比較し評価する方法として、豪雨に対する雨量一流出高の観測データを流出モデルで表現しモデル上で流域に雨量 $\Delta R$ （mm）の仮想瞬間降雨を与えて初期定常流量 $Q_0$ からのピーク流出高の増分 $\Delta Q_{max}$ （mm/h）を求めて得られる $\Delta R$ と $\Delta Q_{max}$ との比 $\tau_R$ （=

$\Delta R/\Delta Q_{max}$ ) をピーク流量緩和時間 と定義して洪水緩和機能の比較指標に用いることを提案し、日本の河川流域の洪水流出タンクモデルから求めた  $\tau_{50}$  と  $\tau_{100}$  の値の例を示している。

### 2.3 本章のまとめ

これまでの本研究に関連する分野の研究を概観したが、本研究の特徴である水田、畑地、宅地の単位流出量に着目した研究は無く、部分的な手法等は参考にすることはできても直接的に利用できるものはなかった。

本研究は、流域の物理的な性状を踏まえ、水田、畑地、宅地の単位流出量を使って、圃場、分割流域（ブロック）、流域全体の順に段階的に流出量の推定を試み、都市化による流出量の変化、流量調整施設（調整池）の効果、合理式による洪水推定量との関係などを具体的に評価した点で、これまでに見られない研究と考える。

## 引用文献

- 藤村和正, 安藤義久 (1997) ; 散水型浸透計による浸透能実測値を用いた都市流域の洪水流出解析, 水文・水資源学会誌, **10**(4), p.319-328.
- 藤村和正, 安藤義久 (1998) ; 都市流域における雨水浸透施設による流出抑制効果に関するシミュレーション, 水文・水資源学会誌, **11**(4), p.360-370.
- 原 喬 (1993) :マクロポア概念とタンクモデルを用いた圃場排水構造の解析, 農業土木学会論文集, 166, 1-8
- 原田守博, 大森美喜夫, 森富雄, 藤澤悟 (2008) : 水田貯留による雨水の流出抑制効果とその強化方策に関する現地実験, 水工学論文集, 52, 469-474.
- 長谷川正彦, 鎌田清孝, 葛生光晴 (1999) : 低平地における水田流出解析と圃場整備による流出変化の予測について, 土木学会論文集, 628, 41-54
- 橋本健, 森田正 (1982) : 土地利用変化を評価する洪水流出モデルに関する研究, 土木学会論文報告集, 325, 45-50.
- 早瀬 吉雄, 角屋 睦 (1993a) : 低平地タンクモデルとその基礎的特性 低平地タンクモデルによる流出解析法 (I) 農業土木学会論文集, **165**, 75-84.
- 早瀬 吉雄, 角屋 睦 (1993b) : 低平地タンクモデルの適応性, 農業土木学会論文集, **165**, 85-91.
- 市川 温, 佐藤 康弘, 立川 康人, 椎葉 充晴(1997):長短期流出計算統合型水田モデルの構築と構造的モデル化法によるその要素モデル化, 水文・水資源学会誌,**10**,6, 557-570
- 角屋睦 (1985) : 都市化に伴う流出の変化, 土木学会論文集, **363**, 23-34.
- 北川善廣, 鮎川登, 野中樹夫 (1994) 流出解析に基づく雨水貯留施設の流出抑制, 土木学会論文集, 497, 21-29.
- 増本隆夫, 野添 学, 吉村亜希子, 松田 周 (2003) : 耕作放棄に伴う流出量変化を評価する中山間水田流出モデル, 農土論集, 224, 35-44.
- 丸山利輔, 富田正彦, 小林慎太郎 (1979) : 複合タンクモデルによる広域水収支解析—複合タンクモデルの特徴とその構成—, 農土誌, 47(2), 19-24.
- Nash, J.E. (1975) : The Form of the Instantaneous Unit Hydrograph, International

Association of Hydrological Sciences General Assembly (IASH), 3, p.114-121.

大八木豊, 大槻順朗, 杉本知佳子, 島谷幸宏, 江崎哲郎, Kichan PARK (2007) : 御笠川流域における土地利用の変遷に伴う洪水流量の変化に関する研究, 水工学論文集, 51, 391-396.

関井勝善, ポールジェームス スミス, 小尻利治 (2007) : 分布型を考慮した AI 手法による実時間流出予測モデルの構築, 水文・水資源学会誌, 20-4, 329-339.

千家 正照, 小林 慎太郎, 丸山 利輔 (1981) : 都市化に伴う高水流出機構の変化—京都市竹田川流域の事例—, 農業土木学会, 49-5, 381-387.

千家正照, 西出 勤, 足立忠司 (1987) : 水田転換畑の流出モデルと計画ピーク流出係数, 農土論集, 131, 43-50.

塩沢昌, 辻英樹 (2014) : 流域等における洪水緩和機能の比較指標 : ピーク流量緩和時間, 水文・水資源学会誌, 27(3), 116-124.

鮎川登, 北川善廣 (1982) 都市化流域の洪水流出モデル, 土木学会論文報告集, 325, 51-59.

鮎川登, 北川善廣 (1992) 都市周辺の中小河川の洪水流出解析, 土木学会論文集, 423, 1-8.

菅原正巳 (1972) : 水文学総論 7 流出解析法, 共立出版株式会社, 東京, 25-75, 121-137.

谷岡康, 福岡捷二, 谷口将俊, 小山幸也 (1998) : 都市中小河川の洪水流出特性, 土木学会論文集, 586, 1-11. 第 2 章 既往関連文献

吉川夏樹, 長尾直樹, 三沢眞一 (2009a) : 水田耕区における落水量調整板のピーク流出抑制機能の評価, 農業農村工学会論文集, 261, 31-39.

吉川夏樹, 長尾直樹, 三沢眞一 (2009b) : 田んぼダム実施流域における洪水緩和機能の評価, 農業農村工学会論文集, 261, 41-48.

吉田 武郎, 増本 隆夫, 堀川 直紀, 皆川 裕樹 (2013) : 中山間水田が主体の小流域における短期流出過程のモデル化, 農業農村工学会論文集, 81-3, 235-244.

四方田 穆, 三浦健志 (1982) : 水田転換畑からの地表排水量の検討, 農土誌, 50(12), 19-23.



渡辺政弘, 豊国永次 (1989) : 都市域の流出解析 (2) - 流域特性のモデル化と流出解析 -, 自然災害科学, 8(3), 46-63.

## 第3章 手取川扇状地における大雨時における地目別単位流出量

### 3.1 研究の目的

1960年代から急速に進展した都市化によって、洪水量が急速に増大し、各地で河川や排水路の排水容量が不足し、洪水被害が続発している。それまで水田であった農地を埋め立て、宅地等に開発し、不浸透性の土地利用に変わったことが原因と考えられている。

本研究は、手取川扇状地を研究対象として、1960年代以降の都市化によって、洪水量がどのように変化してきたかを、地域の特性を踏まえて解明するため、その前提となる大雨時における地目別（水田、畑地、宅地）の末端排水路への流出量（単位流出量）、すなわち、洪水量の原単位を求める流出モデルを作成することを目的とする。併せて、作成したモデルに、既往の計画基準雨量規模の降水イベントを適用し、単位流出量の総流出率、ピーク流出率の特性を明らかにする。

本研究の特徴は、次のとおりである。

- 1) 都市化を構成する土地利用を、水田、畑地、宅地に大別し、これらの土地利用ごとの末端排水路への大雨時の流出量に着目し、これを洪水量の原単位として、単位流出量と定義した。これは、排水負荷のポテンシャルといえる。
- 2) この原単位が求められれば、都市化によって変化する土地利用とその地域の排水システムに応じた洪水追跡を行うことで、地域全体の排水量の推定が可能となる。
- 3) 都市化に伴う流出の変化を評価するためには、土地利用を構成する水田、畑地、宅地の流出を同じ水準で評価しなければならない。本研究では、流出場の物理性を実測し、モデルパラメータとして流出モデルに使用し、水田と並んで、畑地、宅地の流出を同時に扱った。
- 4) 農地（非灌漑期水田と畑地）の損失雨量に、新たにくぼ地貯留を加えた。

以上の特徴のほかに、本研究では、次に示す地域の実情を踏まえ、水田モデル、畑地モデルおよび宅地モデルを基本として研究を進めた。(1) 水田主体の土地利用から宅地に変換していること、(2) 畑地としての土地利用が見られるがそのほとんどが、水田稲作の生産調整によって、大豆と大麦の生産を行っていること、(3) 新たに造成された宅地は盛土によって、水田から転用されたものであること。

## 3.2 研究の方法

本研究は、流出モデル作成と作成したモデルを通じて過去の降雨資料に基づく流出率の分析に大別される。

### 3.2.1 試験地域の概況

本研究の対象とした手取川扇状地は、石川県の穀倉地帯を形成する代表的な扇状地で、金沢市と小松市に挟まれた地域である。手取川は、北陸地方特有の急流河川で、それによって形成された扇状地もまた急勾配で砂礫質の平野である (Fig. 1)。扇頂部標高は海面上 80m、扇頂部から日本海までの距離は約 13km、平均地形勾配は 140 分の 1 である。扇状地の面積は、手取川全域で約 18,000ha におよび、土地利用状況は、Table 1 (丸山ら, 2012) に示したとおりである。地区の大部分は以前水田として利用され、その面積は約 8,000ha におよんでいる。先に述べたように、生産調整のため、約 30%の水田が畑地として利用され、農地のほかは宅地、河川・水路、道路等で占められている。地区内には、伏見川、倉部川などの排水河川もあるが、水田灌漑のための用水路を利用した排水 (用排兼用) も行われている。地形が急勾配なこともあって、洪水の到達時間は、最上流から海岸まで、2 時間程度と考えられている。このため、洪水の流出状況は、一筆の水田、畑地、宅地からの流出に強く支配されている。また、急勾配のため、一部の河川下流部を除いて、背水の影響を受けることはない。したがって、水田、畑地、宅地からの単位流出が都市化に伴う流出解析の基本となる。

### 3.2.2 流出モデル

水田は畦畔に囲まれ、排水路側に水田一筆あたり 1 箇所排水口が設けられている。排水口の断面は、Fig. 2 に示すように矩形堰の形態である。

洪水時には用水路からの取水は止められているので、水田区画へのインプットは降水量、アウトプットは排水量、蒸発散量と浸透量となる。解析は時間単位で行うこととする。流出量を連続的に求めるためには、運動と連続の式とを交互に計算すればよい。



**Fig. 1** 手取川扇状地の概要と浸透量調査箇所  
Outline of the Tedoru River Alluvial Fan Area and location of percolation test

**Table 1** 手取川扇状地の土地利用 (丸山ら, 2012)  
Land use of the Tedoru River Alluvial Fan Area

単位 : ha

分割地域	水田	畑	宅地等	河川・水路	道路	計
右岸	5,674	391	5,399	532	2,177	14,173
左岸	1,865	111	650	406	477	3,509
合計	7,539	502	6,049	938	2,654	17,682
同割合	42.6%	2.8%	34.2%	5.3%	15.0%	100.0%

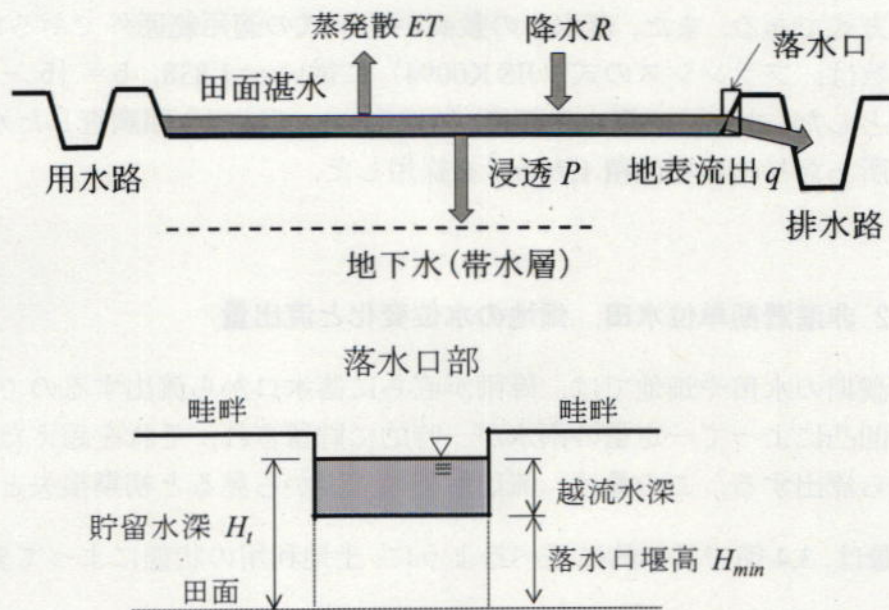


Fig. 2 単位水田の流出モデル  
Runoff model of paddy lot

### 3. 2. 2. 1 灌漑期単位水田の水位変化と流出量

この期間の単位水田（一筆）の連続式と運動（四角せき）の式（JIS B8302）は次のように表される。ただし、(2) 式は、(1) 式を後方差分表示したものである。

$$\frac{dH}{dt} = -\frac{q_t}{A} + R_t - ET_t - P_t \quad (1)$$

$$H_t = H_{t-1} + \left(-\frac{q_t}{A} + R_t - ET_t - P_t\right) \times \Delta t \quad (2)$$

$$q_t = \alpha \times b \times (H_t - H_{min})^{1.5} \times 60^2 \quad (3)$$

ここで、 $H_{t-1}$ ,  $H_t$ : 計算前後の貯留水深 (m),  $q$ : 堰の越流量 ( $\text{m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$ ),  $A$ : 一筆水田面積 ( $\text{m}^2$ ),  $R$ : 降水量 ( $\text{m} \cdot \text{h}^{-1}$ ),  $ET$ : 蒸発散量 ( $\text{m} \cdot \text{h}^{-1}$ ),  $P$ : 浸透量 ( $\text{m} \cdot \text{h}^{-1}$ ),

$\Delta t$ : 時間刻み (h),  $\alpha$ : 堰の流出係数,  $b$ : 堰の幅 (m),  $H_{min}$ : 落水口の堰高 (m) である. 上述の方法は, 基本的には単位一筆水田の灌漑期における洪水流出量の算定方式である. また, 落水口の敷高が (3) 式の適用範囲外であるため, (3) 式の係数は, フランシスの式 (JIS K0094) に従い  $\alpha=1.838$ ,  $b = \{b - 0.2(H_i - H_{min})\}$  とした. また, 一筆水田面積 (A) については, 今回調査した水田の落水口 1 箇所あたりの平均面積  $1,760\text{m}^2$  を採用した.

### 3.2.2.2 非灌漑期単位水田, 畑地の水位変化と流出量

非灌漑期の水田や畑地では, 降雨が直ちに落水口から流出するのではなく, 耕地面の凹凸によって一定量の雨水が一時的に貯留され, それを超えた雨水が落水口から流出する. この量は, 流出解析の立場から見ると初期損失となる.

この量は, 3.4 節で具体的に述べるように, 土地利用の状態によって変化する.

本地区の畑地は水田の落水口の堰を取り除いて, 排水を図っているために, (3) 式の  $H_{min}$  は, くぼ地貯留 ( $Dep$ ) と等しくとり, (2) 式と (3) 式を連立して計算する.

ただし,  $P$  は浸入能  $I$  に置きかえる. また, 次の条件を満足させる. なお, 畑地の多くが転換畑であるので, A については, 灌漑期単位水田と同じ値を採用した.

$$q = 0 \quad (H_i < Dep) \quad (4)$$

$$P = 0 \quad (H_i < 0) \quad (5)$$

### 3.2.2.3 宅地の水位変化と流出量

宅地からの流出については, 流出モデル作成に先立ち, キネマティックウェーブモデルによって流下時間を計算した. まず, 本地区内の平均的な宅地面積を求め, 宅地形状を仮定して宅地の長辺を求める. 次に, 宅地の勾配と粗度係数を想定して, 宅地の側溝までの流下時間を求める. これが本研究で採用している計算の単位時間, 1 時間以内であれば, 特に宅地からの流出の時間遅れを考慮する必要はなく, 降雨から浸透損失とくぼ地貯留を差し引いた降雨が, 直ちに流出するものとする.

このような考え方で、まず平成22年度の国勢調査に基づき、この地域の平均的な宅地面積を求めた。すなわち、この地域の住宅134,425戸（人口364,425人、1戸あたり平均2.7人）で宅地面積6,049ha（Table 1）を割ると、449m<sup>2</sup>となる。これを基に、宅地の長辺25m、短辺18mと仮定し、通常のキネマティックウェーブモデル（農業土木学会、1989）を用いて流下時間を算定した。降雨強度を10mm・h<sup>-1</sup>、30mm・h<sup>-1</sup>、50mm・h<sup>-1</sup>と通常豪雨時に想定される強度をとり、宅地勾配は0.001と0.01と仮定し、宅地の粗度係数Nが0.03と0.05の場合について検討した。その結果はTable 2に示すとおりである。

この結果、流下時間は、通常の宅地では長くても26分程度であり、1時間以内に十分流れ切ることが確認された。しかし、時間単位での分析では、流出量のピークを捉えられない場合が想定されることから、宅地については10分間雨量を使用することとした。

宅地からの流出量については(2)および(6)式によって求める。ただし、(2)式については、 $P$ は浸入能 $I$ に置きかえ、(4)、(5)式を満足させる。(6)式の $A_a$ は宅地面積である。計算は各式のパラメータを10分単位に換算して行う。

$$q_i = \frac{H_i - H_{min}}{\Delta t} \times A_a \quad (6)$$

Table 2 降雨時における宅地からの流下時間  
Runoff time from urban at rainfall

勾配	降雨強度 (mm・h <sup>-1</sup> )	N=0.03 (min)	N=0.05 (min)
0.01	10	9.3	12.7
	30	6.0	8.2
	50	4.9	6.7
0.001	10	18.6	25.3
	30	12.0	16.3
	50	9.8	13.3

斜面長：宅地長辺 (=25.0m)

### 3.2.3 灌漑期浸透量調査

灌漑期の水田浸透量を調査した。Fig. 1 に示す 45 箇所 (135 筆) に試験田を選定し、2014 年中干し前 (5 月 27~30 日および 6 月 30 日~7 月 3 日) と中干し後 (7 月 31 日~8 月 1 日) の 3 回にわたり調査した。この場合、当該水田に灌漑水の取り入れがないことを確認した上、落水口の定点から湛水面までの下がり を測定し、24 時間相当に換算した。また、蒸発量は水稻の株間に容器を設置して別途測定し、水田の減水深から差し引いて浸透量を求めた。なお、この調査の際、畦畔高、落水口高と幅など水田流出モデル作成に必要な諸元を実測した。

### 3.2.4 非灌漑期水田、畑地、宅地の浸入能調査

非灌漑期水田、畑地、宅地の浸入能は石川県立大学農場 (Fig. 1) 内の水田、畑地、宅地を選定して 2014 年 9 月に調査した。その方法は、直径 27~30cm、高さ約 35cm のステンレス製の円筒を地面に約 20cm 打ち込み、円筒内部に一挙に湛水してその後の減水状況を測定した。測定は非灌漑期水田、畑地、宅地ともに 5 箇所を実施し、測定結果は、個々の資料ではなく、全資料を対象として、(7) 式 (フィリップの浸入能式) で、モデル定数  $S$  (ソープティビティ) と  $a$  (最終浸入能) を最小 2 乗法により求めた。

$$I = \frac{1}{2} S t^{0.5} + a \quad (7)$$

ここで、 $I$ : 浸入能 ( $\text{m}\cdot\text{h}^{-1}$ )、 $S$ : ソープティビティ ( $\text{m}\cdot\text{h}^{-0.5}$ )、 $t$ : 時間 (h)、 $a$ : 最終浸入能 ( $\text{m}\cdot\text{h}^{-1}$ ) である。

### 3.2.5 検討対象降雨

この地域の一般的な流出状況を把握するために、信頼できる長期間の降雨資料として、金沢地方气象台 (Fig. 1) での観測資料を活用した。金沢地方气象台は、本地区から約 10km 離れてはいるが、1883 年から今日までの 131 年間の降雨資料が蓄積されている。観測頻度は、1883 年から 1885 年までの 3 年間は 6 時間ごと、1886 年から 1939 年までの 54 年間は 4 時間ごと、1940 年以降は 1 時間ごととなっている。また、2009 年以降は、10 分間雨量についても整理されている。この資料の中から、本地域における農業用排水路改修時の計画基準雨量に相当する 1940 年以降の 130mm (24 時間雨量) 以上のものを 26 例、これに準ず



る 100mm (24 時間雨量) 以上のものを 7 例選定し、農地の解析に使用した。また、宅地の解析、5.1 節に示す計算時間刻みの妥当性を検討するために、1 時間単位と 10 分単位の観測値を有する 80mm (24 時間雨量) 以上の資料を 21 例選定した。まとめると 1 時間雨量で 33 例、10 分間雨量で 21 例、合計 54 例の降雨資料に基づいて検討した。なお、上記降水記録の月別内訳は、5 月に 1 回、6 月に 8 回、7 月に 11 回、8 月に 9 回、9 月に 16 回、10 月と 11 月にそれぞれ 4 回、12 月に 1 回で 9 月が最も多く、6~9 月で全体の約 81% を占めていた。また、蒸発散量は、分析対象時の金沢地方気象台の観測資料を使ってペンマン式により算定し、補完法 (Brutsaert and Stricker, 1979) により求めた。

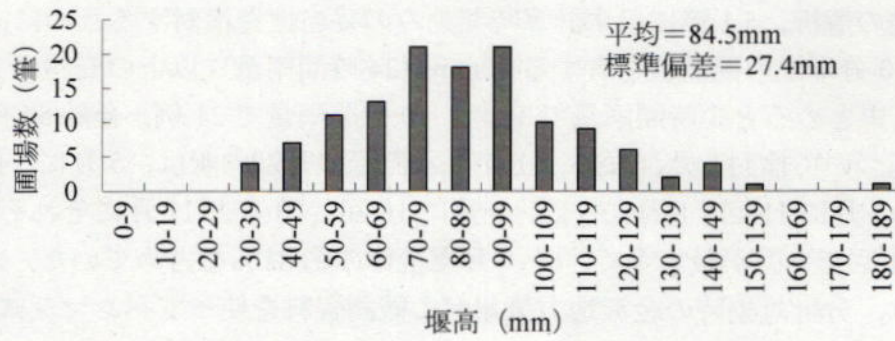
### 3.3 調査結果

#### 3.3.1 水田流出モデル作成に必要な水田諸元

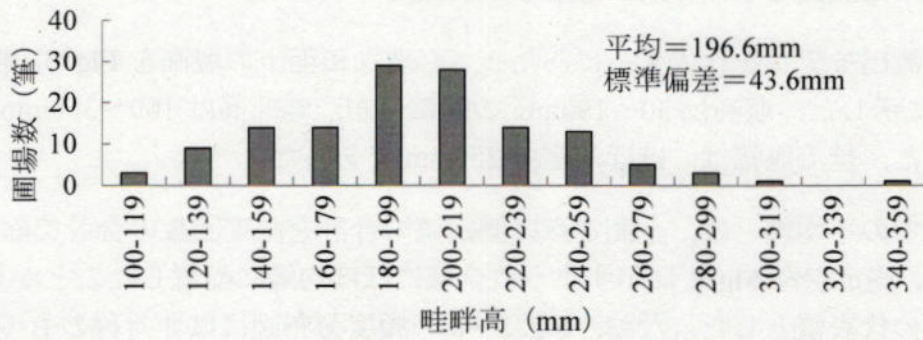
水田流出モデルを作成するにあたって必要な田面上の堰高を **Fig. 3**、畦畔高を **Fig. 4** に示した。堰高は 30~190mm の間に分布、畦畔高は 100~360mm の間に分布した。越流堰幅は、ほぼ一定で 250mm であった。

ここでの平均値とは、全測定点の測定値の合計を測定回数の合計で除した値である。測定点を **Fig. 1** に示すように全域にほぼ均等に配置したことから、これを全域の代表値とした。なお、**Fig. 3~8** の頻度分布図には非対称のものもあるが、上述の平均値は頻度分布の重みつき平均値とほぼ同等である。

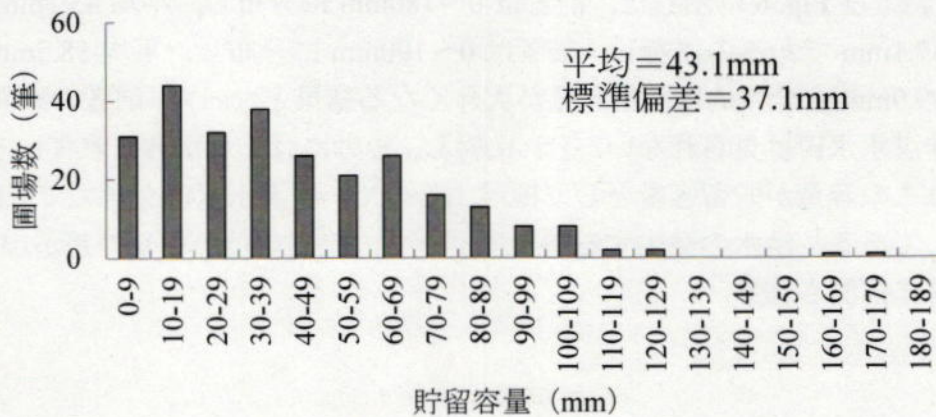
貯留容量 (堰高と湛水深との差) は、洪水初期の雨水を貯留するので洪水緩和に役立つ。貯留容量は水田の中干し前と中干し後では大きく異なる。これを **Fig. 5** および **Fig. 6** に示した。前者は 0~180mm に分布し、平均 43.1mm、標準偏差 37.1mm であるのに対し、後者は 0~190mm に分布し、平均 58.5mm、標準偏差 39.9mm と全体的に貯留容量が大きくなる結果となった。前者の期間中には殆ど非湛水水田は見られない。それに対し、後者にはそれが含まれている。洪水時にはこの容量が貯留容量として機能するので、非湛水水田も含めて、**Fig. 6** は整理してある。洪水の発生する時期によって、流出量にかなりの差が出るのが容易に推測される。



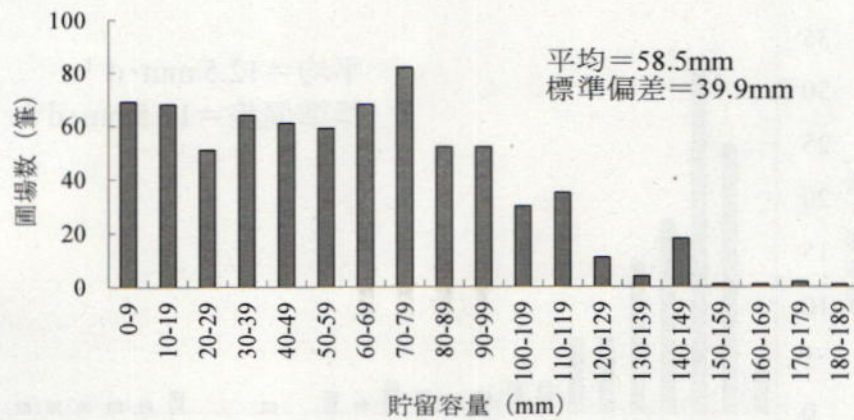
**Fig. 3** 堰高の度数分布  
Distribution of weir height



**Fig. 4** 畦畔高の度数分布  
Distribution of levee height



**Fig. 5** 貯留容量度数分布 (中干し前)  
Distribution of rainfall storage capacity before mid-summer drainage



**Fig. 6** 貯留容量度数分布 (中干し後)  
Distribution of rainfall storage capacity after mid-summer drainage

### 3.3.2 浸透量の分布

水田湛水時の浸透量は、中干し前と後に分けて調査した。中干し前は、平均  $12.5\text{mm}\cdot\text{d}^{-1}$  で、Fig. 7 に示すように  $0\sim 62.0\text{mm}\cdot\text{d}^{-1}$  に非対称な分布を示した。中干し後は **Fig. 8** に示すように平均  $20.5\text{mm}\cdot\text{d}^{-1}$  と増大し、 $0\sim 57.0\text{mm}\cdot\text{d}^{-1}$  に非対称な分布を示した。浸透量の測定は、**Fig. 1** に示すとおり、扇状地内に均等に調査地点を設置することにより、地域の平均的な値の把握を試みた。

なお、測定結果について、エリア別 (手取川の左岸・右岸、標高)、時期別 (中干し前後) に、分散分析法により有意差の検定を行った。その結果、エリア別の浸透量には有意差は認められなかったが、時期別 (中干し前後) の浸透量について有意差が認められた。よって、モデル内の浸透量 ( $P$ ) については、中干し前後で適用値を区別し、それぞれの期間での平均値を採用した。

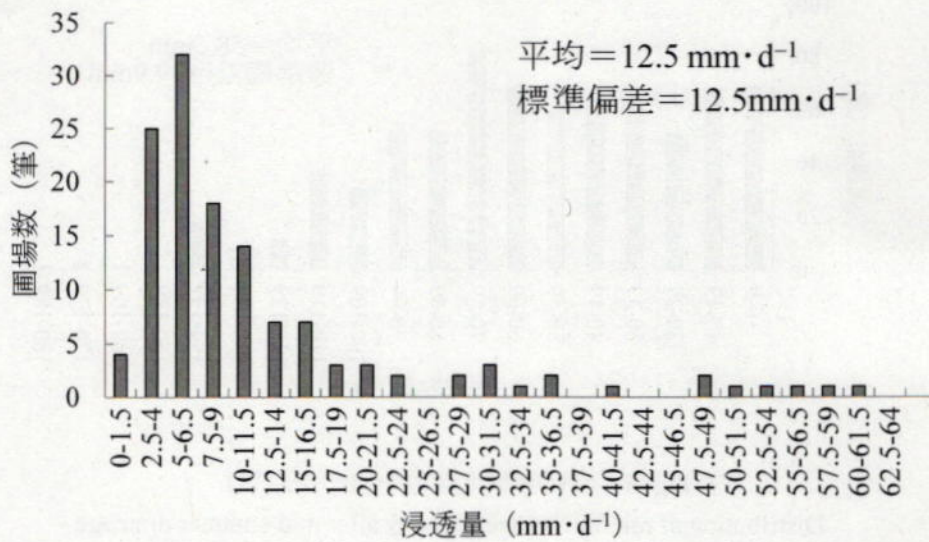


Fig. 7 中干し前の浸透量分布  
Distribution of percolation rate before mid-summer drainage

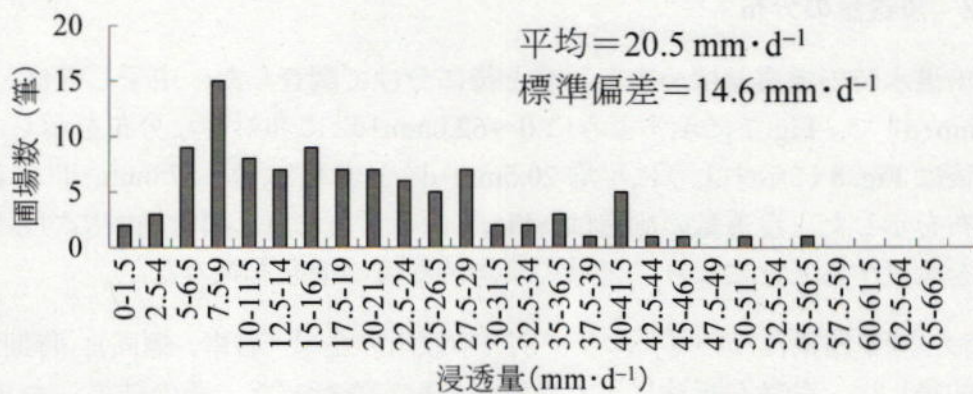


Fig. 8 中干し後の浸透量分布  
Distribution of percolation rate after mid-summer drainage

### 3.3.3 浸入能試験結果と地目別浸透量の推定

浸入能試験では、(7)式の $S$ と $a$ について、水田の場合は、それぞれ $4.6\text{mm}\cdot\text{h}^{-0.5}$ 、 $3.4\text{mm}\cdot\text{h}^{-1}$ 、畑地については $4.1\text{mm}\cdot\text{h}^{-0.5}$ 、 $1.7\text{mm}\cdot\text{h}^{-1}$ 、宅地については $11.3\text{mm}\cdot\text{h}^{-0.5}$ 、 $1.8\text{mm}\cdot\text{h}^{-1}$ を得た。しかし、浸入能試験による損失雨量の推定法は、浸入能の場所的・地域的分散が大きく信頼性の高いものとはいえない(田中丸ら、1984)。また、この地域全体で測定した灌漑期水田(中干し後)の平均浸透

量  $20.5\text{mm}\cdot\text{d}^{-1}$  と比較すると、やや過大になっていると思われる。中干し後の平均浸透量は地域全域にわたって測定しているため、本研究の場合、より信頼できる値と考え、中干し後の平均浸透量を基準として、実測浸入能を相対値とし、非灌漑期の水田浸透量、畑地および宅地の浸透量は浸入能試験結果の比率で求めた。

安藤ら (1985) も宅地の最終浸入能の実測値としては、芝地で  $16\text{mm}\cdot\text{h}^{-1}$  を得ているが、補給能モデル (渡辺・豊国, 1989) では  $1.5\text{mm}\cdot\text{h}^{-1}$  を採用している。しかし、検討対象とした降雨量が日雨量で  $100\text{mm}\cdot\text{d}^{-1}$  以上であることを考えると、浸入能の評価の差異は、総流出率には多少影響しても、ピーク流出率には大きな影響を与えない。したがって、以上の浸透量の推定は本解析結果に大きな差異を与えるものではない。

### 3.3.4 くぼ地貯留

非灌漑期の水田、畑地 (水田利用) は落水口を取り払っても地表面の凹凸により、くぼ地貯留が発生し、完全に地表水が排除されない。また、宅地面もわずかな凹凸があり、多少のくぼ地貯留が見られる。洪水解析にあたっては、これらのくぼ地貯留は、損失雨量として算定しなければならない。

丸山 (1975) は、彦根市稲枝町において、非灌漑期に面積  $0.30\text{ha}$  の圃場整備済水田、24筆の田面起伏を詳細に調査し、初期湛水深 (降水量) と残留率、残留水量の関係を明らかにしている。これによると  $50\text{mm}$  程度の降水量では、約  $80\%$  にあたる  $40\text{mm}$  が地表残留水 (くぼ地貯留) として田面に残る。本研究では、この研究成果を非灌漑期のくぼ地貯留として利用する。

本地区のように水田を畑地利用する場合には、大麦のように作条しないで平蒔き栽培とする方法と、大豆のように作条する方法とがある。前者のくぼ地貯留は、非灌漑期の水田の場合を利用すればよい。後者の場合については、丸山・富田 (1975) が兵庫県豊岡市、和田山町、滋賀県大中の湖において実測資料に基づいて研究している。本研究ではこれを利用する。また、本地区の場合、大豆の目標収量に対する作条間隔から、目安となる畝間面積率は約  $33\%$  となる。この考え方により、以上の資料を再整理し、非灌漑期水田、畑地のくぼ地貯留量 (地表残留水) と総降水量の関係を求めた (Fig. 9)。

宅地の場合、浸透域 (芝地) では、山口ら (1973) は  $4\sim 6\text{mm}$  であること、Tolin and Keifer (1959) は  $6.4\text{mm}$  であることを示している (渡辺・豊国, 1989)。本研究では  $6.4\text{mm}$  を採用し Fig. 9 に示した。

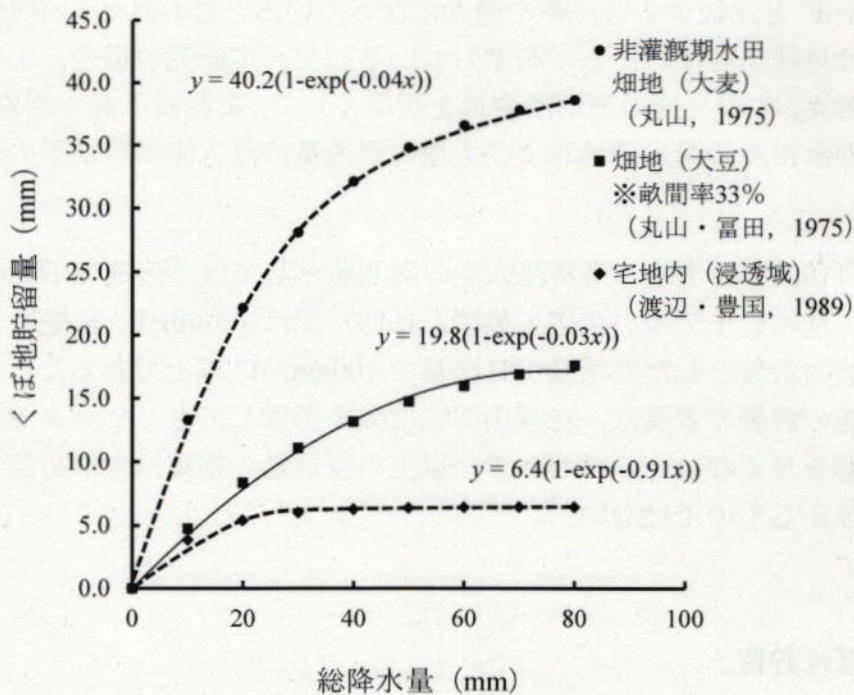


Fig. 9 総降水量とくぼ地貯留量 (地表残留水)  
Relationship between rainfall amount and depression storage

### 3.3.5 初期条件の設定と計算時間間隔

洪水波形は、降雨のみならず初期条件によって大きく異なる。本研究では土地利用による単位流出量を検討するために、同一条件を設定することとした。現地調査結果並びに関連する文献より設定した値を **Table 3** に示す。

例えば、灌漑期の水田では平均堰高 84.5mm から降雨開始前の平均湛水深 26.0mm を差し引き、58.5mm を初期貯留容量とし、非灌漑期水田、畑地および宅地では、堰板等を取り除いていることから、くぼ地貯留量を初期貯留容量とした。また、降雨開始前の湛水深は 0mm とした。

## 3.4 解析結果

### 3.4.1 土地利用ごとの降雨量と総流出率、ピーク流出率

#### 3.4.1.1 総流出率に対する解析

総流出率 (総流出量/総降雨量) と総降雨量の間には、比較的斉一な関係 (ただし宅地を除く) が見られる (Fig. 10)。灌漑期水田、非灌漑期水田・畑地 (大

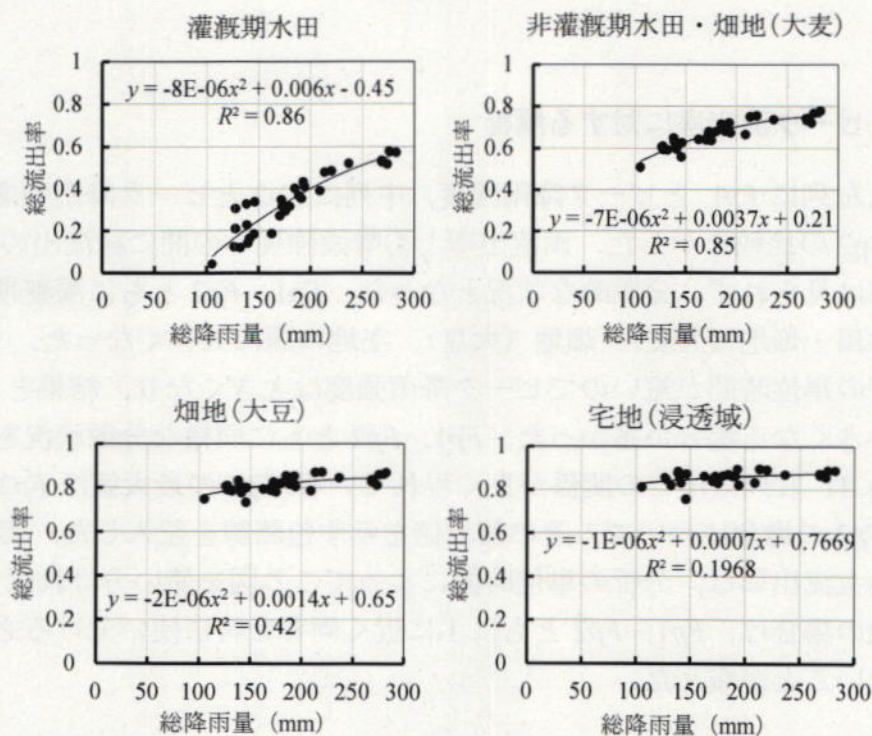
麦), 畑地 (大豆), 宅地の順に総流出率は大きくなっている. 当然, 総流出率は初期条件によって異なるが, 大きく異なるのは, 水田の場合である.

ただし, 水田の場合の初期条件は降雨時の水田の水管理によって決まるので, これを考慮して決めるのが妥当である. 本地区の場合は, 灌漑後期に発生する降雨が多いことを考慮し, この時期の水管理状況を前提として, 初期湛水深を 26.0mm とした.

**Table 3** 流出量算出時の条件  
Initial conditions for run-off analysis

	堰高 (mm)	貯留容量 (mm)	くぼ地貯留量 (mm)	初期湛水深 (mm)	浸透量 (mm·h <sup>-1</sup> )
灌漑期水田	84.5	58.5	-	26.0	0.85 <sup>*</sup>
非灌漑期水田	0.0	-	0~38.6	0.0	0.43
畑地 (大麦)	0.0	-	0~17.6	0.0	0.43
畑地 (大豆)	0.0	-	0~6.4	0.0	0.46

※灌漑期水田については, 中干し前の浸透量は0.52(mm·h<sup>-1</sup>)



**Fig. 10** 土地利用ごとの総降雨量と総流出率  
Relationship between rainfall amount and total runoff ratio for various land use

### 3.4.1.2 ピーク流出率と洪水到達時間

単位区画という狭い範囲を対象としているので、洪水到達時間は短時間であることが想定された。そこで、ピーク流出率は2つの方法によって整理した。第1はピーク降雨強度( $r_p$ )に対する平均有効降雨強度( $r_{pe}$ )の比率( $Fp1=r_{pe}/r_p$ )、第2は洪水到達時間( $t_p$ )内の平均降雨強度( $r_{av}$ )に対する $r_{pe}$ の比率( $Fp2=r_{pe}/r_{av}$ )である。 $r_{pe}$ はピーク流量と区画面積を用いて、合理式から逆算したものである。 $t_p$ は原則的には対象流域ごとに観測値に基づいて推定するが、合理式を使った実用的な手法としては、下記のとおりである。観測ハイエトグラフを描き、ピーク流量発生時刻 $t2$ とその時の降雨強度 $r2$ を求める。さらに降雨ピーク前で $r2$ と同値となる時刻 $t1$ を推定し、両時刻の差( $t2-t1$ )と等しいピーク直近の降雨発生時までの時間差が $t_p$ となる(農業土木学会, 1989)。本研究も同様の手順で $t_p$ の推定を試みた。しかし、実際の降雨イベントでは、降雨強度が短時間で大きく変動するケースが多く、今回対象の区画も非常に小さいことから、便宜上 $t1$ および $t2$ を農地については時間単位で、宅地については10分単位で求めた。具体的には、流出モデルでの計算過程で、ピーク流出量を記録する時刻 $t2$ の観測降雨量を $r2$ とする。次に、降雨ピーク前で $r2$ と同じ観測降雨量の時刻を $t1$ とする。なお、 $t1$ の決定に際し、 $r2=r1$ にならない場合は、 $t1$ は $r1>r2$ を満たし、 $t2-t1$ が最長となる時刻を採用した。

### 3.4.1.3 ピーク流出率に対する解析

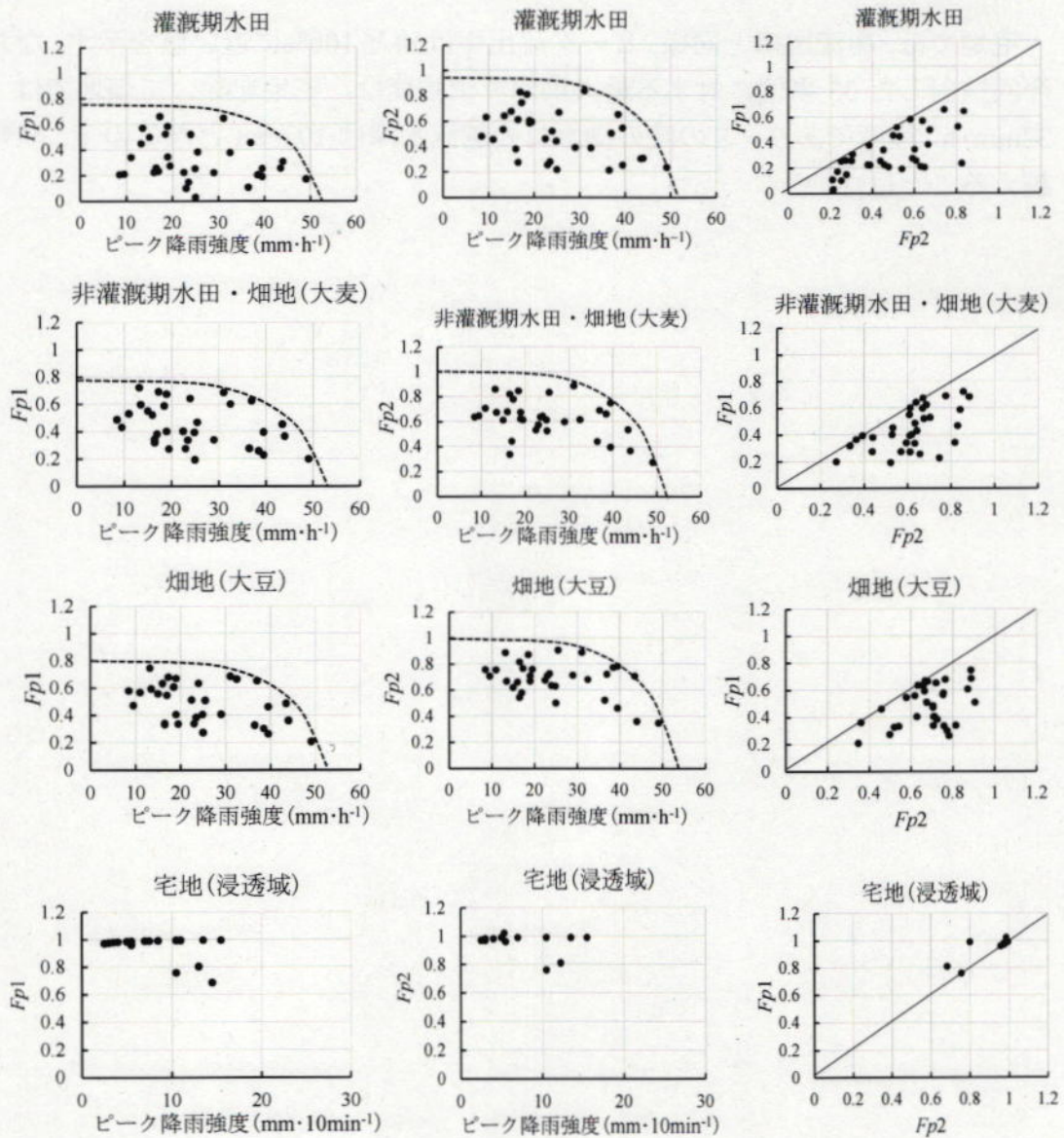
Fig. 11 左列に $Fp1$ とピーク降雨強度、中列に $Fp2$ とピーク降雨強度、右列に $Fp1$ と $Fp2$ の比較を示した。両流出率とも降雨強度との間に総流出のような斉一な関係は見られず、分散的な状況となった。 $Fp1$ 、 $Fp2$ ともに灌漑期水田、非灌漑期水田・畑地(大麦)、畑地(大豆)、宅地の順に大きくなった。また、 $Fp1$ は、降雨の単位時間が短いのでピーク降雨強度は大きくなり、結果として $Fp2$ よりも小さくなる場合が多かった。 $Fp1$ 、 $Fp2$ ともに同様な分散状況を示しているが、Fig. 11 右列にはこの関係が良く現れている。 $Fp1$ の最大値は $Fp2$ となる。 $Fp1$ と $Fp2$ の場合について、その最大値を示す包絡線を記入した。実際に期待される最大流出率は、分析の単位時間によってこの図を使い分ければよい。特に、宅地の場合は、 $Fp1$ 、 $Fp2$ ともに1に近く両者を特に使い分ける必要性は実用上少ないことが窺えた。

本地区のように、地形勾配の大きい場合にはこのピーク流出率が大きな役割を持つ。計画洪水量を検討する観点からいずれの流出率を参考にすべきか、その得失について検討する。流出解析の立場からすれば、 $Fp2$ を採用するのが妥当



と考えられるが、**Fig. 11** 左列と中列の比較から明らかなように、両者に分散の程度に大きな差は見られない。実用上の観点から考えると、時間雨量から決定できる  $Fp1$  を採用するのが実際的と思われる。しかし、両者とも総流出の場合のように、降雨量と流出率の間に斉一な関係は見られないので、ピーク降雨強度による流出量の推定精度には限界がある。

宅地では、総流出率と同様、ピーク流出率は殆ど 100%に近い値を示す。なお、今回検討した 33 事例に対する最大洪水流出強度は、宅地を除いて畑地では  $32\text{mm}\cdot\text{h}^{-1}$  程度であり、この時の排水口の越流水深は 102mm となるので、畦畔を越えることはない。



**Fig. 11** 土地利用ごとのピーク降雨強度とピーク流出率  
Relationship between peak rainfall intensity and peak runoff ratio for various land use

### 3.4.2 代表的な降雨に見る土地利用ごとの洪水流出量

前述の解析結果の一例を Fig. 12 の左列に示す. この例は2012年7月6~7日に発生した降雨である. 総流出率, ピーク流出率ともに, 灌漑期水田, 非灌漑期水田・畑地(大麦), 畑地(大豆), 宅地の順に大きくなっている. また, 灌漑期水田では他の土地利用に比較して初期の損失雨量が大きいことや, 畑地(大麦)と畑地(大豆)の比較から作条作物の排水量が大きいことが窺える.

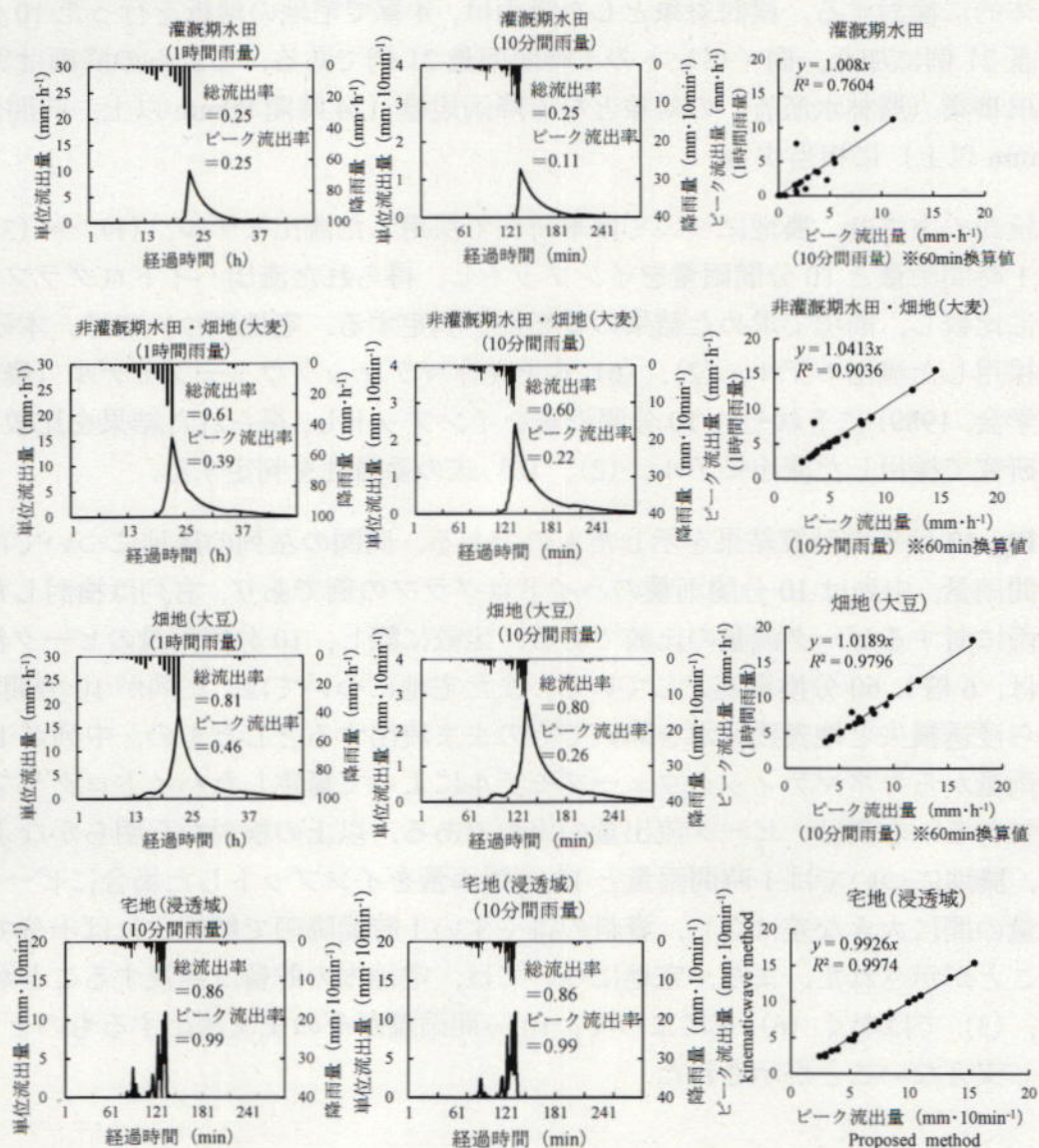


Fig. 12 代表的降雨に見る土地利用ごとの洪水流出量  
Examples of flooding discharge for various land use

### 3.5 考察と論議

#### 3.5.1 1時間雨量と10分間雨量による流出量の関係

前述の流出解析では、宅地の場合を除いて、1時間単位の降水量を基準にして流出解析を進めてきた。その理由は、水田や畑地では貯留量が大きいため、さらに単位時間を短くして流出計算を行っても結果に大きな差異はないであろうと予め想定していたことによる。本節ではこの想定が妥当であるかどうかを具体的に検討する。検討対象とした降雨は、4章で宅地の解析を行った10分間雨量21例に加え、同イベントの1時間雨量21例である。これらの降雨は災害復旧事業（農林水産省）の対象となる降雨規模（24時間80mm以上、時間雨量20mm以上）に相当する。

検討の方法は、農地については本研究で採用した流出モデル、(1)～(3)式に1時間雨量と10分間雨量をインプットし、得られた流出ハイドログラフを相互に比較し、前項で求めた結果の妥当性を判定する。宅地については、本研究で採用した流出モデル、(2)、(6)式とキネマティックウェーブモデル（農業土木学会、1989）にそれぞれ10分間雨量をインプットし、得られた結果を比較し、本研究で採用した流出モデル、(2)、(6)式の妥当性を判定する。

Fig. 12はその計算結果を示したものである。同図の左列の農地については1時間雨量、中列は10分間雨量のハイドログラフの例であり、右列は検討した21降雨に対するピーク流量の比較である。比較に際し、10分間雨量のピーク流出量は、6倍し60分換算値としている。また宅地については、左列が10分間雨量から浸透損失と地表残留水を除いてそのまま流出するとしたもの、中列が10分間雨量からキネマティックウェーブモデルによって算定したハイドログラフの例である。右列は、ピーク流出量の比較である。以上の検討から明らかなように、農地については1時間雨量と10分間雨量をインプットした場合にピーク流出量の間大きな差はなく、資料の得やすい1時間降雨で解析すれば十分であることが示された。また、宅地については、宅地内の貯留は無視することができ、(3)ではなく(6)式によって、10分間雨量がそのまま流出するものとして差し支えないことが示された。

#### 3.5.2 1時間雨量と10分間雨量の関係

金沢地方気象台では、2009年以降、10分間雨量について整理されている。そこで、2009年以降の24時間雨量80mm以上かつ時間雨量20mm以上の資料を使って、過去の10分間降水量の推定を試みた。これは、宅地からの流出の推定に

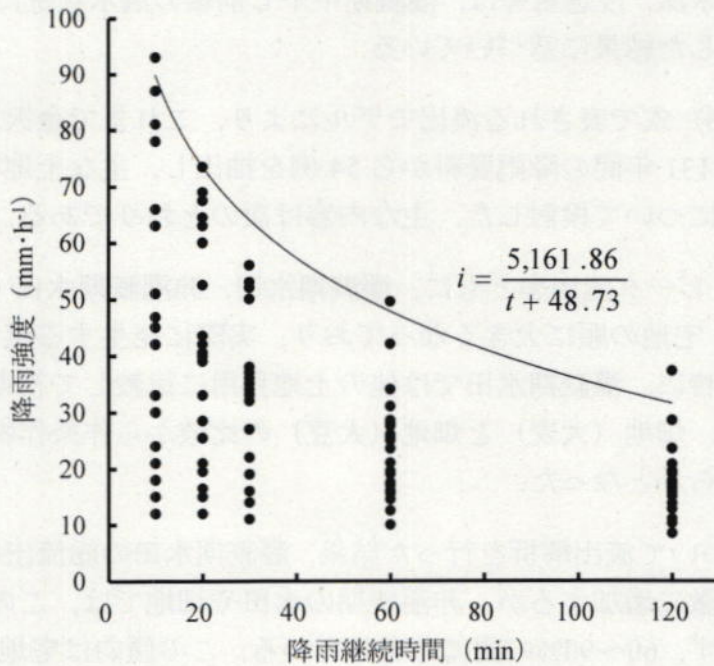


Fig. 13 本地域における降雨強度式  
Rainfall intensity-duration formula at this area

不可欠である。推定した降雨継続時間  $t$  (10,20,30,60,120 分) と  $t$  分最大平均雨量強度の関係から降雨強度式 (タルボット式) の定数を最小 2 乗法により求めた。降雨強度式の計算結果を Fig. 13 に示す。資料数は 21 例と限界はあるが、この降雨強度式によると 10 分間降雨強度は、60 分間降雨強度の約 1.85 倍程度と算定された。この傾向から判断すると、宅地からの流出量は、1 時間単位の降水量では正確に評価されない可能性が大きい。現時点では、10 分間資料が不足しているので問題点を指摘するにとどめる。

### 3.6 本章のまとめ

本研究では、石川県手取川扇状地を対象とし、都市化に伴う洪水量の変化を解明することを前提として、その原単位となる大雨時における単位流出量を算出する流出モデルを提案した。この流出モデルは、実測した流出場の物理性をモデルパラメータに使用し、畑地および宅地の流出を水田と同様に扱うとともに、非灌漑期水田と畑地の損失雨量に新たにくぼ地貯留を加えた。この点で、これまで提案されている一般的なタンクモデルと異なる。この流出モデルで採

用した初期湛水深、浸透量等は、灌漑期中干し前後の湛水状況について、135筆を対象に調査した結果に基づいている。

(2)、(3)、(6)式で表される流出モデルにより、これまで金沢地方气象台で整理されている131年間の降雨資料から54例を抽出し、主な土地利用ごとの単位流出量の特性について検討した。主な内容は次のとおりである。

1) 総流出率、ピーク流出率ともに、灌漑期水田、非灌漑期水田・畑地(大麦)、畑地(大豆)、宅地の順に大きくなっており、実際に発生する洪水状況をよく表現している。特に、灌漑期水田では他の土地利用に比較して初期の損失雨量が大きいことや、畑地(大麦)と畑地(大豆)の比較から作条作物の排水量が大きいことが明らかとなった。

2) 54降雨について流出解析を行った結果、灌漑期水田の総流出率は降雨量の増加に伴って急激に増加するが、非灌漑期の水田や畑地では、このような急激な傾向は見られず、60~90%の間に分布している。この傾向は宅地(浸透域)でも変わらないが、流出率はさらに約10%大きくなり80~95%となる。

3) ピーク流出率は、総流出率と異なって斉一な関係を示さない。この傾向は、ピーク降雨強度に対する流出率 $Fp1$ に対しても、洪水到達時間内の平均降雨強度に対する流出率 $Fp2$ に対しても同様である。実際に期待される最大流出率は、分析の単位時間によってFig. 11(上段・中段)を使い分ければよい。特に、宅地の場合は、 $Fp1$ 、 $Fp2$ ともに1に近く両者を特に使い分ける必要性は実用上少ないことが窺えた。

4) 上記の結論の前提として、農地については、1時間雨量と10分間雨量をインプットして得られたピーク流出量を比較し、宅地については、10分間雨量が瞬時に流出するとした場合とキネマティックウェーブモデルでのピーク流出量を比較し、前項の結論の妥当性を検証した。

なお、本研究成果は観測資料によってその妥当性が証明されることは望しいが、ここに検討した降雨は3年に1回程度の豪雨であることを考えると、現時点で早急に試験を実施することは困難で、推定に留まること、タイトルに示したように、大雨時における単位流出量の検討であって、地区全体・地域全体の流出量は別途検討すべき課題である。

## 引用文献

- 安藤義久, 高橋 裕, 和泉 清, 金尾健司 (1985) : 土地利用別の浸透能特性を考慮した都市域の洪水流出解析, 第 29 回水理講演会論文集, 49-54.
- Brutsaert, W. and Stricker, H. (1979) : An advection-aridity approach to estimate actual regional evapotranspiration, *Water Resour. Res.*, 15, 443-450.
- 丸山利輔 (1975) : 水田の水収支—とくに地表残留水について—, 土壌の物理性, 32, 11-15.
- 丸山利輔, 富田正彦 (1975) : 転換畑のウネ間残留水について, 農土論集, 59, 9-14.
- 丸山利輔, 能登史和, 吉田 匡, 中村公人, 堀野治彦, 村島和男, 瀧本裕士 (2012) : 手取川扇状地における水収支の分析, *水文・水資源学会誌*, 25, 20-29.
- 農業土木学会 (1989) : 農業土木ハンドブック改訂 5 版, 農業土木学会, p.858, 862-863.
- 瀬川学, 丸山利輔, 高瀬恵次 (2015) : 手取川扇状地における水田, 畑地, 宅地からの単位排水量の推定, *応用水文*, 27, 55-64
- 田中丸治哉, 小林慎太郎, 丸山利輔 (1984) : 造成農地の透水性分布と洪水流出解析, 農土論集, 113, 8-16.
- Tolin, A.L. and Keifer C.J. (1959) : The hydrology of urban runoff, *J. Saint. Eng. Div., ASCE*, 85, 47-106.
- 渡辺政弘, 豊国永次 (1989) : 都市域の流出解析 (2) —流域特性のモデル化と流出解析—, *自然災害科学*, 8(3), 46-63.
- 山口高志, 松原重昭, 山守 隆 (1973) : 都市における降雨流出調査—第 3 報—, *土木技術資料*, 15(7), 37-46.

## 第4章 都市化に伴う流出量の変化

### 4.1 研究の目的

1960年代から急速に進展した都市化によって、流出量が急速に増大するのに伴い、各地で河川や排水路の排水容量が不足し、洪水被害が続発している。その原因は、それまで水田であった農地を埋め立て、宅地等に開発し、不浸透性の土地利用に変わったことによると考えられている。そのために、各地で河川・排水路の通水能力の拡大や調整池の新設が相次いでいる。しかし、これら工事の根拠となる豪雨時の流出量の変化の推定法は確立されているとは言い難い。

本研究は、流域の物理的な性状を踏まえ、前研究（瀬川ら，2016）で報告した、水田、畑地、宅地の単位流出量（地目別単位流出量）および流域全体の流出量の推定を試み、都市化による流出量の変化、洪水を一時的に貯留する調整池の効果などを研究したものである。

前研究では、主な土地利用ごとに、末端排水路にかかる洪水時の流出量を新しく単位流出量と定義し、これを地域の実情に合わせて組み合わせ、都市化に伴う洪水時の排水量の簡潔な評価法を準備してきた。本研究は、これを受けて、石川県手取川扇状地内を流れる倉部川流域を研究対象に選び、1960年以降の都市化に伴う流出量の変化を水理学的に推定し、その方法の正当性を同じ流域内の試験流域において確認したものであり、都市化の流出量に及ぼす影響を具体的に評価した点で、これまでに見られない研究と考える。

### 4.2 研究の方法

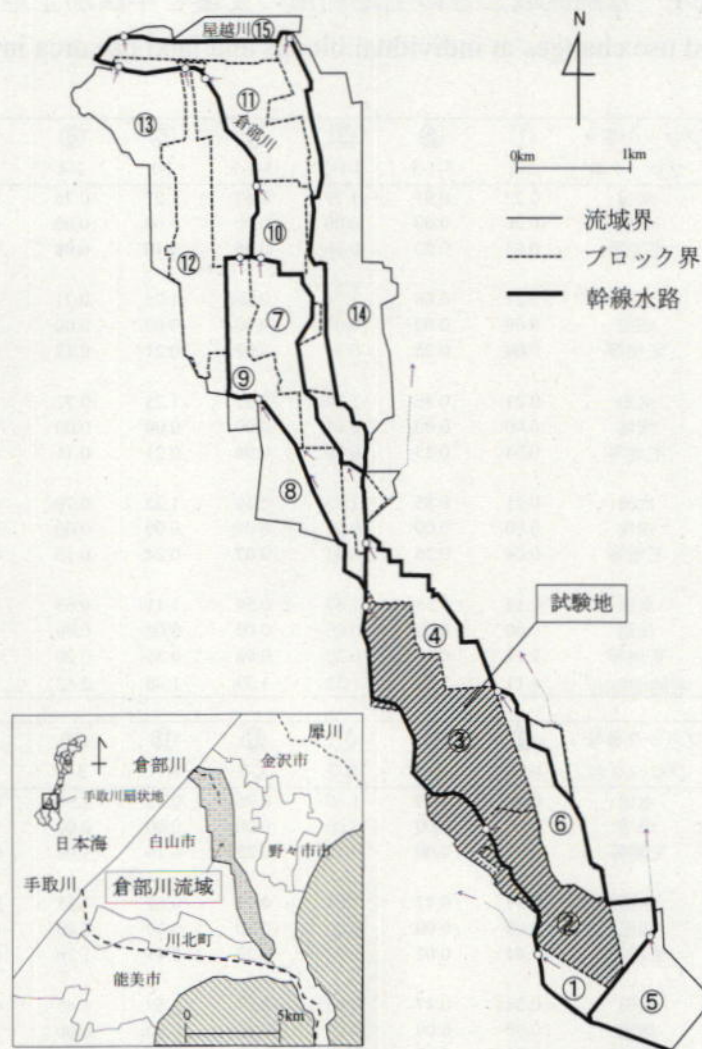
#### 4.2.1 倉部川流域の特徴

倉部川流域は、石川県の手取川扇状地のほぼ中央の位置する平地河川である。面積  $17.5\text{km}^2$  を有し、上流部は用排兼用という全国でも珍しい排水系統を有する。上流部はコンクリートライニングされ、河口部は自然の排水河川である。手取川扇状地と同じく、排水路・河川ともに急勾配であって、上流部では約  $1/500$  の勾配を有する。

#### 4.2.2 土地利用の変化

この流域を排水系統にしたがって、**Fig. 1** に示す 15 ブロックに分割し、このブロックごとの土地利用面積を **Table 1** に示した。この面積は、国土数値情報（国





**Fig. 1** 倉部川流域とその分割流域排水系統  
Kurabe River Basin and sub-basin including test basin

土交通省, 2014) の 100m メッシュデータによった。ただし, 宅地面積には宅地と同等な流出特性を示す河川・道路面積も含め, 宅地等とした。また, 100m メッシュ資料には含まれない情報を示すために, 別途, 農業用水利用形態等分析データ作成業務報告書 (石川県立大, 2012) に記載されている土地利用面積を利用し, これに合致するよう修正した。土地利用変化の得られたデータは, 1976, 1987, 1991, 1997, および 2009 年の 5 年間である。

**Table 1** 分割流域ごとの土地利用の変遷と年次別土地利用面積  
Various land use changes at individual blocks and land use area in the tested years

年次	ブロック番号 ブロック名	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
		2-2	3-1-3	3-1-2	3-1-1	2-1	2-4	3-3	3-2-2
1976	水田	0.22	0.91	1.79	0.62	1.27	0.75	0.68	0.58
	畑地	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	宅地等	0.03	0.20	0.26	0.05	0.19	0.08	0.56	0.38
1987	水田	0.21	0.86	1.74	0.60	1.25	0.71	0.58	0.46
	畑地	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	宅地等	0.04	0.25	0.31	0.07	0.21	0.12	0.66	0.50
1991	水田	0.21	0.86	1.74	0.61	1.25	0.72	0.57	0.45
	畑地	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	宅地等	0.04	0.25	0.30	0.06	0.21	0.11	0.67	0.51
1997	水田	0.21	0.85	1.73	0.60	1.22	0.70	0.51	0.40
	畑地	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	宅地等	0.04	0.26	0.31	0.07	0.24	0.13	0.73	0.56
2009	水田	0.14	0.65	1.67	0.59	1.11	0.63	0.27	0.26
	畑地	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	宅地等	0.11	0.46	0.32	0.08	0.35	0.20	0.97	0.70
	宅地増加比*	4.11	2.28	1.22	1.59	1.80	2.52	1.71	1.85

年次	ブロック番号 ブロック名	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	合計
		3-2-1	K-4	K-3	K-2	K-1	3-5	Y	
1976	水田	0.46	0.49	1.30	0.96	0.92	1.69	0.38	13.03
	畑地	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.40
	宅地等	0.37	0.00	0.12	0.23	0.16	1.02	0.48	4.13
1987	水田	0.39	0.47	1.04	0.92	0.67	1.45	0.15	11.49
	畑地	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.42	0.43
	宅地等	0.44	0.02	0.38	0.27	0.41	1.26	0.70	5.63
1991	水田	0.38	0.47	0.95	0.77	0.59	1.45	0.16	11.18
	畑地	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.41	0.42
	宅地等	0.45	0.02	0.47	0.42	0.49	1.26	0.68	5.94
1997	水田	0.36	0.44	0.90	0.73	0.57	1.22	0.14	10.58
	畑地	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.42	0.43
	宅地等	0.47	0.05	0.52	0.46	0.51	1.49	0.70	6.53
2009	水田	0.13	0.41	0.69	0.58	0.50	0.91	0.12	8.67
	畑地	0.00	0.00	0.02	0.01	0.00	0.00	0.42	0.50
	宅地等	0.70	0.08	0.72	0.61	0.58	1.80	0.71	8.38
	宅地増加比*	1.91	-	5.93	2.68	3.59	1.77	1.48	2.03

\* 宅地増加比： 宅地等面積(2009) / 宅地等面積(1976)

#### 4.2.3 検討対象降雨

信頼できる長期間の降雨資料として、金沢地方気象台の10分間単位の降雨資料を利用した。検討対象降雨として24時間雨量80mm以上の2009～2014年間の降雨21例である。

#### 4.2.4 地目別単位流出量とブロック流出量

地目別単位流出量は、都市化に伴う流出量の変化を体系的、かつ簡潔に評価するために考案した方法である。地目別単位流出量の求め方については、次のとおりである。水田・畑地からの流出量は、降雨から浸透量など損失分を控除した有効雨量が落水口からの越流する量を、任意の時間単位で連続的に求めたものである。その際、前時間の貯留深を当該時間の計算に使用することで、貯留効果を反映する仕組みとなっている。宅地からの流出量は、有効雨量が敷地から遅れなしに瞬間的に流出する量としている。

すなわち、地目別単位流出量は、主な土地利用、例えば、灌漑期水田、非灌漑期水田、畑地、宅地ごとに末端排水路に流出する流出量を単位時間当たりの水深  $\text{mm} \cdot 10\text{min}^{-1}$  で表現したものであり、関係面積を乗ずれば末端水路にかかる地目別単位流出量  $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  が求められる（瀬川ら、2016）。

ブロック単位流出量は、流域をいくつかのブロックに分割した場合の当該ブロックからの流出量であって、地目別単位流出量を使って次のように求められる。

$$q(t) = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^3 a_i F_i(t) \quad (1)$$

ここに、 $q(t)$  : ブロック単位流出量 ( $\text{mm} \cdot 10\text{min}^{-1}$ )、 $A$ : ブロック面積 ( $\text{km}^2$ )、 $i$ : 地目 (1: 水田, 2: 畑地, 3: 宅地)、 $a_i$ : ブロック内地目別面積 ( $\text{km}^2$ )、 $F_i$ : 地目別単位流出量 ( $\text{mm} \cdot 10\text{min}^{-1}$ )、なお、ブロック単位流出量  $Q(t)$  ( $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ ) と  $q(t)$  ( $\text{mm} \cdot 10\text{min}^{-1}$ ) の関係は次のようになる。  $Q(t) = q(t) \times 0.6^{-1}$

#### 4.2.5 排水路網に従った洪水追跡

本地区は急勾配排水路のために洪水到達時間は小さく、かつ、地区内湛水が発生する可能性も少ない。しかし、地目別単位流出量は、圃区レベル、ブロック（分割流域）レベル、幹線排水路・河川レベルでの流下に伴って、ハイドログラフが変化する。したがって、地域全体の流出量を検討するためには、地目別単位流出量を求め、これを排水系統（Fig. 2）に応じて追跡し、河口までの洪水量を知る必要がある。本地区は、急勾配水路であるため、キネマティックウェーブ法により洪水追跡を行えば十分と考える。

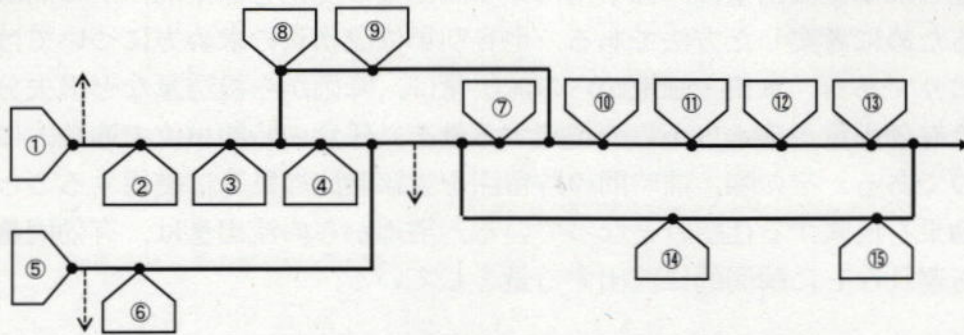


Fig. 2 倉部川流域の排水系統  
Drainage system the Kurabe river basin

#### 4.2.5.1 排水路の洪水追跡法

キネマティックウェーブ法（農業土木学会，1989）の要点を述べると次のようである．排水路の上流からの距離を  $x$ ，排水路の流量を  $Q$ ，排水路への横流入を  $q$ ，時間を  $t$ ，排水路の上流端から末端までの距離を  $b$  とする．また，排水路の断面積  $W$  と流量  $Q$  の関係を  $W=KQ^P$  と表した場合の断面係数を  $K$ ， $P$  とする．この時の特性曲線の基礎式は次のように表される．

$$q \neq 0 \text{ の時: } \frac{dx}{dt} = Q^{1-P} / (PK) \quad (2)$$

$$q dt = PKQ^{P-1} dQ, \quad q dx = dQ \quad (3)$$

実際の計算では，(2) (3) 式を計算時間刻み  $\Delta t$  間ごとに次の式で追跡していく．  
（実際の計算では  $\Delta t=5\text{sec}$  を採用）

$$q_j \neq 0 \text{ の時: } q_j \Delta t = K(Q_j^P - Q_{j-1}^P) \quad (4)$$

$$q_j \Delta x_j = Q_j - Q_{j-1} \quad (5)$$

$$q_j=0 \text{ の時: } Q_j = Q_{j-1}, \quad \Delta x_j = Q_j^{1-P} \times \Delta t / (PK) \quad (6)$$

ただし  $j$ : 時間番号,  $\Delta x$ :  $\Delta t$  の間に  $q$  が伝搬する距離,  $q_j$ :  $(j-1) \Delta t \sim j \Delta t$  の間の横流入量

累積流下距離  $\Delta x$  の合計  $x$  が水路長  $b$  を超えた場合は,  $b - x_m = \Delta x_m$  を求めたのち,  $j=m$  とおき, 次の式によって, 排水路末端の流出量  $Q_m$ , 時間  $\Delta t_m$  を求める.

$$q_m \neq 0 \text{ の場合: } Q_m = Q_{m-1} + q_m \times \Delta x_m \quad (7)$$

$$\Delta t_m = K(Q_m^P - Q_{m-1}^P) / q_m \quad (8)$$

$$q_m = 0 \text{ の場合: } Q_m = Q_{m-1}, \quad \Delta t_m = PK \Delta x_m / Q_m^{1-P} \quad (9)$$

なお, 合流点では合流する複数の排水路の末端流出量を加算すればよい.

#### 4.2.5.2 圃場から流域までの洪水追跡

本地区では, 圃場整備済の水田区画が基本となって末端排水路に接している。したがって 圃区からの排水を基本に考えればよい。圃区の基本的な形状として, 短辺約 30m の水田が 10 筆程度連続して末端排水路に接しているのが一般的である。1 筆水田の長辺は 100m であるから末端排水路へは両側の水田から排水されるので, 200m×300m が圃区の基本単位となる。本研究ではこの圃区からの排水を基本に考える (Fig. 3)。

次に, 分割流域の平均面積を想定し, 圃場排水を受けて幹線排水路に排水する 2 次, 3 次排水路の洪水追跡を考える。本研究は, 流域全体の流出量の推定を目的としているので, ブロック内の洪水追跡は, 標準的な排水系統を想定して行う。Fig. 4 に示すように, 2 次排水路に 200m ごとに圃区排水が流入するものとする。本地区の特性を考慮して連続する 3 圃区を 1 ユニットとし, これを受ける 2 次排水路の長さを 500m とする。さらに, この 2 次排水路からの流量を 3

次排水路で受けて幹線排水路へ流入する流量を算定する。ユニット数は、ブロック内にある幹線水路への排水箇所当たりの平均面積に等しくなるように調整する。ブロック流出量は、排水箇所数を乗じて算出した。

また、このモデルを基準にブロック内排水路の流下時間を算定し、幹線排水路への到達時間の遅れを算定する。

なお、洪水追跡にあたっては、排水路の断面係数 ( $W=KQ^P$  の  $K$  と  $P$ ) を決定する必要があるが、その際コンクリート水路では粗度係数  $n$  を 0.014, 自然河川では 0.03 とし、排水路勾配は 1/500 とした。2 級河川 (倉部川・屋越川) 区間の勾配は、1/1300 とした。

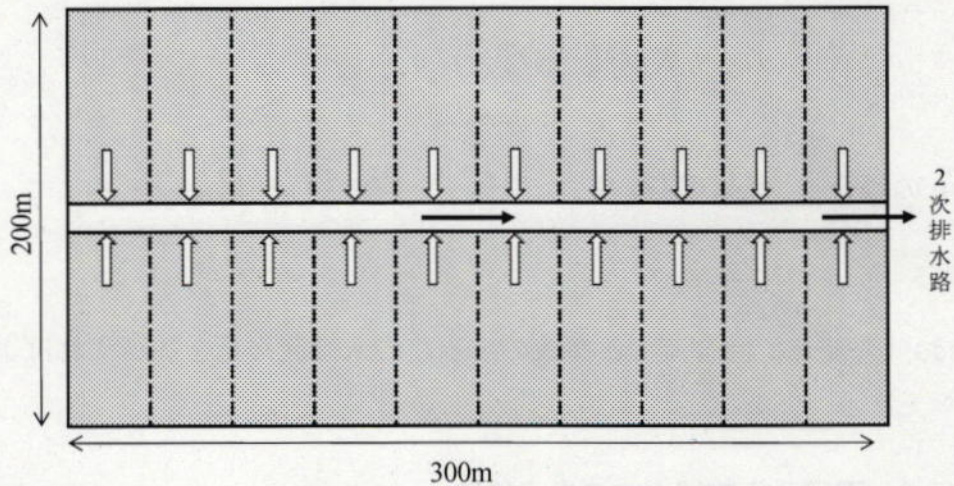


Fig. 3 圃区の流出モデル  
Runoff model of field lot

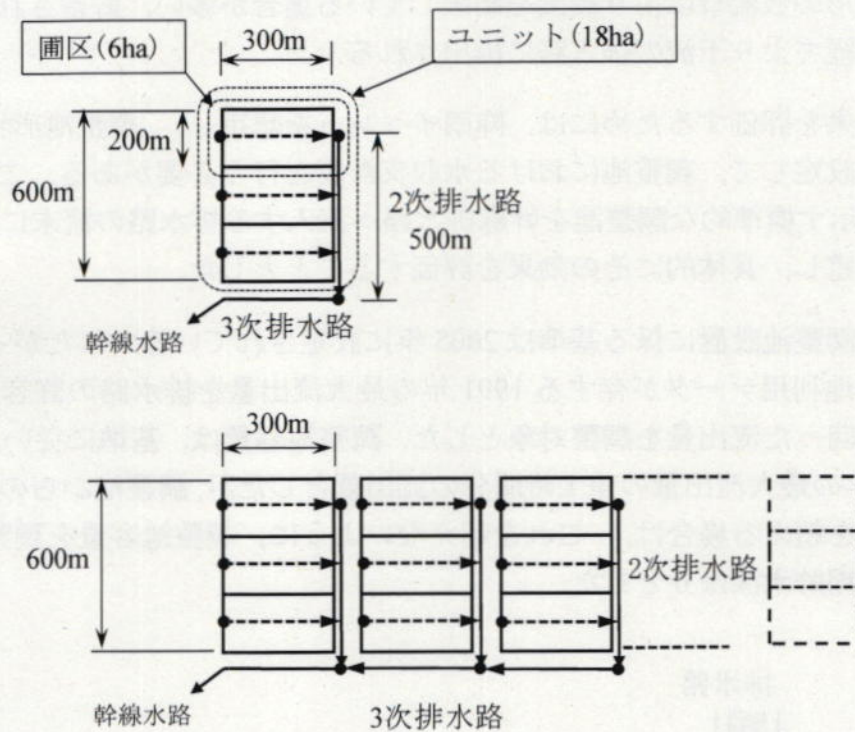


Fig. 4 ブロックの流出モデル  
Runoff model of block

#### 4.2.5.3 分割流域内の一次的な調整池の影響

水田から宅地への土地利用の変化に伴って、幹線水路等への急激な流出量の増加を緩和するため、一定規模(石川県雨水排水基準 1.0ha 以上(石川県, 2013), 白山市小規模開発雨水排水協議基準 0.3~1.0ha(白山市, 2005))を超える宅地等の開発行為を行う場合は、洪水を一時貯留できる施設の設置が義務づけられている。

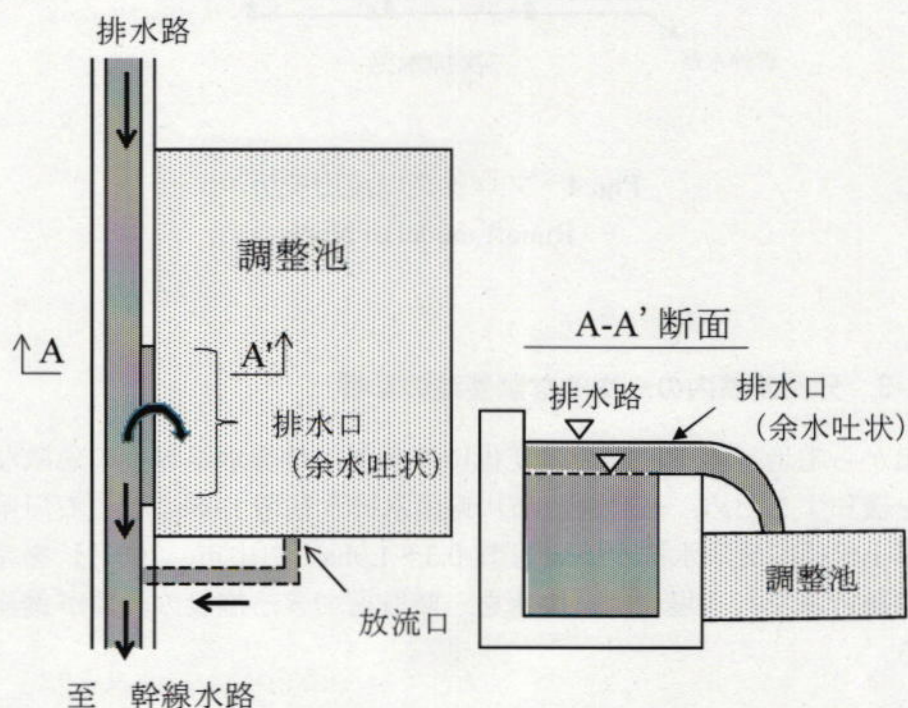
この基準(白山市, 2005)のなかに、「調整池の容量は、開発前後の雨水流出量の差の最大時における1時間の流出量以上とし、調整池からの放流量は、開発前の最大雨水流出量を超えないものとする」とある。この基準の基本的考え方は、従前の土地利用より増加した排水量を一時的に貯留する調整池の設置を義務づけたものである。

この調整池は Fig. 5 に示したように、排水路に沿って余水吐状の排水口を設け、これを越流した排水を一時的に貯留できる構造となっており、一辺 40cm 程

度の正方形の放流口により流出を制限していることが多い。貯留された流量は放流口を経てより下流の排水路に排出される。

この効果を評価するためには、降雨イベントを想定し、調整池形状とその初期条件を設定して、調整池における水収支計算を行う必要がある。このため、**Fig. 5** に示す標準的な調整池を幹線排水路へ流入する排水路の流末に設置することを想定し、具体的にその効果を評価することとした。

前述の調整池設置に係る基準は 2005 年に設定されている。したがって、それ以前で土地利用データが存する 1991 年の最大流出量を排水路の許容水量とし、これを上回った流出量を調整対象とした。調整池容量は、基準に従い、1991 年と 2009 年の最大流出量の差 1 時間分の流出量としたが、調整池からの放流量が、許容水量を超える場合は、これを超えないように、調整池容量を調整した。調整池の初期貯水深は 0 とした。



**Fig. 5** 調整池の標準的な構造  
Structure of flood control reservoir



また、調整池容量が概ね1時間程度の流量相当である観点から、宅地開発によって増加した流出量の1時間移動平均から調整池の効果を簡便に評価する方法を検討した。

#### 4.2.5.4 具体的な流下時間、流出量の算定

洪水解析の対象降雨は、すでに単位流出量の項で検討した21イベントのうち、特徴ある2降雨 [10-20 (2014. 8. 16~8. 17, 166mm), 10-11 (2013. 8. 23~8. 25, 138mm)] である。これらの洪水は、大きな単位流出量または長時間の流出量が想定される豪雨である。

標準的な圃区からの流出量は、地目別単位流出量を横流入として、特性曲線法(2)~(9)式によって追跡した。2次排水路の200mごとに圃区からの流入があるものと、3次排水路でも300mごとに2次排水路からの流入があるものとした。幹線水路は、横流入の無い河道流と見なし、上流端にその河道への流入量をすべて与えた。具体的には次のように洪水追跡を行った。

降雨開始時を基準に、まず圃区からの流出量を算定し(圃区流出量)、ブロック内の2次および3次排水路の洪水追跡を行った(ブロック流出量)。次にFig. 2に示す流域排水系統図にしたがって、各ブロックからの排水を集めながら、合流点間の幹線水路の洪水を追跡し、流域流出量を算定して行く。単位時間の降雨強度が大きい場合は、前の洪水を追い抜く場合があるが、この場合は降雨の単位時間(10分間)以内で、追い抜いた流出量と追い抜かれた流出量を加算し、その時間に対する流出量とする。

なお、圃区からの洪水追跡の際に最上流の流出量がゼロでは追跡できないので、微小な流出量  $0.001 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  を与えた。この洪水追跡にあたっては、排水路の断面係数  $K$ ,  $P$  が必要であり、水路断面変化ごとに計算しTable 2に示した。

実際の洪水追跡計算に使用したExcelおよびFortran (GNU-g77) のプログラムの詳細については、巻末に添付した。

**Table 2** 排水路の断面係数 ( $W=KQ^P$ )  
Constant of cross section  $K$  and  $P$

水路番号	$K$	$P$	L(m)
末端水路	1.203	0.910	300
2, 3次排水路	0.903	0.860	500
3-1号-1	0.763	0.778	1,845
3-1号-2	0.976	0.753	1,204
3-1号-7	0.993	0.730	154
3-2号-10	0.958	0.706	3,386
3-2号-14	0.893	0.707	1,206
3-3号-1	0.931	0.759	617
3-3号-10	1.035	0.675	3,121
3-3号-11	1.520	0.670	187
3-5号-1	1.063	0.810	584
3-5号-13	1.247	0.664	5,070
2-4号-1	1.077	0.838	3,315
2-4号-5	1.077	0.838	2,530
屋越川	1.683	0.694	1,600
倉部川	1.670	0.692	3,170

### 4.3 研究結果

#### 4.3.1 ブロック単位流出量（比流量）の変化

倉部川流域全体および宅地化の急激なブロック（3-2-2）と緩慢なブロック（3-1-2），および流域全体のブロック単位流出量の変化を整理した（Fig. 6）．ここで示すブロック単位流出量は，(1)式に従い，水田，畑地，宅地等の地目別単位流出量に面積ウェイトを乗じて積算し，ブロック全体の面積で除して比流量の形で示した．ここでは流出の水路内での流下時間は考慮していないため，ブロック内の排水路について洪水追跡は行っていない．

図中のプロットは，対象降雨 21 例について，分析年の土地利用に応じて，ブロック単位流出量（比流量） $Q(t)$  ( $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ ) を求め，各例の最大値  $Q_{max}(t)$  を示している．

その結果、倉部川全流域では1976年には、分析した21イベントの $Q_{max}(t)$ の最大値は、 $6.05 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ であったものが2009年には $12.28 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ と2.02倍に増大している。また、 $Q_{max}(t)$ の平均値も $3.13 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$  (1976年)から $4.81 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ に増大し、その比率は1.53倍であった。

宅地化の急激な3-2-2ブロックでは、1976年には $Q_{max}(t)$ の最大値は、 $10.18 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ であったが2009年には、 $18.74 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ と増大し、その比率は、1.84倍である。また、 $Q_{max}(t)$ の平均値の比率は、 $Q_{max}(t)$ の最大値の比率とほぼ同じ1.81倍である。

宅地化の緩慢な3-1-2ブロックでは、1976年には $Q_{max}(t)$ の最大値は、 $4.47 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ であったが2009年には、 $4.83 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ と微増し、その増大比率は、1.08倍であった。また、 $Q_{max}(t)$ の平均値は $1.90 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$  (1976年)から $2.24 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ に増大し、その増大比率は、1.17倍である。

さらに、流域全体に占める宅地等の面積割合が最も高い2009年次でみると、宅地化の急激な地区(2-2)では $45.24 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ と大きな比流量が想定されるのに対し、宅地化の緩慢な地区(3-1-2)では、 $2.36 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ となり、その比率は19.16倍となる (Table 3)。事例とはいえ、都市化によって最大流出量が大きく変化することが具体的にわかる。

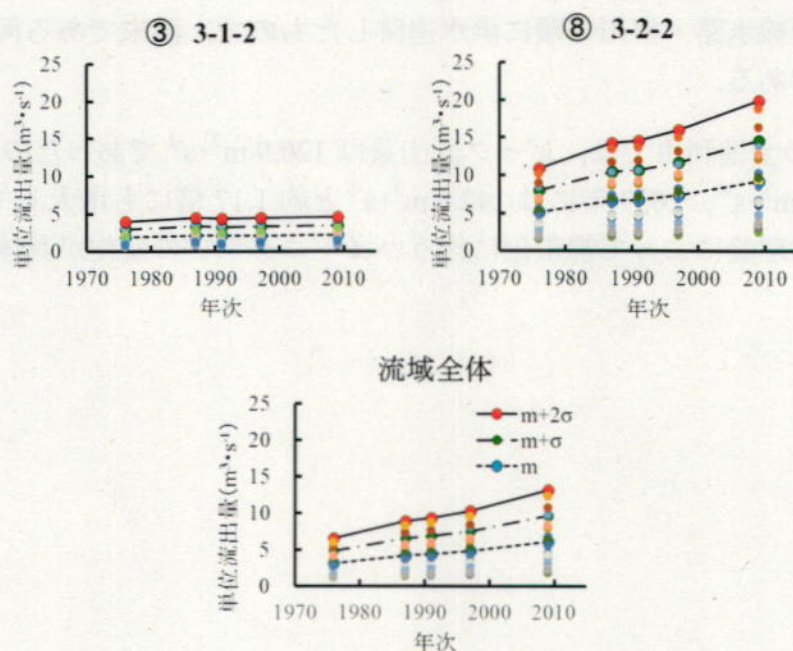


Fig. 6 都市化に伴う単位流出量の変化  
Flood discharge changes due to urbanization

**Table 3** 分割流域（ブロック）ごとの最大比流量  
 Maximun specific discharg in the individual blocks

ブロック番号		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
ブロック名	単位	2-2	3-1-3	3-1-2	3-1-1	2-1	2-4	3-3	3-2-2
関係面積	km <sup>2</sup>	0.25	1.11	2.05	0.67	1.46	0.83	1.24	0.96
最大比流量	m <sup>3</sup> ・s <sup>-1</sup> ・km <sup>-2</sup>	45.24	9.60	2.36	6.54	4.22	7.46	16.22	19.52

ブロック番号		⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	
ブロック名	単位	3-2-1	K-4	K-3	K-2	K-1	3-5	Y	流域全体
関係面積	km <sup>2</sup>	0.83	0.49	1.42	1.19	1.08	2.71	1.26	17.55
最大比流量	m <sup>3</sup> ・s <sup>-1</sup> ・km <sup>-2</sup>	26.12	26.42	9.20	10.98	12.78	6.30	11.61	10.28

Note : 2009年の土地利用による

#### 4.3.2 都市化に伴う洪水ハイドログラフ変化の具体例

都市化に伴って流域洪水ハイドログラフがどのように変化するか具体例を **Fig. 7** に示す。このハイドログラフは、検討年の土地利用に、降雨イベント 10・20 に対する地目別単位流出量を 2.5.1~2.5.2, 2.5.4 で示した手順で、圃区内、ブロック内、幹線水路・河川の順に洪水追跡したもので、流末である河口地点での計算結果である。

1976年の土地利用では、ピーク流出量は  $120.9 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  であったのが、1991年には  $134.1 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 、2009年には  $142.6 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  と約 1.17 倍にも増大している。このように、本理論によって都市化に伴うハイドログラフの変化が具体的に推定できる。

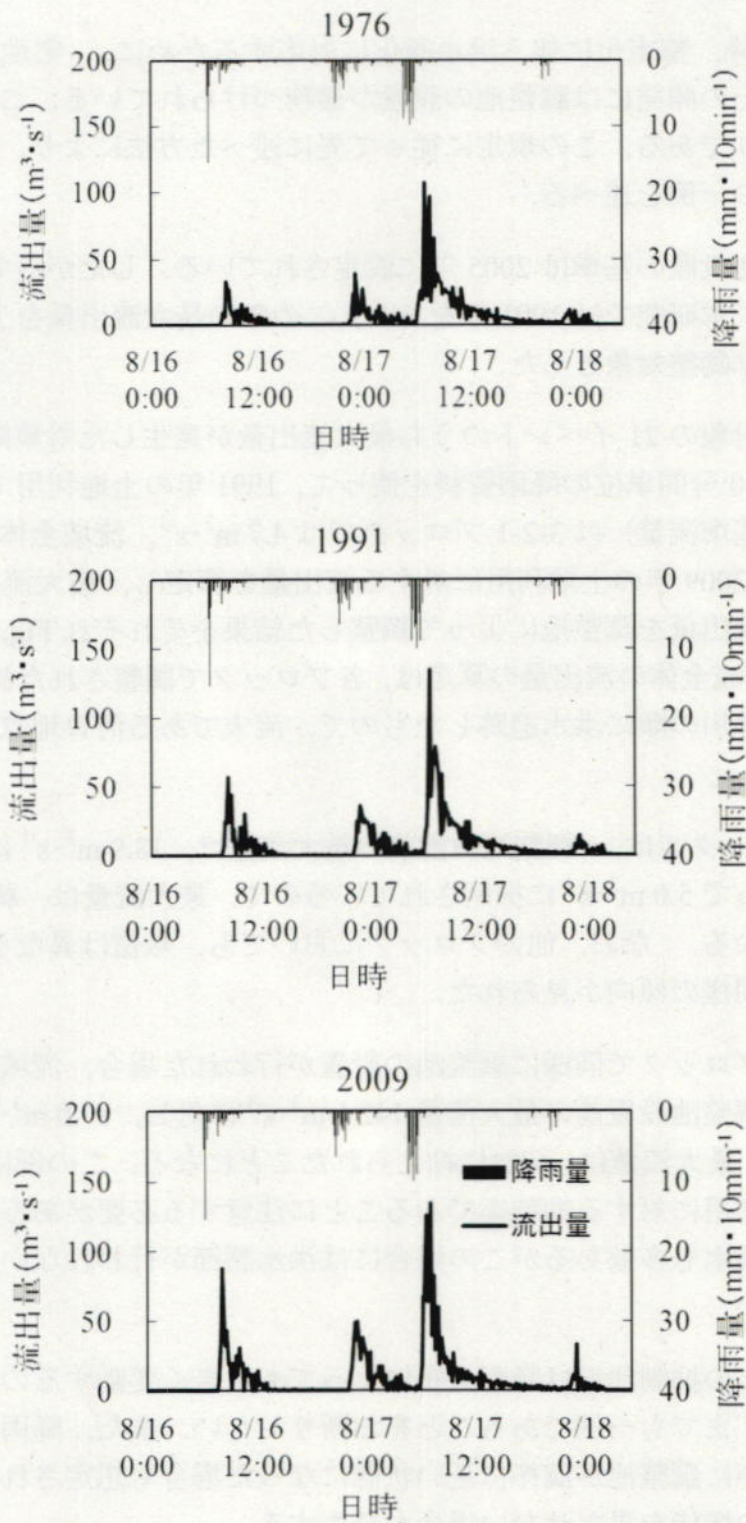


Fig. 7 都市化に伴うハイドログラフの変化  
Change of hydrograph due to urbanization

#### 4.3.3 貯留施設の有無による流出量の変化の具体例

1990年以降、都市化に伴う洪水激化に対応するために、宅地開発に伴って、一定規模以上の開発には調整池の設置が義務づけられている。この内容は先に述べたとおりである。この規定に従って先に述べた方法により、洪水調節計算をした結果の一例を述べる。

この調整池設置の基準は2005年に設定されている。したがって、それ以前の流出量として本研究では1991年をとり、この年の最大流出量を上回った流出量を本研究では調整対象とした。

今回検討対象の21イベントのうち最大流出量が発生した対象降雨(10-20)であり、その60分間単位の降雨資料を使って、1991年の土地利用で算定される最大流出量(基準流量)は3-2-1ブロックでは $4.7 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 、流域全体では $74 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ であった。2009年の土地利用に対する流出量を算定し、最大流出量を基準に、それ以上の流出量を調整池によって調整した結果をそれぞれ **Fig. 8**, **Fig. 9** に示す。なお、流域全体の流出量の算定は、各ブロックで調整された流出量を元に、幹線水路・河川の順に洪水追跡したもので、流末である河口地点での計算結果である。

3-2-1ブロックでは、調整池設置前の最大流量は、 $13.9 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ に対し、調整池の設置によって $5.0 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ に抑制されているので、最大流量は、約35%に抑えられたことになる。なお、他のブロックにおいても、数値は異なるものの3-2-1ブロックと同様の傾向が見られた。

また、各ブロックで同様に調整池の設置が行われた場合、流域全体(最下流部)では、調整池設置前の最大流量 $142.6 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ に対し、 $87.0 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ に抑制されているので、最大流量は、61%に抑えられたことになる。この例は、全流域の平均的な土地利用に対する抑制率であることに注意する必要がある。また、この基準以下の洪水も多数あるがこの場合には洪水調節が行われないことは付言するまでもない。

さらに、この抑制状況は降雨分布によっても大きく変動するので、ここで示したのはあくまでも一例であることをお断りしたい。また、降雨分布によっては、降雨後半に調整池が満杯に近い状態になった場合も想定される。この時には洪水調節の機能を果たせない場合も発生する。

各ブロックでは都市化の程度が異なり、かつ、このような小規模の調整池は開発対象範囲ごとに設置されるので、ブロックごとの土地利用変化を踏まえた検討が望まれる。

また、調整池容量が概ね1時間程度の流量相当であることから、3-2-1ブロックにおいて、調整前の流出量を1時間移動平均（10分刻みの流出量について、対象時刻と前後3時刻の計7時刻の流出量を平均）した流出量と調整後の流出量を比較した例を Fig. 10 に示した。このように両者は、高い相関を示し、特にピーク時の流出量が約  $5.0 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  で近似することから、簡便に調整池の効果を評価するのに利用することが出来る。

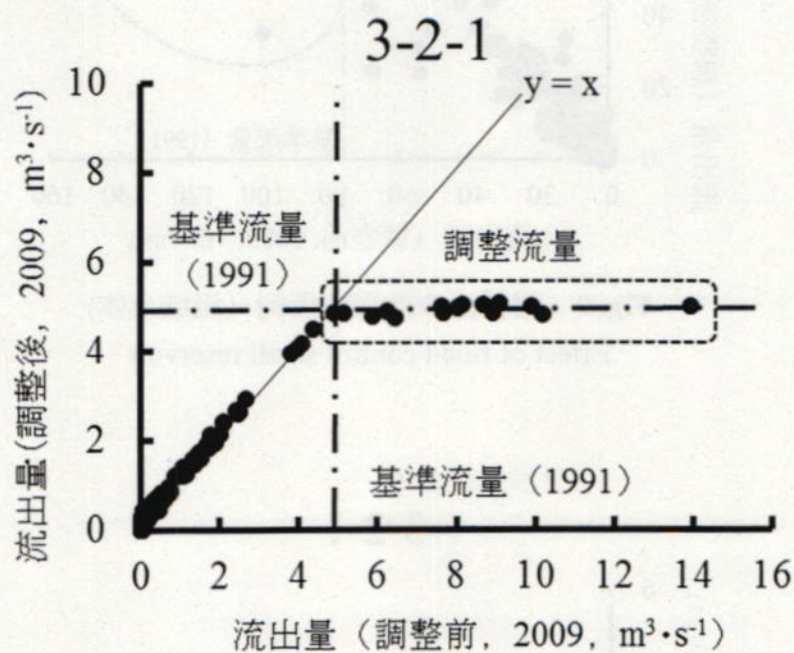
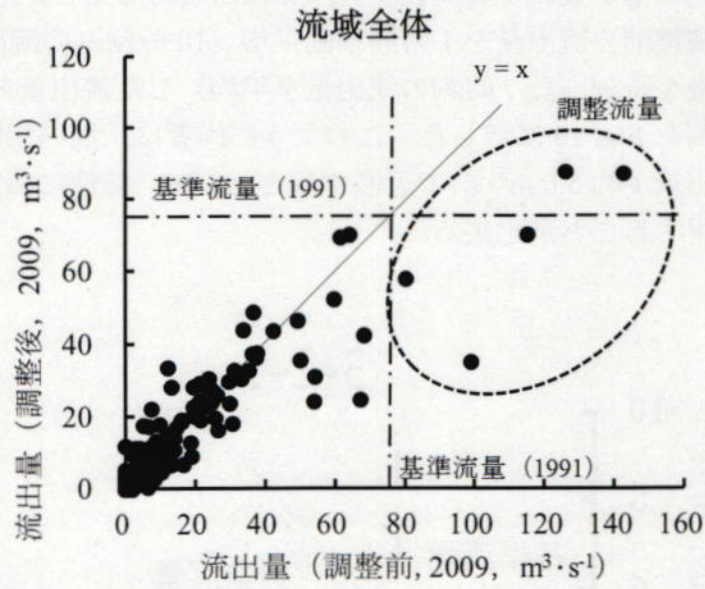
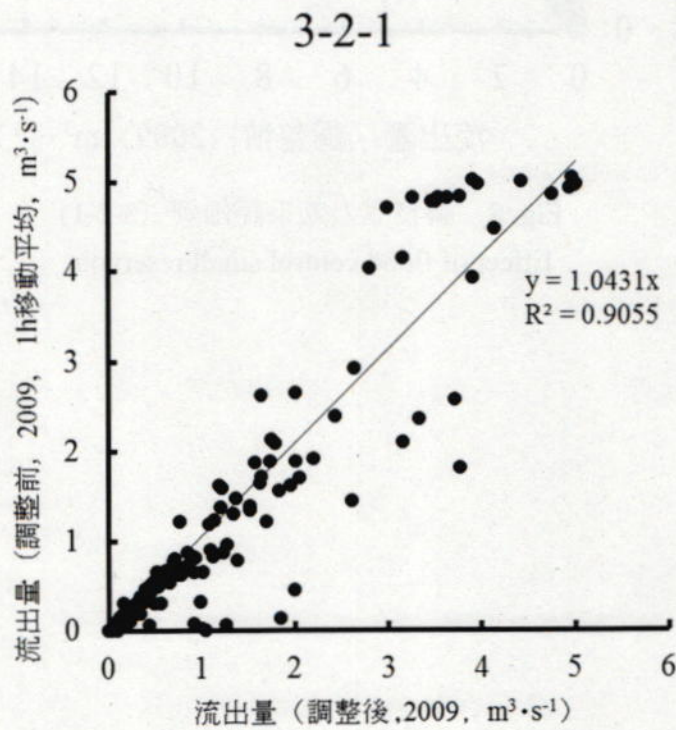


Fig. 8 調整池の効果評価例 (3-2-1)  
Effect of flood control small reservoir



**Fig. 9** 調整池の効果評価例 (流域全体)  
Effect of flood control small reservoir



**Fig. 10** 調整池の効果簡易評価例 (10-20)  
Comparison of flood control effect by reservoir and moving average



## 4.4 考察

### 4.4.1 単位流出量と推定流出量の関係

単位流出量が流域末端まで流下するまでにどのように変化するかも関心のある課題である、**Fig. 11**はこの関係の一例である（10-11 総雨量 138mm，土地利用 2009）。ブロック単位流出量（3-1-2）のピーク流出量は， $6.0 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ であったが，ブロック流出量は， $4.9 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ であった。さらに，流域全体単位流出量のピーク流出量  $139.4 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ であったが，流域流出量では  $111.0 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ となった。

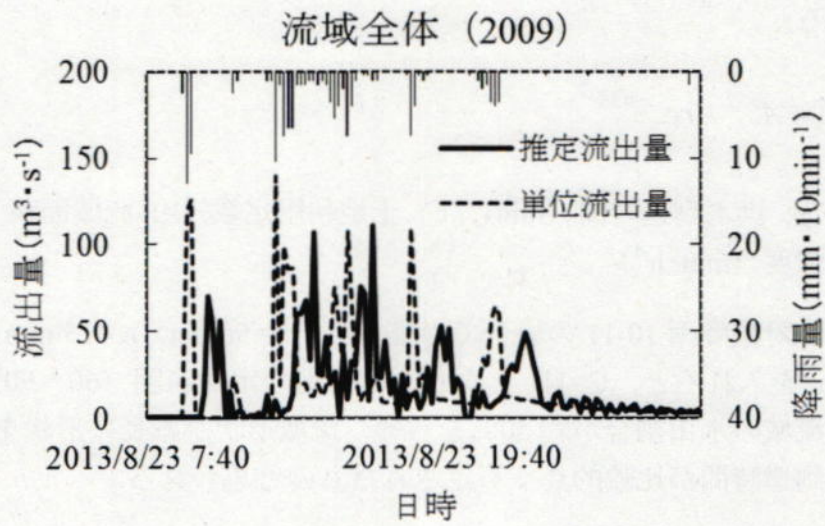
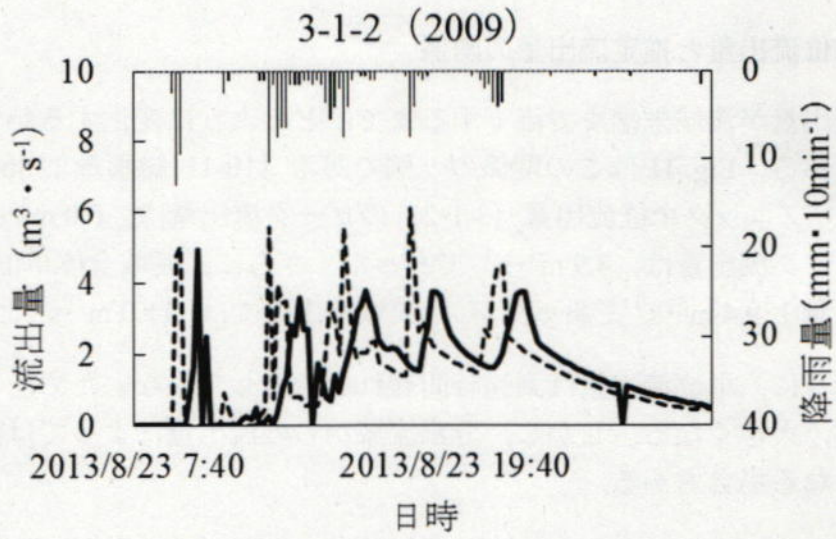
このように，単位流出量は到達時間遅れを考慮していないため，ピーク流出量は通常，大きくなる。しかし，分割流域からの流出量によっては流域流出量が大きくなる場合もある。

本課題は，洪水到達時間とも深い関係をもっている。角屋・福島（1976）はキネマティックウェーブの概念に基づき，到達時間と流域，降雨との関係を求めている。

$$T_p = C \times A^{0.22} \times re^{-0.35} \quad (10)$$

ここに， $T_p$ : 洪水到達時間 (min)， $C$ : 土地利用定数， $A$ : 流域面積 ( $\text{km}^2$ )， $re$ : 有効降雨強度 ( $\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$ )

この式に対象降雨 10-11 の場合での推定値  $T_p=90\text{min}$ ， $re=23 \text{ mm} \cdot \text{hr}^{-1}$ ， $A=17.5\text{km}^2$  を入れると， $C=111$  となり，市街地の定数範囲（60～90）を外れる。これは本流域の水田割合が約 50% を占め，流域形状が細長い形状をしているため，洪水到達時間が比較的長く算定されたものと思われる。



**Fig. 11** 単位流出量と推定流出量の関係 (ブロック及び流域全体)  
 Relationship between unit with estimated in flood discharge hydrograph  
 (block and entire basin)

#### 4.4.2 合理式と本法によるピーク流出量の比較

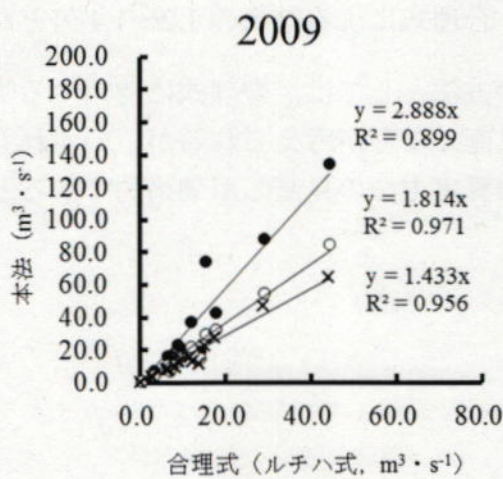
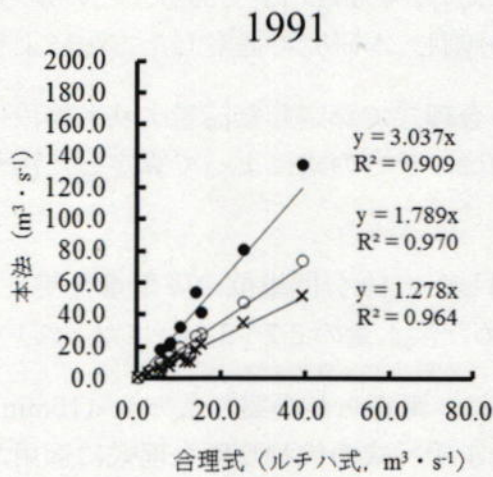
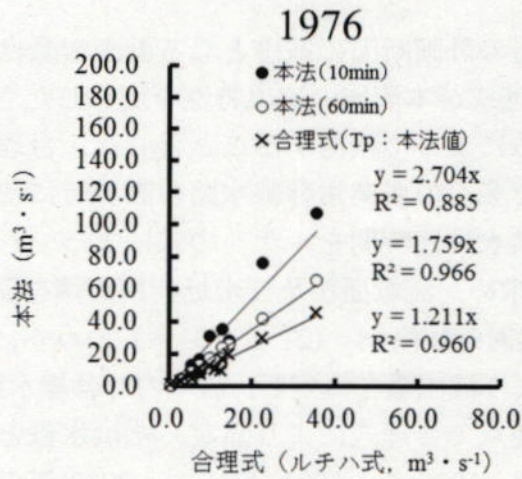
本流域内の幹線水路の計画断面の基礎となる計画流量は、合理式を用いて算定している。今回、合理式が本流域の流出特性を反映したものになっているか、筆者らが提案した方法によって検討することとした。合理式による計画洪水量については、流域内で多くの農業用幹線水路の設計時に使用した算定方法を採用した。すなわち、洪水到達時間をルチハの式によって、降雨強度は、物部の式 ( $K=0.5$ ) によって求め、流域面積及び土地利用面積を反映させた平均流出率を乗じて算定した。検討対象降雨 (21 イベント) のうち、最大流出量を生じさせた降雨 (10-20) により流出量を算定し、流域内の幹線水路 15 地点で算定したピーク流出量と同じ地点で合理式により算定した洪水量と比較した。比較に使用した土地利用面積は、1976 年、1991 年および 2009 年の 3 カ年である。その結果を年次ごとに示したのが、**Fig. 12** である。このうち、白抜き丸は、時間雨量を 10 分単位に均等分割し、本研究で提案した方法により追跡した結果である。

いずれの年も上述の合理式で算定した流量よりも格段に大きく 1.7~1.8 倍となっている。この理由はルチハの式によって算定した洪水到達時間が過大であることによる。

また、本研究で検討した、10 分間単位の降雨量を使って求めた流出量を黒丸で示した 合理式で求めた洪水量の 2.7~3.0 倍になっていることが示された。

さらに、参考のために、筆者らが提案した方法 (10min 雨量採用) によって算定した洪水到達時間をルチハ式の代わりに合理式に適用し、改めて降雨強度及びピーク流出量を算定した結果が **Fig. 12** の×で示したものである。到達時間が短くなることにより、合理式による結果の 1.2~1.4 倍となった。

これに対する対処の方法としては、合理式に使用する降雨強度式の定数、流出率、基準確率年の見直しなどが考えられるが、いずれも便宜的な方法に過ぎない。洪水到達時間の算定方法の見直しが効果的であると考えられる。



**Fig. 12** 合理式と本法のピーク流出量の比較  
Comparison of peak discharge by rational formula and estimated method

#### 4.4.3 単位流出量の統計的考察

今回検討した 21 イベントの豪雨資料を基に、簡単な単位流出量の確率的な考察を行う。確率指標としては平均値 ( $m$ )、標準偏差 ( $\sigma$ ) を基本とし、資料数の限界もあり、確率分布は正規分布を想定する。正規分布であれば、変数が  $m \pm \sigma$  以上の確率は約 68%、 $m \pm 2\sigma$  以上の確率は約 4.5% である。

このような考え方で、倉部川全流域、宅地化の急激な 3-2-2 ブロック、宅地化の緩慢な 3-1-2 ブロックの 1976 年から 2009 年までの 5 回の資料を基に、平均値 ( $m$ )、 $m + \sigma$  および  $m + 2\sigma$  の値を **Fig. 6** に示した。この図から明らかなように、現在の土地利用の状況でも約 4.5% 程度の確率でこれまでの最大流出量を超える洪水が発生することが想定される。

#### 4.5 試験地における流出量の実測値と計算値の比較

##### 4.5.1 試験地の概要

本研究で提案した単位流出量および流域流出量の推定法の妥当性を検証するため、試験流域を選定し検証を行った。試験地は **Fig. 1** に示すように、本地区内上流部 (ブロック 3-1-2, 3-1-3) とし、試験地の排水を受ける幹線水路の水位観測資料から上下流 2 箇所流量を求め、その流量差を流出量の実測値とした。なお、水位観測の測定間隔は 1 時間である。また、本試験地内の水路はコンクリートライニングされているので、 $H-Q$  曲線の測定精度は良い。

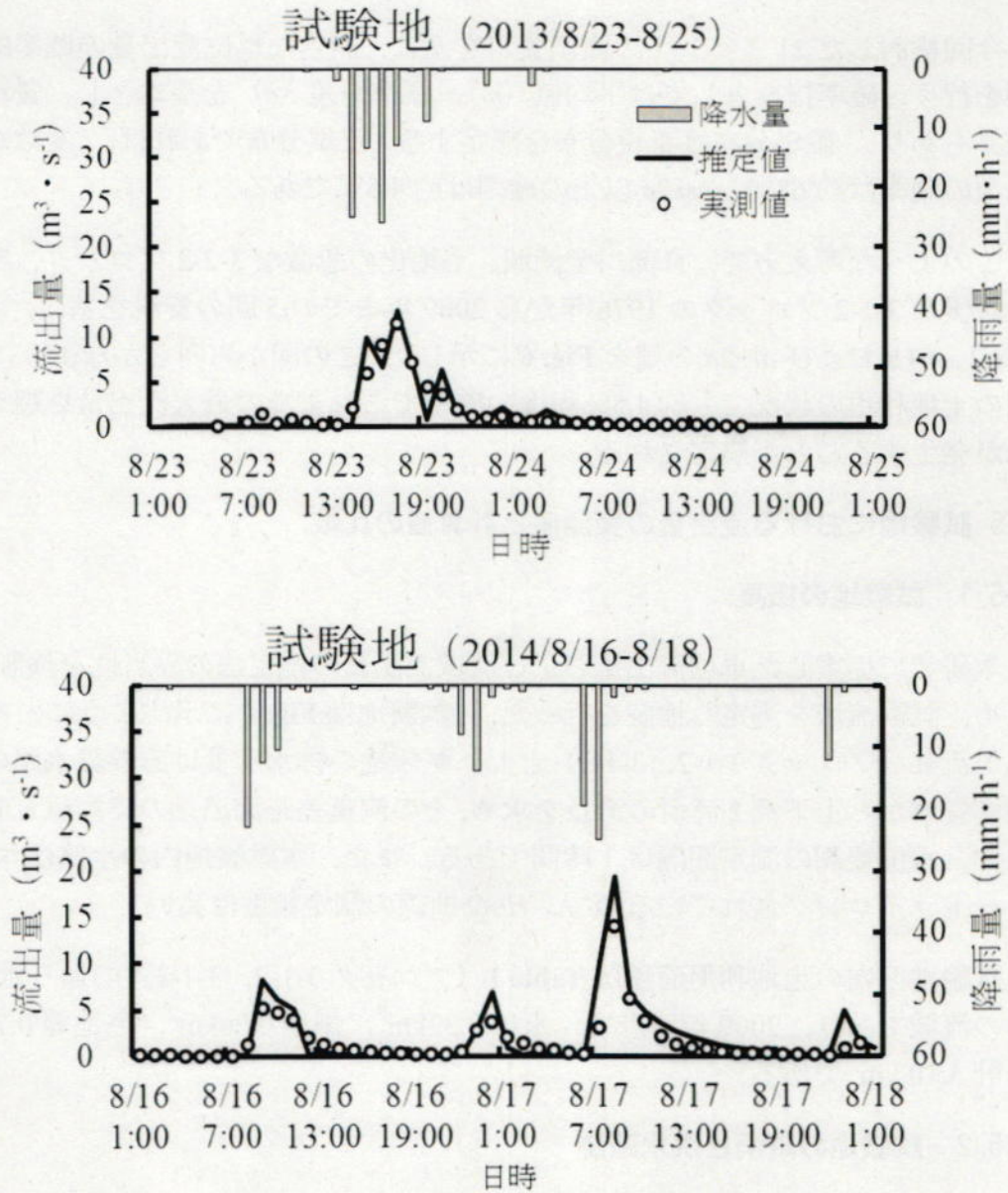
試験地区内の土地利用面積は **Table 1** (ブロック 3-1-2, 3-1-3) の通り水田主体の流域であり、2009 年時点で、水田 2.32km<sup>2</sup>、畑地 0.06km<sup>2</sup>、宅地等 0.78km<sup>2</sup> 合計 3.10 km<sup>2</sup> である。

##### 4.5.2 試験地の降雨と洪水追跡

降雨資料は、上流側水位観測施設で観測している降雨データ [2013 年 8 月 23-25 日 (97mm)、2014 年 8 月 16-18 日 (136.5mm)] を使用した。なお、同観測施設での測定間隔は 1 時間であることから、時間雨量を 10 分単位に均等分割し、本研究で提案した方法で、単位流出量を算出し、圃区流出量、ブロック流出量、流域流出量を追跡した。ハイドログラフは、時間単位の実測流量と比較するため、追跡結果を時間単位に集計したもので作成した。

##### 4.5.3 実測値と計算値の比較

試験地からの流出量の実測値と推定値を比較した結果を **Fig. 13** に示す。2 降雨の場合ともほぼ実測値と推定値が一致しており本法の妥当性が検証された。



**Fig. 13** 流出量の実測値と計算値の比較  
Comparison of observed and estimated hydrograph

#### 4.6 本章のまとめ

本研究では、末端排水路に流入する土地利用別の単位流出量をもとに、圃区流出量、ブロック流出量、流域流出量と洪水追跡し、都市化に伴う流域流出量について検討した。

北陸地方に特有な急勾配扇状地を流れる倉部川流域  $17.5\text{km}^2$  を事例にとり、10分間降雨資料の得られている21イベントについて分析した。分析に使用した土地利用面積は、1976年～2009年のうち、1976、1987、1991、1997および2009年の5年間である。

この間に、宅地等の面積割合は、約24.7%から約45.8%に増加し、これに伴い流域全体では、ピーク時の単位流出量は2.0倍に増大していることが想定され、増大の傾向は、ハイドログラフの変化からも示された。

また、調整池の設置によるピーク流出量の変化から、宅地化に伴って発生するピーク流出量を抑制する調整池の設置が有効なことが推定された。さらに、ブロック及び流域全体レベルで、単位流出量と洪水追跡によって求めた推定流出量の関係を例示すると共に、合理式による洪水推定量と本方式による推定流出量の関係を論じ、前者がかなり小さいことを指摘した。また、

さらに、本流域内に設置された水位記録を分析して、試験地からの流出量と本研究で提案した方法で推定した流出量を比較し、本方法の正当性を検証した。これらの成果は今後の都市化の影響を評価する手法として大いに参考になると考える。

なお、今後に残された課題として、ブロック内に設けられた調整池の効果の問題がある。本論文では、事例として特別な場合についてのみ検討したが、今後に残された重要な課題として、問題を整理し、研究を続ける必要があると考える。

## 引用文献

- 白山市 (2005) : 白山市小規模開発雨水排水協議基準  
<<http://www.city.hakusan.ishikawa.jp/data/.../sidouyoukou28.4.1-.pdf>>
- 石川県 (2013) : 開発に伴う雨水排水対策協議 (雨水排水協議基準)  
<<http://www.pref.ishikawa.lg.jp/kasen/tetsuzuki/usui.html>>
- 石川県立大学 (2012) : 農業用水利用形態等分析データ作成業務報告書
- 角屋睦・福島晟 (1976) : 中小河川の洪水到達時間, 京大防災研究所年報, **19B-2**, 143-152
- 国土交通省 (2014) : 国土数値情報土地利用3次メッシュデータ  
<<http://nlftp.mlit.go.jp/ksj/gml/datalist/KsjTmplt-L03-a.html>>
- 農業土木学会 (1989) : 農業土木ハンドブック改訂5版, 農業土木学会, p. 862-863
- 瀬川学, 丸山利輔, 高瀬恵次 (2016) : 手取川扇状地における水田, 畑地, 宅地からの単位流出量の推定, 農業農村工学会論文集, **302** (84-2), 103-112.



## 第5章 結論と要約

第1章では、これまでの洪水流出解析の研究の実用化に向けた課題と近年の洪水リスクが高まるなか、本研究の位置付けを論じた。

また、研究対象地である手取川扇状地の概況と都市化の推移、本研究の目的について論じた。

第2章では、これまでの本研究に関係する分野の研究を概観した。本研究の対象とした水田の特性にもとづいた研究は限られており、しかも研究目的が異なるため、参考にすることはできても直接利用できるものはなかった。さらに広い地域を対象とした研究も数多く行われていたが、本研究に直接利用できるものはなかった。

第3章では、水田が大部分を占める石川県手取川扇状地を対象とし、都市化に伴う洪水量の変化を解明する前提で、単位区画における大雨時の流出量を単位流出量と定義し、その流出モデルを作成するとともに、併せて流出解析を行った。すなわち、水田については、落水口の形状、高さ、中干し前後の湛水状況および浸透量等を、畑地および宅地においては浸入能を測定して、土地利用ごとに洪水流出モデルを作成し、計画基準雨量規模の降雨54例から単位流出量の特長について検討した。

その結果、総流出率の最大は宅地で、最小は灌漑期水田で発生し、灌漑期水田では総降雨量の増大とともに顕著に増加するのに対し、宅地ではほぼ一定となることを明らかにした。

第4章では、末端排水路に流入する土地利用別の単位流出量をもとに、都市化に伴う流域流出量の変化について検討した。石川県の手取川扇状地を流れる倉部川流域約17.5km<sup>2</sup>を対象に、10分間降雨資料の得られる21降雨イベントについて分析した。

その結果、宅地等の割合が1976年から2009年の間に、約24.7%から49.3%に増加し、ピーク時の流域流出量は約2.0倍に増大していることが想定された。

さらに、各検討年の土地利用のもと、上流から倉部川河口まで、洪水追跡を行った結果からハイドログラフを作成し、都市化に伴う洪水量の変化を具体的に示した。あわせて、調整池の設置によるピーク流出量の低減効果、単位流出量と推定流出量の関係を例示すると共に、合理式による洪水推定量と本方式による推定流出量を比較し、前者では、過小に流出量が算出されることを示した。

また、本流域内に試験地を設定し、実測流量と推定流量を比較することにより本理論の正当性を検証した。

今後、実際の調整施設の設置状況を反映し、さらに広範囲を対象とした流出量の実測値に対する推定値の検証が進められることで、本法の精度が向上するものと考えられる。

### 本論文を構成する論文

瀬川学, 丸山利輔, 高瀬恵次 (2015) : 手取川扇状地における水田, 畑地, 宅地からの単位排水量の推定, 応用水文, 27, 55-64

瀬川学, 丸山利輔, 高瀬恵次 (2016) : 手取川扇状地における水田, 畑地, 宅地からの大雨時における単位流出量の推定, 農業農村工学会論文集, 302 (84-2), 103-112

Manabu Segawa\*, Toshisuke Maruyama, Keiji Takase(2016) : Estimation of Unit Flood Discharge for Various Land Use Types with a Focus on Urbanization, Open Journal of Modern Hydrology, 6, 195-211

瀬川学, 丸山利輔, 高瀬恵次 (2016) : 都市化に伴う流出量の変化—手取川扇状地, 倉部川流域を事例として—, 農業農村工学会論文集 (審査中)

Manabu Segawa, Toshisuke Maruyama, Keiji Takase (2016) : Flood Discharge Changes by Urbanization based on the unit flood concept—Case study of the Kurabe Basin in the Hokuriku region of Japan, Open Journal of Modern Hydrology (投稿予定)

### 参考論文

Toshisuke Maruyama, Manabu Segawa (2016) Reciprocal Analysis of Sensible and Latent Heat Fluxes in a Forest Region Using Single Height Temperature and Humidity Based on the Bowen Ratio Concept, Journal of Water Resource and Protection, 8, 724-742

Toshisuke Maruyama, Manabu Segawa (2016) Application of the Reciprocal Analysis for Sensible and Latent Heat Fluxes with Evapotranspiration at a Humid Region, Open Journal of Modern Hydrology, 6, 230-252

Toshisuke Maruyama, Manabu Segawa (2016) Estimation of the sensible and latent Heat Fluxes by Reciprocal Analysis at an Arid and Semi-arid Region, Open Journal of Modern Hydrology, (編集中)

田中健二, 瀬川学, 藤原洋一, 高瀬恵次, 丸山利輔, 長野峻介 (2017) : 土砂崩壊に伴う高濃度濁水が手取川扇状地の地下水涵養機能に与える影響, 水文水資源学会誌 (30 卷 3 号掲載予定)

## 口頭発表

2015. 11. 13, 農業農村工学会京都支部, 瀬川学, 丸山利輔, 高瀬恵次, 手取川扇状地の灌漑期における水田からの浸透量調査

2014. 11. 18-19, 農業農村工学会水文水資源研究部会, 瀬川学, 丸山利輔, 高瀬恵次, 手取川扇状地における水田, 畑地, 宅地からの単位排水量の推定

2015. 9. 1-4, 農業農村工学会, 瀬川学, 丸山利輔, 高瀬恵次, 手取川扇状地における水田, 畑地, 宅地からの大雨時における単位流出量の推定

2016. 8. 30-31, 農業農村工学会, 瀬川学, 丸山利輔, 高瀬恵次, 都市化に伴う大雨時における末端排水路への流出量の変化—手取川扇状地内の倉部川流域を対象として

## 資料

1. 本研究で使用した各種計算用ファイル
  - 1.1 計算のながれ
  - 1.2 地目別単位流出量の算出
  - 1.3 洪水追跡（圃区から流域全体）までのブロック流出量の算出  
（参考）調整池を考慮した流出量の算出
2. Fortran Program
  - 2.1 横流入を持つ水路の流出計算
  - 2.2 横流入の無い水路の流出計算
3. 浸透量調査
  - 3.1 調査地の概要
  - 3.2 調査方法
  - 3.3 調査結果
4. 浸入能試験
  - 4.1 試験地の概要
  - 4.2 試験方法
  - 4.3 試験結果
  - 4.4 浸入能の算出

## 1. 本研究で使用した計算用ファイルについて

(地目別単位流出量の算定～流域全体までの洪水追跡)

本研究で作成した地目別単位流出量の算定から流域全体までの洪水追跡に関する計算用ファイルについて、その設定および使用方法について、以下のとおり示す。

本ファイルは、倉部川流域を対象として作成したものであるが、計算に必要な土地利用、水路機構、水路規格等に関する諸元が明らかであれば、他の流域にも流用可能であると考ええる。

但し、本ファイルを改変・転用によって得られた結果について、その責任の所在は、使用者に帰属するものであることをここに断る。

### 1.1 計算のながれ

圃場から流域全体に至る洪水解析を行う場合、**Fig.1** に示すフローに従って、洪水追跡を行うこととなる。

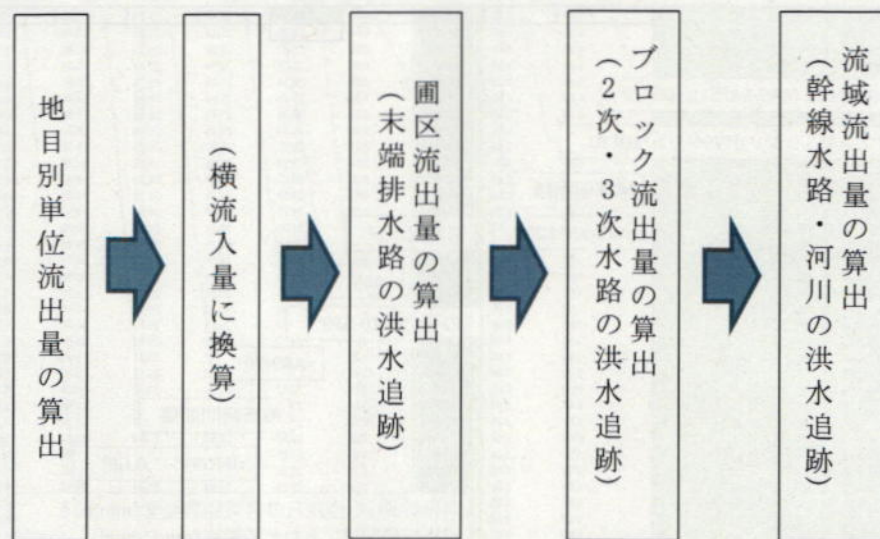


Fig.1 計算フロー

Computational flow

## 1.2 地目別単位流出量の算出

地目別単位流出量は、灌漑期水田、非灌漑期水田・畑地（大麦）、畑地（大豆）、宅地の4地目について、それぞれモデル式があり、実用性を考慮し、表計算ソフト（Excel）で構築した。

地目別単位流出量は、圃区流出量算定時に横流入量に換算することになるため、横流入量の換算まで含めたデータシートを降雨イベント毎に作成し、ブロック（小流域）単位でファイルを作成した。

### 1.2.1 灌漑期水田の単位流出量

本編 3.2.2.1 に示すモデル式に従い、Fig.2 に示すように、セル内に数値、数式が入力してある。緑色のハッチについては、数値の直接入力が必要な箇所を示している。なお、このデータシートは、10min 単位を前提に作成されている。

The spreadsheet displays the following data and formulas:

- Input Parameters (Green cells):**
  - 年日時, 月, 日, 時分 (Date, Time)
  - 降水量 (mm/10min) (Rainfall)
  - 標準田面積 (Standard Field Area) =  $W9/X9*1000$
  - 初期湛水深 (Initial Water Depth) =  $AB9$
  - 解析時間間隔 (Analysis Time Interval) =  $Z9+AD9-AE9-AF9$
  - 日可能蒸発量 (Daily Potential Evaporation) =  $=IF(OR(B9=5,B9=6),0.087,0.141)$
  - ※5,6月は中干し前の浸透量:0.087 (mm/10min)
  - その他は、中干し後の浸透量:0.141 (mm/10min)
- Formulas:**
  - $=IF(AA9>SAES1,(AA9-SAES1)/1000,0)$
  - $=1.838*(SAAS3-0.2*V9)*V9^(3/2)*60*10$
- Output Columns:**
  - 流出計算 (Outflow Calculation)
  - 流出量 (Outflow)
  - 田面積 (Field Area)
  - 単位流出量 (Unit Discharge)
  - 貯留水深1 (Storage Water Depth 1)
  - 貯留水深2 (Storage Water Depth 2)
  - 経過時間 (Elapsed Time)
  - 降水量 (Rainfall)
  - 浸透量 (Infiltration)
  - 流出量 (Outflow)

Fig.2 灌漑期水田の単位流出量 計算シート

Unit discharge of irrigated paddy lots

1.2.2 非灌漑期水田・畑地（大麦）および畑地（大豆）の単位流出量

Fig.3, Fig.4 に示す数式等は、本編 3.2.2.2 に示すモデル式に従っている。浸透割増率は、浸入能試験で得られた灌漑期水田の浸透量に対する比率を指す。最大残留水量は、本編 3.3.4 で示す総降雨量とくぼ地貯留の関係式から求めた最大貯留量を指す。

	AO	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN
1	Ho	04.48									
2											
3											
4											
5											
6											
7											
8											
9											
10											
11											
12											
13											
14											
15											
16											
17											
18											
19											
20											
21											
22											
23											
24											
25											
26											
27											
28											
29											
30											
31											
32											
33											
34											
35											
36											
37											
38											
39											
40											

Fig.3 非灌漑期水田・畑地（大麦）の単位流出量 計算シート  
Unit discharge of non-irrigated paddy lots

	AD	AE	AF	AO	AP	AQ	AR	AS	AT	AU	AV
1	Ho	04.48									
2											
3											
4											
5											
6											
7											
8											
9											
10											
11											
12											
13											
14											
15											
16											
17											
18											
19											
20											
21											
22											
23											
24											
25											
26											
27											
28											
29											
30											
31											
32											
33											
34											
35											
36											
37											
38											
39											
40											

Fig.4 畑地（大豆）の単位流出量 計算シート  
Unit discharge of upland field lots



### 1.2.3 宅地の単位流出量

本編 3.2.2.3 に示すモデル式に従い、Fig.5 に示すように、セル内に数値、数式が入力してある。

1	AD	AE	AF	AW	AX	AY	AZ	BA	BB	BC	BD
2	H0	0.43									
3											
4											
5	降水量	浸透量	浸透量	初期湛水深	初期湛水深	初期湛水深	初期湛水深	初期湛水深	初期湛水深	初期湛水深	初期湛水深
6	R	ET	P	H1	H	h	Q1	A	Q2	H2	
7				H1+R-ET-P							
8	(mm/10min)	(mm/10min)	(mm/10min)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m <sup>2</sup> )	(mm/10min)	(mm)	
9	0.50	0.01	0.141	0.00	0.43	0.00	0.00	449.00	0.00	0.43	
10	0.00	0.01	0.141	0.00	0.36	1.77	0.00	449.00	0.00	0.36	
11	0.00	0.01	0.141	0.00	0.28	1.46	0.00	449.00	0.00	0.28	
12	0.00	0.01	0.141	0.00	0.21	1.12	0.00	449.00	0.00	0.21	
13	0.00	0.01	0.141	0.00	0.14	0.76	0.00	449.00	0.00	0.14	
14	0.00	0.01	0.141	=BD9	0.07	0.38	0.00	449.00	0.00	0.07	
15	0.00	0.01	0.141	0.00	0.00	0.00	0.00	449.00	0.00	0.00	
16	0.00	0.01	0.141	0.00	0.00	0.00	0.00	449.00	0.00	0.00	
17	0.00	0.01	0.141	0.00	0.00	0.00	0.00	449.00	0.00	0.00	
18	0.00	0.01	0.141	=IF(AW9+AD9-AE9-SAZ\$2*\$SBD\$2/6<0,0,AW9+AD9-AE9-SAZ\$2*\$SBD\$2/6)	0.00	0.00	0.00	449.00	0.00	0.00	
19	0.00	0.01	0.141	0.00	0.00	0.00	0.00	449.00	0.00	0.00	
20	0.00	0.01	0.141	0.00	0.00	0.00	0.00	449.00	0.00	0.00	
21	0.00	0.01	0.141	0.00	0.00	0.00	0.00	449.00	0.00	0.00	
22	0.00	0.01	0.141	0.00	0.00	0.00	0.00	449.00	0.00	0.00	
23	0.00	0.01	0.141	0.00	0.00	0.00	0.00	449.00	0.00	0.00	
24	0.00	0.01	0.141	0.00	0.00	0.00	0.00	449.00	0.00	0.00	
25	0.00	0.01	0.141	=IF(AX9>SAZ\$4,SAZ\$3,6.4*(1-EXP(-0.9111*AX9)))	0.00	0.00	0.00	449.00	=AX9-BC9	0.00	
26	0.00	0.01	0.141	0.00	0.00	0.00	0.00	449.00	0.00	0.00	
27	0.00	0.01	0.141	0.00	0.00	0.00	0.00	449.00	0.00	0.00	
28	0.00	0.01	0.141	0.00	0.00	0.00	0.00	449.00	0.00	0.00	
29	0.00	0.01	0.141	0.00	0.00	0.00	0.00	449.00	0.00	0.00	
30	0.00	0.01	0.141	=IF(AX9<AY9,0,AX9-AY9)	0.00	0.00	0.00	449.00	0.00	0.00	
31	0.00	0.01	0.141	0.00	0.00	0.00	0.00	449.00	0.00	0.00	
32	0.00	0.01	0.141	0.00	0.00	0.00	0.00	449.00	0.00	0.00	
33	0.00	0.01	0.141	=IF(AZ9<0,0,(AZ9/1000)*BB9)	0.00	0.00	0.00	449.00	0.00	0.00	
34	0.00	0.01	0.141	0.00	0.00	0.00	0.00	449.00	0.00	0.00	
35	0.00	0.01	0.141	0.00	0.00	0.00	0.00	449.00	0.00	0.00	
36	0.00	0.01	0.141	0.00	0.00	0.00	0.00	449.00	0.00	0.00	
37	0.00	0.01	0.141	0.00	0.00	0.00	0.00	449.00	0.00	0.00	
38	0.00	0.01	0.141	0.00	0.00	0.00	0.00	449.00	0.00	0.00	
39	0.00	0.01	0.141	0.00	0.00	0.00	0.00	449.00	0.00	0.00	
40	0.00	0.01	0.141	0.00	0.00	0.00	0.00	449.00	0.00	0.00	

Fig.5 宅地の単位流出量 計算シート  
Unit discharge of residential area

### 1.2.4 横流入量の換算

圃区の流出量を算出する際に、各圃場から末端排水路へ流入する流出量は、横流入量として扱い、計算上、各圃場から一定水量、流入することとした。すなわち、Fig.6 に示すように、地目別単位流出量に当該ブロックの地目別土地利用面積ウエイトを乗じ、当該ブロック面積で除した値を横流入量とした。

1	Y	AM	BC	CX	CY	DB	DC	DD	DE
2									
3									
4		灌溉期水田	非灌溉期水田・雑地(大葉)	宅地					
5		単位流出量	単位流出量	単位流出量					
6		Q2	Q2	Q2					
7		Q1/A	Q1/A	Q1/A					
8		(mm/10min)	(mm/10min)	(mm/10min)					
9		0.00	0.00	0.00					
10		0.00	0.00	0.00					
11		0.00	0.00	0.00					
12		0.00	0.00	0.00					
13		0.00	0.00	0.00					
14		0.00	0.00	0.00					
15		0.00	0.00	0.00					
16		0.00	0.00	0.00					
17		0.00	0.00	0.00					
18		0.00	0.00	0.00					
19		0.00	0.00	0.00					
20		0.00	0.00	0.00					
21		0.00	0.00	0.00					
22		0.00	0.00	0.00					
23		0.00	0.00	0.00					
24		0.00	0.00	0.00					
25		0.00	0.00	0.00					
26		0.00	0.00	0.00					

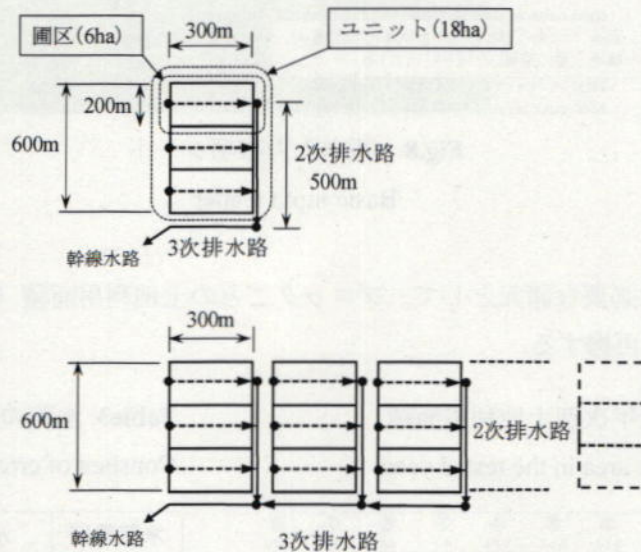
Fig.6 横流入量の換算 計算シート

Conversion from unit discharge to inflow volume

### 1.3 洪水追跡（圃区から流域全体）までのブロック流出量の算出

別途ファイルで算出した横流入量をまとめたシート，圃区～ブロック流出量算出シート，幹線水路・河川の洪水追跡シートをまとめて，降雨イベント単位でファイルを作成した。

本研究では，**Fig.7** に示すように，圃区が幹線水路と垂直方向に3列並んだ形状（ユニット）を想定しており，圃区からの流出量は，2次排水路で受け，上流から200m毎に合流し，500m流下したところで，3次排水路と合流する。3次排水路は，1ユニットあたり300mであるが，**Table1** で示すモデルユニット数に応じて，300mずつ延伸し，300m毎に2次排水路が合流し，幹線水路に至る。



**Fig. 7** ブロックの流出モデル  
Runoff model of block

**Table1** ブロック別モデルユニット数  
Number of model units

ブロック名	ブロック面積 (km <sup>2</sup> )	接続幹線	水路延長 (m)	ブロック標準幅 (m)	排水箇所数 (箇所)	排水割当面積 (ha)	モデルユニット数 (ユニット面積：18ha)
	①				②	③=①/②	④=③/18
2-1	1.4	2-4号1	3,315	422	8	18	1
2-2	0.3	2-4号1	1,177	255	2	15	1
2-4	0.8	2-4号5	2,530	316	4	20	1
3-1-1	0.7	3-1号6	154	4,545	1	70	4
3-1-2	2.1	3-1号2	1,204	1,744	6	35	2
3-1-3	1.1	3-1号1	1,845	596	5	22	1
3-2-1	0.8	3-2号14	1,206	663	4	20	1
3-2-2	1	3-2号10	3,386	295	3	33	2
3-3	1.2	3-3号10	3,121	384	7	17	1
3-5	2.7	3-5号	5,070	533	9	30	2
K-1~K-4	4.2	倉部川-1	3,170	1,325	15	28	2
Y	1.3	屋越川-1	1,600	813	6	22	1
15	17.6		27,778	634	70	25	18

1.3.1 基本入力事項

洪水追跡の基本データとなる圃場からの流入量（横流入量）について、別途ファイルで算出した値を Fig.8 に示すように、ブロック毎に入力する。

	A	B	C	D	G	J	M	P	S	V
1										
2			時間間隔(sec)	2-2	3-1-3	3-1-2	3-1-1		ブロック(小流域)番号	3-2-1
3				mm/10min	mm/10min	mm/10min	mm/10min	mm/10min	mm/10min	mm/10min
4	整理番号	年日時		1976	1976	1976	1976	1976	1976	1976
5	1	0 2014/8/16 0:10		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	2	600 2014/8/16 0:20		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	3	1200 2014/8/16 0:30		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	4	1800 2014/8/16 0:40		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	5	2400 2014/8/16 0:50		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	6	3000 2014/8/16 1:00		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	7	3600 2014/8/16 1:10		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	8	4200 2014/8/16 1:20		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	9	4800 2014/8/16 1:30		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	10	5400 2014/8/16 1:40		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	11	6000 2014/8/16 1:50		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	12									
17	13									
18	14	7800 2014/8/16 2:20		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	15	8400 2014/8/16 2:30		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Fig.8 基本入力事項シート

Basic input matter

その他、計算に必要な諸元として、ブロックごとの土地利用面積 (Table2)、水路の断面係数 (Table3) を再掲する。

Table2 年次別土地利用面積

Land use area in the tested years

年次	ブロック番号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
	ブロック名	2-2	3-1-3	3-1-2	3-1-1	2-1	2-4	3-3	3-2-2
1976	水田	0.22	0.91	1.79	0.62	1.27	0.75	0.68	0.58
	畑地	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	宅地等	0.03	0.20	0.26	0.05	0.19	0.08	0.56	0.38
1987	水田	0.21	0.86	1.74	0.60	1.25	0.71	0.58	0.46
	畑地	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	宅地等	0.04	0.25	0.31	0.07	0.21	0.12	0.66	0.50
1991	水田	0.21	0.86	1.74	0.61	1.25	0.72	0.57	0.45
	畑地	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	宅地等	0.04	0.25	0.30	0.06	0.21	0.11	0.67	0.51
1997	水田	0.21	0.85	1.73	0.60	1.22	0.70	0.51	0.40
	畑地	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	宅地等	0.04	0.26	0.31	0.07	0.24	0.13	0.73	0.56
2009	水田	0.14	0.65	1.67	0.59	1.11	0.63	0.27	0.26
	畑地	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	宅地等	0.11	0.46	0.32	0.08	0.35	0.20	0.97	0.70
	宅地増加倍*	4.11	2.28	1.22	1.59	1.80	2.52	1.71	1.85

年次	ブロック番号	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	合計
	ブロック名	3-2-1	K-4	K-3	K-2	K-1	3-5	Y	
1976	水田	0.46	0.49	1.30	0.96	0.92	1.69	0.38	13.03
	畑地	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.40
	宅地等	0.37	0.00	0.12	0.23	0.16	1.02	0.48	4.13
1987	水田	0.39	0.47	1.04	0.92	0.67	1.45	0.15	11.49
	畑地	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.42	0.42
	宅地等	0.44	0.02	0.38	0.27	0.41	1.26	0.70	5.63
1991	水田	0.38	0.47	0.95	0.77	0.59	1.45	0.16	11.18
	畑地	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.41	0.42
	宅地等	0.45	0.02	0.47	0.42	0.49	1.26	0.68	5.94
1997	水田	0.36	0.44	0.90	0.73	0.57	1.22	0.14	10.58
	畑地	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.42	0.42
	宅地等	0.47	0.05	0.52	0.46	0.51	1.49	0.70	6.53
2009	水田	0.13	0.41	0.69	0.58	0.50	0.91	0.12	8.67
	畑地	0.00	0.00	0.02	0.01	0.00	0.00	0.42	0.50
	宅地等	0.70	0.08	0.72	0.61	0.58	1.80	0.71	8.38
	宅地増加倍*	1.91	-	5.93	2.68	3.59	1.77	1.48	2.03

\* 宅地増加倍: 宅地等面積(2009) / 宅地等面積(1976)

Table3 水路の断面係数  $W=KQP$

Constant of cross section  $K$  and  $P$

水路種別	K	P	L(m)
末端水路	1.203	0.910	300
2次排水路	0.903	0.860	500
3-1号-1	0.763	0.778	1,845
3-1号-2	0.976	0.753	1,204
3-1号-7	0.993	0.730	154
3-2号-10	0.958	0.706	3,386
3-2号-14	0.893	0.707	1,206
3-3号-1	0.931	0.759	617
3-3号-10	1.035	0.675	3,121
3-3号-11	1.520	0.670	187
3-5号-1	1.063	0.810	584
3-5号-13	1.247	0.664	5,070
2-4号-1	1.077	0.838	3,315
2-4号-5	1.077	0.838	2,530
屋越川-1	1.683	0.694	1,600
倉部川-1	1.670	0.692	3,170

### 1.3.2 圃区流出量

圃区流出量については、本編 4.2.5.1 のモデル式に従い、実際の計算は Fortran(GNU-g77)でも計算可能であるが、Excel の solver 機能を使って、最適化によって流下時間を計算することも可能であるため、ここではこれを採用した。(Fig.9)

	A	B	C	F	I	L	O	P	Q	R	S
1	P	0.91					15	16	17	18	19
2	K	1.203	3-1-1	A=	0.67	km <sup>2</sup>	Δt	y j	Δx	qj	L-Δx
3	L	300	mm/10min	m <sup>3</sup> /s/72ha	m <sup>3</sup> /s/A	m <sup>3</sup> /s	s	m <sup>3</sup> /s	m	m <sup>3</sup> /s/6ha	
4	q0	0.001	1976	1976	1976	1976	1976	1976.000	1976	0.001	1976
5	1	2014/8/16 0:10	0.000	0.000	0.000	0.000E+00	1.0	0.000E+00	0.0	0.001	0
6	2	2014/8/16 0:20	0.000	0.000	0.000	0.000E+00	1.0	0.000E+00	0.0	0.001	0
7	3	2014/8/16 0:30	0.000	0.000	0.000	0.000E+00	1.0	0.000E+00	0.0	0.001	0
8	4	2014/8/16 0:40	0.000	0.000	0.000	0.000E+00	1.0	0.000E+00	0.0	0.001	0
9	5	=基本入力事項!C5	0.000	0.000	0.000	0.000E+00	=L5	0.000E+00	0.0	=B4	0
10	6		0.000	0.000	0.000	0.000E+00	1.0	0.000E+00	0.0	0.001	0
11	7	=基本入力事項!M5	0.004	0.004	0.000	0.000E+00	1.0	0.000E+00	0.0	0.001	0
12	8		0.003	0.003	0.000	0.000E+00	=IFERROR((R5-SR\$4)/P5,0)	0.0	0.001	0	0
13	9	2014/8/16 1:30	ブロック面積	0.003	0.003	0.000E+00	1.0	0.000E+00	0.0	0.001	0
14	10	2014/8/16 1:40		0.007	0.007	0.000E+00	= (P5*O5/\$B\$2+\$R\$4*\$B\$1)^(1/\$B\$1)	0.0	0.001	0	
15	11	2014/8/16 1:50		0.006	0.006	0.000E+00	1.0	0.000E+00	0.0	0.001	0
16		末端排水路の断面計数(K,P), 水路延長(L=300m), 初期流出量(q0=0.001)		0.010	0.009	0.000E+00	1.0	0.000E+00	0.0	0.001	0
17				0.009	0.008	0.000E+00	1.0	0.000E+00	0.0	0.001	0
18				0.010	0.009	0.000E+00	1.0	0.000E+00	0.0	0.001	0
19				0.012	0.011	0.000E+00	1.0	0.000E+00	0.0	0.001	0
20	16	2014/8/16 2:40		0.012	0.011	0.000E+00	1.0	0.000E+00	0.0	0.001	0
21	17	2014/8/16 2:50		0.012	0.011	0.000E+00	1.0	0.000E+00	0.0	0.001	0

Fig.9 圃区流出量の計算シート  
Discharge of field

目的関数を  $L - \Delta x$  (S 欄) とし、変数を  $\Delta t$  (O 欄) とし、下記のマクロ式を実行し、一行ずつ最適化を行う。

例では、1976 年の単年度であるので、“Macro 20” で計算可能であるが、本研究で実施した複数年 (1976 年, 1991 年, 2009 年) を一度に最適化を実行する場合は、“Macro 19” が便利である。

Sub Macro20()

単位流出量 (1976)

Dim r As Long

Dim lastRow As Long

```

lastRow = Range("A" & Rows.Count).End(xlUp).Row
SolverReset
For r = 5 To 292
SolverReset
SolverOptions Precision:=0.1, Convergence:=0.1 _
    , StepThru:=False, Scaling:=False, AssumeNonNeg:=False, Derivatives:=2
SolverOk SetCell:="S" & r, MaxMinVal:=3, ValueOf:=0, ByChange:=Range(Cells(r, 15),
Cells(r, 15))
    SolverAdd CellRef:="$O" & r, Relation:=1, FormulaText:=3600
    SolverAdd CellRef:="$O" & r, Relation:=3, FormulaText:=1
    SolverSolve UserFinish:=True
Next
End Sub

```

```

Sub Macro19()

```

```

' 单位流出量 (1976-2009)

```

```

Dim r As Long
Dim lastRow As Long
lastRow = Range("A" & Rows.Count).End(xlUp).Row
SolverReset
For r = 59 To 292
SolverReset
SolverOptions Precision:=0.1, Convergence:=0.1 _
    , StepThru:=False, Scaling:=False, AssumeNonNeg:=False, Derivatives:=2
SolverOk SetCell:="S" & r, MaxMinVal:=3, ValueOf:=0, ByChange:=Range(Cells(r, 15),
Cells(r, 15))
    SolverAdd CellRef:="$O" & r, Relation:=1, FormulaText:=3600
    SolverAdd CellRef:="$O" & r, Relation:=3, FormulaText:=1
    SolverSolve UserFinish:=True
Next
SolverReset
For r = 59 To 292
SolverReset
SolverOptions Precision:=0.1, Convergence:=0.1 _

```

```
        , StepThru:=False, Scaling:=False, AssumeNonNeg:=False, Derivatives:=2
SolverOk SetCell:="X" & r, MaxMinVal:=3, ValueOf:=0, ByChange:=Range(Cells(r, 20),
Cells(r, 20))
    SolverAdd CellRef:="$T" & r, Relation:=1, FormulaText:=3600
    SolverAdd CellRef:="$T" & r, Relation:=3, FormulaText:=1
    SolverSolve UserFinish:=True
Next
SolverReset
For r = 59 To 292
    SolverReset
    SolverOptions Precision:=0.1, Convergence:=0.1 _
        , StepThru:=False, Scaling:=False, AssumeNonNeg:=False, Derivatives:=2
    SolverOk SetCell:="AC" & r, MaxMinVal:=3, ValueOf:=0, ByChange:=Range(Cells(r, 25),
Cells(r, 25))
    SolverAdd CellRef:="$Y" & r, Relation:=1, FormulaText:=3600
    SolverAdd CellRef:="$Y" & r, Relation:=3, FormulaText:=1
    SolverSolve UserFinish:=True
Next
End Sub
```

### 1.3.3 ユニット流出量

圃区からの流出量を受けた2次排水路の洪水追跡となるが、区間の起点に合流後の流量を与えて、河道流のみ計算を行っている。流下時間（AI欄）に応じて、当該時間の流出量を時間帯ごとに振り分けしている（AJ欄）。追跡する水路延長は500mである。

Q	R	S	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	
17	18	19	P	0.902	0 m(0m地点)			(200m地点)	200	← 区間水路長		
$\Delta x$	$q_j$	$L-\Delta x$	K	1.037	Q0	T0	TL1	経過時間	時間遅れ Q2	TL2		
m	$m^3/s/6ha$		L		$m^3/s/6ha$			(絶対値)	Q1	Q0+Q1		
1976	0.001	1976	Tz		1976	1976	1976	Tz+T0+TL1	1976	1976	1976	
0.0	0.001	0	0	2014/8/16 0:10	0.001	1.0	368.142	369.1	0.001	0.002	343.965	
0.0	0.001	0	600	2014/8/16 0:20	0.001	1.0	368.142	969.1	0.001	0.002	343.965	
0.0	0.001	0	1200	2014/8/16 0:30	0.001	1.0	368.142	1569.1	0.001	0.002	343.965	
0.0	0.001	0	1800	2014/8/16 0:40	0.001	1.0	368.142	2169.1	0.001	0.002	343.965	
0.0	0.001	0	2400	2014/8/16 0:50	0.001	1.0	368.142	2769.1	0.001	0.002	343.965	
0.0	0.001	0	3000	2014/8/16 1:00	0.001	1.0	368.142	3369.1	0.001	0.002	343.965	
0.0	0.001	0	3600	2014/8/16 1:10	0.001	1.0	368.142	3969.1	0.001	0.002	343.965	
0.0	0.001		=基本入力事項IB5	2014/8/16 1:20	=R5	0.001	1.0	368.142	4569.1	0.001	0.002	343.965
0.0	0.001		4000	2014/8/16 1:30	0.001	1.0	368.142	5169.1	0.001	0.002	343.965	
0.0	0.001		2次排水路の断面計数(K,P)	4/8/16 1:40	=O5	0.001	1.0	368.142	5769.1	0.001	0.002	343.965
0.0	0.001		4400	4/8/16 1:50	0.001	1.0	368.142	6369.1	0.001	0.002	343.965	
0.0	0.001		4800	2014/8/16 2:00	0.001	1.0	368.142	6969.1	0.001	0.002	343.965	
0.0	0.001		=IFERROR(\$AJS1/(AF5*(1-\$AES1)/(SAE1*\$AES2)),0)	2014/8/16 2:10	0.001	1.0	368.142	7569.1	0.001	0.002	343.965	
0.0	0.001	0	7800	2014/8/16 2:20	0.001	1.0	368.142	8169.1	0.001	0.002	343.965	
0.0	0.001	0	8400	2014/8/16 2:30	=SAD5+AH5+AG5	0.001	1.0	368.142	8769.1	0.001	0.002	343.965
0.0	0.001	0	9000	2014/8/16 2:40	0.001	1.0	368.142	9369.1	0.001	0.002	343.965	
0.0	0.001		=SUMIFS(\$AF5:\$AF5323,\$AIS5:\$AIS5323,">="&\$AD5,\$AIS5:\$AIS5323,"<="&\$AD6)	2014/8/16 2:50	0.001	1.0	368.142	9969.1	0.001	0.002	343.965	
0.0	0.001	0	10800	2014/8/16 3:00	0.001	1.0	368.142	10569.1	0.001	0.002	343.965	
0.0	0.001	0	11400	2014/8/16 3:10	0.001	1.0	368.142	11169.1	0.001	0.002	343.965	
0.0	0.001	0	12000	2014/8/16 3:20	0.001	1.0	368.142	11769.1	0.001	0.002	343.965	
0.0	0.001	0	12000	2014/8/16 3:30	0.001	1.0	368.142	12369.1	0.001	0.002	343.965	

AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN	AO	AP	AQ	AR	AS	AT
(200m地点)	200	← 区間水路長	(400m地点)	200	← 区間水路長	(500m地点)	100	← 区間水路長				
TL1	経過時間	時間遅れ Q2	TL2	経過時間	時間遅れ Q3	TL3	経過時間	時間遅れ Q4	TL4			
	(絶対値)	Q1	Q0+Q1	(絶対値)	Q2'	Q0+Q2'	(絶対値)	Q3'	Q3'			
1976	Tz+T0+TL1	1976	1976	1976	Tz+T0+TL2	1976	1976	1976	Tz+T0+TL3	1976	1976	1976
368.142	369.1	0.001	0.002	343.965	713.1	0.000	0.001	184.071	897.2	0.000	0.000	0
368.142	969.1	0.001	0.002	343.965	1313.1	0.002	0.003	165.283	1478.4	0.001	0.001	552.213
368.142	1569.1	0.001	0.002	343.965	1913.1	0.002	0.003	165.283	2078.4	0.003	0.003	495.848
368.142	2169.1	0.001	0.002	343.965	2513.1	0.002	0.003	165.283	2678.4	0.003	0.003	495.848
368.142	2769.1	0.001	0.002	343.965	3113.1	0.002	0.003	165.283	3278.4	0.003	0.003	495.848
368.142	3369.1	0.001	0.002	343.965	3713.1	0.002	0.003	165.283	3878.4	0.003	0.003	495.848
368.142	3969.1	0.001	0.002	343.965	4313.1	0.002	0.003	165.283	4478.4	0.003	0.003	495.848
368.142	4569.1	0.001	0.002	343.965	4913.1	0.002	0.003	165.283	5078.4	0.003	0.003	495.848
368.142	5169.1	0.001	0.002	343.965	5513.1	0.002	0.003	165.283	5678.4	0.003	0.003	495.848
368.142	5769.1	0.001	0.002	343.965	6113.1	0.002	0.003	165.283	6278.4	0.003	0.003	495.848
368.142	6369.1	0.001	0.002	343.965	6713.1	0.002	0.003	165.283	6878.4	0.003	0.003	495.848
368.142	6969.1	0.001	0.002	343.965	7313.1	0.002	0.003	165.283	7478.4	0.003	0.003	495.848
368.142	7569.1	0.001	0.002	343.965	7913.1	0.002	0.003	165.283	8078.4	0.003	0.003	495.848
368.142	8169.1	0.001	0.002	343.965	8513.1	0.002	0.003	165.283	8678.4	0.003	0.003	495.848
368.142	8769.1	0.001	0.002	343.965	9113.1	0.002	0.003	165.283	9278.4	0.003	0.003	495.848
368.142	9369.1	0.001	0.002	343.965	9713.1	0.002	0.003	165.283	9878.4	0.003	0.003	495.848
368.142	9969.1	0.001	0.002	343.965	10313.1	0.002	0.003	165.283	10478.4	0.003	0.003	495.848
368.142				109	=SUMIFS(\$AK5:\$AK5323,\$AM5:\$AM5323,">="&\$AD5,\$AM5:\$AM5323,"<="&\$AD6)	115	=SUMIFS(\$AOS5:\$AOS5323,\$AQ5:\$AQ5323,">="&\$AD5,\$AQ5:\$AQ5323,"<="&\$AD6)	121				
368.142	12369.1	0.001	0.002	343.965	12713.1	0.002	0.003	165.283	12878.4	0.003	0.003	495.848

Fig.10 ユニット流出量の計算シート

Discharge of three fields

### 1.3.4 排水箇所あたりの流出量

ユニットからの流出量を受けた3次排水路の洪水追跡となるが、区間の起点に合流後の流量を与えて、河道流のみ計算を行っている (Fig.11)。流下時間 (AU 欄) に応じて、当該時間の流出量を時間帯ごとに振り分けしている (AV 欄)。排水路の延長は、Table1 で示すモデルユニット数に応じて、300m ずつ延伸し、300m 毎に2次排水路が合流し、幹線水路に至る。本例の3-1-1の場合、ユニット数が4であるため、2次排水路から幹線水路に合流するまでの延長が1,700m (2次排水路:500m, 3次排水路:1,200m)となる。

	AQ	AR	AS	AT	AU	AV	AW	AX	AY	AZ	EA
1	(500m地点)	100		(800m地点)	300	← 区間水路長		(1100m地点)	300	← 区間水路長	
2	経過時間	時間遅れ Q4		TL4	経過時間	時間遅れ Q5		TL5	経過時間	時間遅れ Q6	
3	(絶対値)	Q3'	Q3'		(絶対値)	Q4'	Q3'+Q4'		(絶対値)	Q5'	Q3'+Q5'
4	Tz+T0+TL3	1976	1976	1976	Tz+T0+TL4	1976	1976	1976	Tz+T0+TL5	1976	1976
5	897.2	0.000	0.000	0.000	897.2	0.000	0.000	0.000	897.178	0.000	0.000
6	1478.4	0.001	0.001	552.213	2030.6	0.000	0.001	552.213	2582.816	0.000	0.001
7	2078.4	0.003	0.003	495.848	2574.2	0.000	0.003	495.848	3070.086	0.000	0.003
8	2678.4	0.003	0.003	495.848	3174.2	0.001	0.004	482.064	3656.302	0.000	0.003
9	3278.4	0.003	0.003	495.848	3774.2	0.003	0.006	463.284	4237.522	0.001	0.004
10	3878.4	0.003	0.003	495.848	4374.2	0.003	0.006	463.284	4837.522	0.003	0.006
11	4478.4	0.003	0.003	495.848	4974.2	0.003	0.006	463.284	5437.522	0.004	0.007
12	5078.4	0.003	0.003	495.848	5574.2	0.003	0.006	463.284	6037.522	0.006	0.009
13	5678.4	0.003	0.003	495.848	6174.2	0.003	0.006	463.284	6637.522	0.006	0.009
14	=AR5		0.003	495.848	6774	=AV5+AR5	0.006	463.284	7237.522	0.006	0.009
15			0.003	495.848	7374		0.006	463.284	7837.522	0.006	0.009
16	=IFERROR(\$A\$1/(\$A\$5*(1-\$A\$2)),0)			495.848	7974	=IFERROR(\$A\$1/(\$A\$5*(1-\$A\$2)),0)		463.284	8437.522	0.006	0.009
17				495.848	8574			463.284	9037.522	0.006	0.009
18				495.848	9174			463.284	9637.522	0.006	0.009
19	9278.4	0.003	0.003	495.848	9774.2	0.003	0.006	463.284	10237.522	0.006	0.009
20	9878.4	0.003	=AT5+AQ5	495.848	10374.2	0.003	=AX5+AU5	463.284	10837.522	0.006	0.009
21	10478.4	0.003	0.003	495.848	10974.2	0.003	0.006	463.284	11437.522	0.006	0.009
22					11574.2				12037.522	0.006	0.009
23					12174.2				12637.522	0.006	0.009
24	12278.4	0.003	0.003	495.848	12774.2	0.003	0.006	463.284	13237.522	0.006	0.009
25	12878.4	0.003	0.003	495.848	13374.2	0.003	0.006	463.284	13837.522	0.006	0.009

	AY	AZ	EA	EB	BC	ED	EE	EF	EG	EH	EI
1	300			(1400m地点)	300	← 区間水路長		(1700m地点)	300	← 区間水路長	
2	経過時間	時間遅れ Q6		TL6	経過時間	時間遅れ Q7		TL7	経過時間	時間遅れ Q8	
3	(絶対値)	Q5'	Q3'+Q5'		(絶対値)	Q6'	Q3'+Q6'		(絶対値)	Q7'	Q3'+Q7'
4	Tz+T0+TL5	1976	1976	1976	Tz+T0+TL6	1976	1976	1976	Tz+T0+TL7	1976	1976
5	897.178	0.000	0.000	0.000	897.178	0.000	0.000	0.000	897.178	0.000	0.000
6	2582.816	0.000	0.001	552.213	3135.028	0.000	0.001	552.213	3687.241	0.000	0.001
7	3070.086	0.000	0.003	495.848	3565.934	0.000	0.003	495.848	4061.782	0.000	0.003
8	3656.302	0.000	0.003	495.848	4152.150	0.000	0.003	495.848	4647.998	0.000	0.004
9	4237.522	0.001	0.004	482.064	4719.586	0.000	0.003	495.848	5215.434	0.000	0.006
10	4837.522	0.003	0.006	463.284	5300.807	0.004	0.007	456.338	5757.145	0.000	0.006
11	5437.522	0.004	0.007	456.338	5893.861	0.008	0.006	463.284	6357.145	0.004	0.010
12	6037.522	0.006	0.009	445.237	6482.759	0.004	0.007	456.338	6939.097	0.003	0.009
13	6637.522	0.006	0.009	445.237	7082.759	0.006	0.009	445.237	7527.995	0.003	0.009
14	7237		0.009	445.237	7682.7		0.010	440.663	8123.422	0.007	0.013
15	7837	=AZ5+AR5	0.009	445.237	8282.7	=BD5+AS5	0.012	432.859	8715.618	0.006	0.012
16			0.009	445.237	8882		0.012	432.859	9315.618	0.007	0.013
17	=IFERROR(\$B\$1/(\$B\$5*(1-\$B\$2)),0)			445.237	9482	=IFERROR(\$B\$1/(\$B\$5*(1-\$B\$2)),0)		432.859	9915.618	0.009	0.015
18				445.237	10082			432.859	10515.618	0.010	0.016
19	10237.522	0.006	0.009	445.237	10682.759	0.009	0.012	432.859	11115.618	0.012	0.018
20	10837.522	0.006	=BB5+AY5	445.237	11282.759	0.009	=BF5+BC5	432.859	11715.618	0.012	0.018
21	11437.522	0.006	0.009	445.237	11882.759	0.009	0.012	432.859	12315.618	0.012	0.018
22					12482.759				12915.618	0.012	0.018
23					13082.759				13515.618	0.012	0.018
24	13237.522	0.006	0.009	445.237	13682.759	0.009	0.012	432.859	14115.618	0.012	0.018
25	13837.522	0.006	0.009	445.237	14282.759	0.009	0.012	432.859	14715.618	0.012	0.018

Fig.11 排水箇所あたり流出量の計算シート

Discharge of Twelve fields



### 1.3.5 ブロック流出量

Fig.12 に示すように、幹線水路（河川を含む）と合流する排水箇所あたりの流出量から当該ブロックからの流出量を算出する。

	A	B	C	F	I	L	O	P
1	P	0.91					15	16
2	K	1.203	3-1-1	A=	0.67	km <sup>2</sup>	Δt	y j
3	L	300	mm/10min	m <sup>3</sup> /s/72ha	m <sup>3</sup> /s/A	m <sup>3</sup> /s	s	m <sup>3</sup> /s
4	q0	0.001	1976	1976	1976	1976	1976	1976.000
5	1	2014/8/16 0:10	0.000	0.000	0.000	0.000E+00	1.0	0.000E+00
6	2	2014/8/16 0:20	0.000	0.000	0.000	0.000E+00	1.0	0.000E+00
7	3	2014/8/16 0:30	0.000	0.000	0.000	0.000E+00	1.0	0.000E+00
8			0.000	0.000	0.000	0.000E+00		0E+00
9			0.000	0.000	0.000	0.000E+00		0E+00
10			0.000	0.000	0.000	0.000E+00	1.0	0.000E+00
11			0.000	0.004	0.004	0.000E+00	1.0	0.000E+00
12	8	2014/8/16 1:20	0.000	0.003	0.003	0.000E+00	1.0	0.000E+00
13	9	2014/8/16 1:30	0.000					0.000E+00
14	10	2014/8/16 1:40	0.000					0.000E+00
15	11	2014/8/16 1:50	0.000					0.000E+00
16	12	2014/8/16 2:00	=BH5					0.000E+00
17	13	2014/8/16 2:10	0.000	0.009	0.008	0.000E+00	1.0	0.000E+00

※72は、18(ha/ユニット)×ユニット数で決定するため、ブロック毎に異なる。

ブロック面積

=F5\*\$I\$2\*100/72  
 ※72は、18(ha/ユニット)×ユニット数で決定するため、ブロック毎に異なる。

Fig.12 ブロック流出量の計算シート  
 Discharge of block

### 1.3.6 幹線水路（河川を含む）の流出量

Fig.13 に示すように、当該路線に合流するブロック流出量、幹線水路流出量を時間帯ごとに合計し、それを起点と与えて、河道流のみ計算を行っている。本例の場合、幹線水路（3-1号7）は、幹線水路（3-1号2）、幹線水路（2-4号5）および3-1-1ブロックの流出量が起点で合流し、河道流の計算によって、流下時間（S欄）に応じて、当該時間の流出量を時間帯ごとに振り分けしている（T欄）。

幹線水路網とブロックの関係については、Fig.14 に示すとおりであるが、本例の幹線水路（3-1号2）の様に、分配された流出量が対象の場合は、分配率を乗じて、予め補正する必要がある。

上流から順に、路線毎に追跡計算を進めることで、河口での解析結果、すなわち流域全体の解析結果が得られる。

	B	C	D	E	F	G	H	K	N	Q	R	S	T	
1	3-1号7	P	0.73	3-1号2	71%		2-4号5	3-1-1						
2		K	0.993	①			②	③	①+②+③			経過時間	時間遅れ	
3		L	154	m <sup>3</sup> /s/A			m <sup>3</sup> /s/A	m <sup>3</sup> /s/A	m <sup>3</sup> /s/A	Q	TL	(絶対値)	Q	
4				1976			1976	1976	1976	1976	1976	Tz+TL	1976	
5			0	2014/8/26 0:10	0.000	分配率	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
6			600	2014/8/26 0:20	0.000		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	600.000	0.000	
7			1200	2014/8/26 0:30	0.000		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1200.000	0.000	
8			1800	2014/8/26 0:40	0.000		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1800.000	0.000	
9			3000	2014/8/26 1:00	0.000	=2-4号5!Q5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3000.000	0.000	
10			4800	2014/8/26 1:30	0.000	=3-1-1!H5	0.000	0.004	0.004	0.004	505.448	4105.448	0.004	
11			5400	2014/8/26 2:00	0.000	=3-1-1!H5	0.000	0.003	0.003	0.003	546.273	4746.273	0.003	
12			6000	2014/8/26 2:30	0.067	=3-1号7!E5+3-1号7!H5+K5	0.039	0.003	0.003	0.003	546.273	5346.273	0.003	
13			7800	2014/8/26 3:00	0.039		0.039	0.008	0.008	0.008	0.039	268.307	5668.307	0.039
14			8400	2014/8/26 3:30	0.040		0.018	0.008	0.008	0.008	0.066	232.844	7432.844	0.066
15			9000	2014/8/26 4:00	0.040		0.014	0.011	0.011	0.011	0.066	206.296	8006.296	0.103
16			9600	2014/8/26 4:30	0.040		0.014	0.011	0.011	0.011	0.066	233.170	8633.170	0.065
17			10200	2014/8/26 5:00	0.040		0.014	0.011	0.011	0.011	0.066	9233.170	0.065	
18			10800	2014/8/26 5:30	0.040		0.014	0.011	0.011	0.011	0.065	9833.170	0.065	
19			11400	2014/8/26 6:00	0.040		0.014	0.011	0.011	0.011	0.065	10433.170	0.065	
20			12000	2014/8/26 6:30	0.040		0.014	0.011	0.011	0.011	0.065	12233.170	0.065	

Fig.13 幹線水路（河川を含む）の流出量の計算シート

Discharge of the entire basin

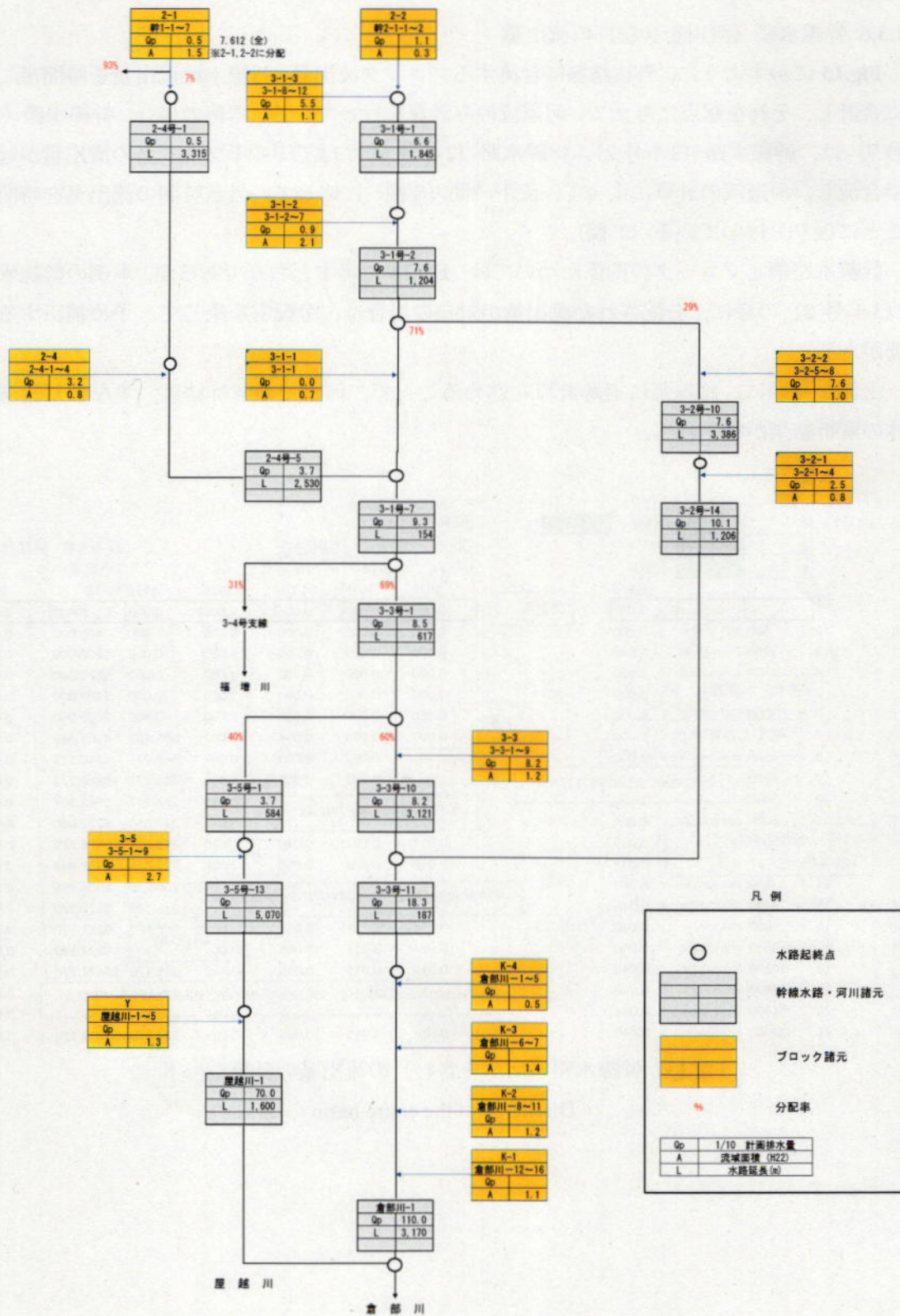


Fig.14 幹線水路網 (河川を含む)

Trunk network

(参考) 調整池を考慮した流出量の算出

洪水流出に対する調整池の効果を検証するために、各ブロックから幹線水路へ合流する直前に調整池を設置した場合を想定して、流出解析を試みた。

想定調整池は Fig.15 に示すとおりで、その設定条件としては、次のとおりである。

- (1) 1991年の土地利用でのピーク流出量 ( $Q_{p1991}$ ) の90%を基準として、2009年の土地利用での流出量の超過分を調整池で一時貯留する。
- (2) 調整池容量は、 $Q_{p2009} - Q_{p1991}$  ( $m^3/h$ ) 且つ  $Q_{out}(t) < Q_{in}(t)$

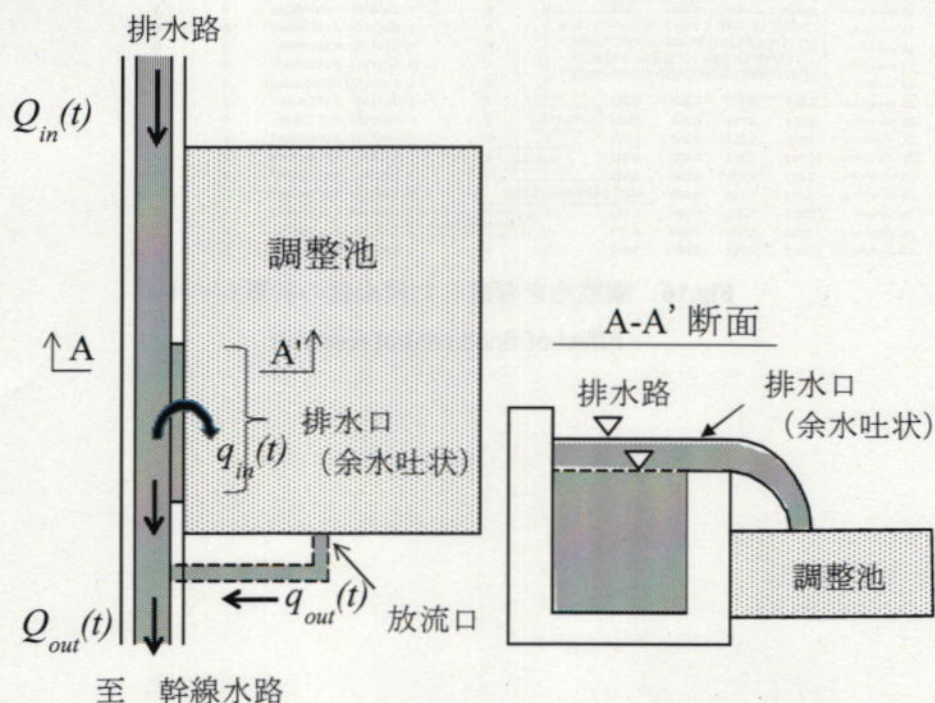


Fig. 15 調整池の標準的な構造  
Structure of flood control reservoir

具体的な計算については、各ブロック流出量の算出後に Fig.16 に示す計算過程を組み込むことで、調整池での一時貯留の効果を反映したハイドログラフの作成が可能となる。本研究で採用した1991年の土地利用でのピーク流出量 ( $Q_{p1991}$ ) は、金沢地方気象台の2009～2014年間の10分間単位の降雨資料のうち、24時間雨量80mm以上の降雨21例で試算し、最大となったケースとしている。

	A	B	J	K	EA	EB	EC	ED	EE	EF	EO	EH	EI	EJ	EK	EL	EM		
1	P	0.91	Q1991	Q0(max)	2.378	調整池容量 (m <sup>3</sup> ):	1.5	調整池面積 (m <sup>2</sup> ):	336	調整池水深 (m):	0.3	調整池残水位	0.2180511						
2	K	1.203	ΔQ	Qin(t)	qin(t)	H	qout(t)	Q'out(t)	Qout(t)	V	H'	Qin(t) H1=1.2*D	0.1033433	0.36					
3	L	300	m <sup>3</sup> /s/A	m <sup>3</sup> /s/A	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m	m <sup>3</sup> /s	H2=1.8*D	0.1898538	0.54	
4	q0	0.001	1991	2009	Q2009-Q1991	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5	1	2004/9/18 0:00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	2	2004/9/18 0:22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	3	2004/9/18 0:40	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	4	2004/9/18 0:42	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	5	2004/9/18 0:36	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	6	2004/9/18 1:00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	7	2004/9/18 1:00	0.004	0.004	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000	0.003722	0.008722222	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	8	2004/9/18 1:23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002792	0.002791667	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	9	2004/9/18 1:30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002792	0.002791667	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	10	2004/9/18 1:40	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.006514	0.006513889	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	11	2004/9/18 1:30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005584	0.005583333	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	12	2004/9/18 1:30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.006514	0.006513689	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	13	2004/9/18 1:30	0.008	0.008	0.000	0.008	0.000	0.000	0.000	0.008375	0.008375	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	14	2004/9/18 1:30	0.008	0.008	0.000	0.008	0.000	0.000	0.000	0.009306	0.009305556	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	15	2004/9/18 2:00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.011167	0.011166667	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	16	2004/9/18 2:40	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.011167	0.011166667	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	17	2004/9/18 2:30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.011167	0.011166667	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	18	2004/9/18 1:00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.011167	0.011166667	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23	19	2004/9/18 1:30	0.011	0.011	0.000	0.011	0.000	0.000	0.000	0.011167	0.011166667	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	20	2004/9/18 2:20	0.011	0.011	0.000	0.011	0.000	0.000	0.000	0.011167	0.011166667	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
25	21	2004/9/18 2:30	0.011	0.011	0.000	0.011	0.000	0.000	0.000	0.011167	0.011166667	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
26	22	2004/9/18 1:40	0.011	0.011	0.000	0.011	0.000	0.000	0.000	0.011167	0.011166667	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
27	23	2004/9/18 1:30	0.011	0.011	0.000	0.011	0.000	0.000	0.000	0.011167	0.011166667	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
28	24	2004/9/18 2:00	0.011	0.011	0.000	0.011	0.000	0.000	0.000	0.011167	0.011166667	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
29	25	2004/9/18 4:00	0.011	0.011	0.000	0.011	0.000	0.000	0.000	0.011167	0.011166667	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30	26	2004/9/18 4:00	0.011	0.011	0.000	0.011	0.000	0.000	0.000	0.011167	0.011166667	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
31	27	2004/9/18 4:30	0.011	0.011	0.000	0.011	0.000	0.000	0.000	0.011167	0.011166667	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Fig.16 調整池を考慮した流出量の計算シート  
Effect of flood control reservoir

## 2. Fortran Program について

### 2.1 横流入を持つ水路の流出計算

\*\*\*\*\*横流入を持つ水路の流出計算 (Fortran Program- )

\*\*\*\*\* : Subroutine (k,p,L,tm,qm,N) (I, LL(i),NN(i), KKK(i), PP(i),Disup, Disdn)

\*\*\*\*NI=Number of sample,K,P =coefficient,tm=rundown time, Qqm=discharge at Ttm,

Dimension Qqm(500),Qm(500),Ttm(500),Tm(500),DX(500),TLx(500)

Dimension Disdn(500)

open(14,file='c:/g77/data/abb.txt',status='old')

open(15,file='c:/g77/data/bba.txt',status='old')

Read (14,\*) NI,TK,P,TTL

Write (6,101) NI,TK,P,TTL

101 Format('N=',I5,2X,'K=',f9.5,2X,'P=',F10.5,2X,'L=',F10.1)

Dt=5

AA=2.0/6.0\*0.001

DO 110 i=1, NI

Read (15,500) Qqm(i)

500 Format(F10.4)

110 continue

DO 111 i=1,NI

IF(Qqm(i).EQ.0.0) Qqm(i)=0.01

Qqm(i)=Qqm(i)\*AA

111 Ttm(i)=Float(i)\* Dt

DO 120 i=1, NI

Tm(i)=0.0

TLx(i)=0.0

Write (6,620) i,Ttm(i),Qqm(i)

620 Format('NO=',I3,2X,'Start=',F8.2,2x,'Qqm=',E9.3)

120 Continue

DO 130 i=1,NI

DTm=0

TL=0

## 2. Fortran Program について

### 2.1 横流入を持つ水路の流出計算

\*\*\*\*\*横流入を持つ水路の流出計算 (Fortran Program- )

\*\*\*\*\* : Subroutine (k,p,L,tm,qm,N) (I, LL(i),NN(i), KKK(i), PP(i),Disup, Disdn)

\*\*\*\*NI=Number of sample,K,P =coefficient,tm=rundown time, Qqm=discharge at Ttm,

Dimension Qqm(500),Qm(500),Ttm(500),Tm(500),DX(500),TLx(500)

Dimension Disdn(500)

open(14,file='c:/g77/data/abb.txt',status='old')

open(15,file='c:/g77/data/bba.txt',status='old')

Read (14,\*) NI,TK,P,TTL

Write (6,101) NI,TK,P,TTL

101 Format('N=',I5,2X,'K=',F9.5,2X,'P=',F10.5,2X,'L=',F10.1)

Dt=5

AA=2.0/6.0\*0.001

DO 110 i=1, NI

Read (15,500) Qqm(i)

500 Format(F10.4)

110 continue

DO 111 i=1,NI

IF(Qqm(i).EQ.0.0) Qqm(i)=0.01

Qqm(i)=Qqm(i)\*AA

111 Ttm(i)=Float(i)\* Dt

DO 120 i=1, NI

Tm(i)=0.0

TLx(i)=0.0

Write (6,620) i,Ttm(i),Qqm(i)

620 Format('NO=',I3,2X,'Start=',F8.2,2x,'Qqm=',E9.3)

120 Continue

DO 130 i=1,NI

DTm=0

TL=0

```

Ttm(m)=Ttm(m-1)+DTm/DT
TL=TL+DXm-DX(j)
Write(6,27)j,DTm,TL,Qm(j)
Go to 10

14  Qm(m)=Qm(m-1)+Qqm(i)*DXm
    DTtm=TK*((Qm(m)**P-Qm(m-1)**P))/Qqm(i)
    DTm=DTm+DTtm
    Ttm(m)=Ttm(m-1)+DTm/DT
    TL=TL+DXm-DX(j)
    Write(6,27)j,DTm,TL,Qm(m)
    Go to 10

10  Continue
    Tm(i)=DTm
    TLx(i)=TL
    Disdn(i)=Qm(m)

130 Continue
    DO 160 i=1,NI
        Write (6,20)i,Tm(i),TLx(i),Disdn(i)

20  Format('N=',I3,2X,'Tm=',F9.2,2X,'TL=',F8.1,2X,'Disdn=',F8.3)

160 Continue
    Stop
    End

```

---

File: abb (Sample: 末端水路)

“NI (計算回数),TK (断面係数),P (断面係数),TTL (水路延長)”

---

288

1.203

0.910

300



```

Ttm(m)=Ttm(m-1)+DTm/DT
TL=TL+DXm-DX(j)
Write(6,27)j,DTm,TL,Qm(j)
Go to 10

14  Qm(m)=Qm(m-1)+Qqm(i)*DXm
    DTtm=TK*((Qm(m)**P-Qm(m-1)**P))/Qqm(i)
    DTm=DTm+DTtm
    Ttm(m)=Ttm(m-1)+DTm/DT
    TL=TL+DXm-DX(j)
    Write(6,27)j,DTm,TL,Qm(m)
    Go to 10

10  Continue
    Tm(i)=DTm
    TLx(i)=TL
    Disdn(i)=Qm(m)

130 Continue
    DO 160 i=1,NI
    Write (6,20)i,Tm(i),TLx(i),Disdn(i)

20  Format('N=',I3,2X,'Tm=',F9.2,2X,'TL=',F8.1,2X,'Disdn=',F8.3)

160 Continue
    Stop
    End

```

---

File: abb (Sample: 末端水路)

“NI (計算回数),TK (断面係数),P (断面係数),TTL (水路延長)”

---

288  
1.203  
0.910  
300

## 2.2 横流入を無い水路の流出計算

\*\*\*\*\*水路の流出量計算 (Fortran Program- )

\*\*\*\*\* : Subroutine (k,p,L,tm,qm,N) (I, LL(i),NN(i), KKK(i), PP(i),Disup, Disdn)

\*\*\*\*NI=Number of sample,K,P =coefficient,tm=rundown time, Qqm=discharge at Ttm,

Dimension QQm(500),Qm(500),Ttm(500),Tm(500),DX(500),TLx(500)

Dimension Disdn(500)

open(14,file='c:/g77/data/a.txt',status='old')

open(15,file='c:/g77/data/b.txt',status='old')

Read (14,\*) NI,TK,P,TTL

Write (6,101) NI,TK,P,TTL

101 Format('N=',I5,2X,'K=',f9.5,2X,'P=',F10.5,2X,'L=',F10.1)

Dt=5

DO 110 i=1, NI

Read (15,500) Qm(i)

Qm(i)=0.1\*Qm(i)

500 Format(F10.4)

110 continue

DO 111 i=1,NI

111 Ttm(i)=Float(i)\* Dt

DO 120 i=1, NI

Tm(i)=0.0

TLx(i)=0.0

Write (6,620) i,Ttm(i),Qm(i)

620 Format('NO=',I3,2X,'Start=',F8.2,2x,'Qm=',E9.3)

120 Continue

DO 130 i=1,NI

DTm=0

TL=0

## 2.2 横流入を無い水路の流出計算

\*\*\*\*\*水路の流出量計算 (Fortran Program- )

\*\*\*\*\* : Subroutine (k,p,L,tm,qm,N) (I, LL(i),NN(i), KKK(i), PP(i),Disup, Disdn)

\*\*\*\*NI=Number of sample,K,P =coefficient,tm=rundown time, Qqm=discharge at Ttm,

Dimension QQm(500),Qm(500),Ttm(500),Tm(500),DX(500),TLx(500)

Dimension Disdn(500)

open(14,file='c:/g77/data/a.txt',status='old')

open(15,file='c:/g77/data/b.txt',status='old')

Read (14,\*) NI,TK,P,TTL

Write (6,101) NI,TK,P,TTL

101 Format('N=',I5,2X,'K=',F9.5,2X,'P=',F10.5,2X,'L=',F10.1)

Dt=5

DO 110 i=1, NI

Read (15,500) Qm(i)

Qm(i)=0.1\*Qm(i)

500 Format(F10.4)

110 continue

DO 111 i=1,NI

111 Ttm(i)=Float(i)\* Dt

DO 120 i=1, NI

Tm(i)=0.0

TLx(i)=0.0

Write (6,620) i,Ttm(i),Qm(i)

620 Format('NO=',I3,2X,'Start=',F8.2,2x,'Qm=',E9.3)

120 Continue

DO 130 i=1,NI

DTm=0

TL=0

160 Continue  
Stop  
End

---

File: a (Sample: 3-1 号-1)

“NI (計算回数) ,TK (断面係数) ,P (断面係数) ,TTL (水路延長)”

---

288

0.763

0.778

1845

160 Continue  
Stop  
End

---

File: a (Sample: 3-1 号-1)

“NI (計算回数), TK (断面係数), P (断面係数), TTL (水路延長)”

---

288

0.763

0.778

1845

### 3. 浸透量調査

#### 3.1 調査地の概要

3.1.1 調査位置図 (Fig.1) および調査筆の位置情報を Table 1 に示す.

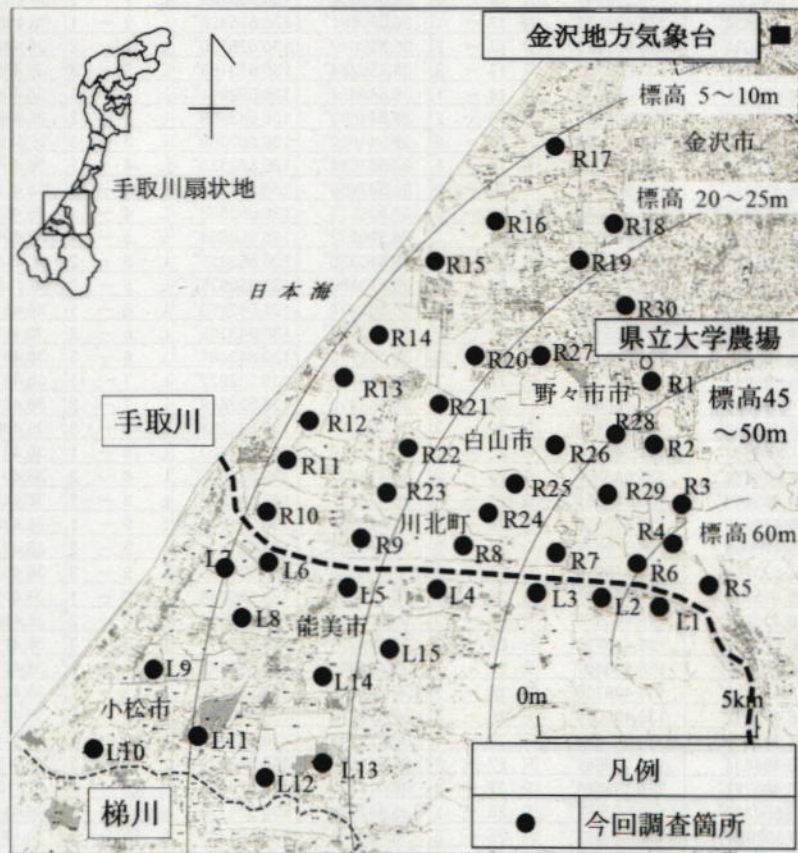


Fig.1 調査箇所位置図  
Location of percolation test

Table1 調査筆の位置情報  
Position information of test field

筆番号	緯度	経度	筆番号	緯度	経度	筆番号	緯度	経度
R 1 - 1	36.505224°	136.598243°	R 16 - 1	36.540255°	136.558085°	L 1 - 1	36.455785°	136.599926°
R 1 - 2	36.505061°	136.598252°	R 16 - 2	36.540536°	136.558093°	L 1 - 2	36.455749°	136.599070°
R 1 - 3	36.504892°	136.598249°	R 16 - 3	36.540550°	136.558283°	L 1 - 3	36.455725°	136.598216°
R 2 - 1	36.488654°	136.603128°	R 17 - 1	36.558691°	136.575225°	L 2 - 1	36.455348°	136.582611°
R 2 - 2	36.488934°	136.603128°	R 17 - 2	36.559017°	136.575130°	L 2 - 2	36.455472°	136.582445°
R 2 - 3	36.489161°	136.603106°	R 17 - 3	36.559284°	136.575163°	L 2 - 3	36.455400°	136.582092°
R 3 - 1	36.479601°	136.606513°	R 18 - 1	36.544414°	136.582941°	L 3 - 1	36.456934°	136.561496°
R 3 - 2	36.479876°	136.606492°	R 18 - 2	36.544693°	136.582909°	L 3 - 2	36.456922°	136.561096°
R 3 - 3	36.480130°	136.606470°	R 18 - 3	36.544950°	136.582899°	L 3 - 3	36.456904°	136.560694°
R 4 - 1	36.472982°	136.604938°	R 19 - 1	36.537694°	136.582556°	L 4 - 1	36.455580°	136.539315°
R 4 - 2	36.472691°	136.604967°	R 19 - 2	36.537858°	136.582551°	L 4 - 2	36.455545°	136.539668°
R 4 - 3	36.472428°	136.605040°	R 19 - 3	36.538119°	136.582538°	L 4 - 3	36.455485°	136.540030°
R 5 - 1	36.459047°	136.615997°	R 20 - 1	36.510662°	136.550834°	L 5 - 1	36.456389°	136.514010°
R 5 - 2	36.459245°	136.615795°	R 20 - 2	36.510386°	136.550831°	L 5 - 2	36.456441°	136.513683°
R 5 - 3	36.459410°	136.615575°	R 20 - 3	36.510380°	136.550975°	L 5 - 3	36.456492°	136.513364°
R 6 - 1	36.462468°	136.595689°	R 21 - 1	36.502834°	136.542870°	L 6 - 1	36.461573°	136.490809°
R 6 - 2	36.462639°	136.595431°	R 21 - 2	36.502724°	136.543159°	L 6 - 2	36.461619°	136.490559°
R 6 - 3	36.462813°	136.595164°	R 21 - 3	36.502595°	136.543481°	L 6 - 3	36.461671°	136.490266°
R 7 - 1	36.465642°	136.567740°	R 22 - 1	36.489162°	136.532922°	L 7 - 1	36.461251°	136.476334°
R 7 - 2	36.465581°	136.568096°	R 22 - 2	36.489215°	136.532618°	L 7 - 2	36.461120°	136.476604°
R 7 - 3	36.465524°	136.568398°	R 22 - 3	36.489304°	136.532288°	L 7 - 3	36.460991°	136.476893°
R 8 - 1	36.468663°	136.548015°	R 23 - 1	36.478586°	136.525327°	L 8 - 1	36.447279°	136.486859°
R 8 - 2	36.468659°	136.548309°	R 23 - 2	36.478430°	136.525802°	L 8 - 2	36.447382°	136.487118°
R 8 - 3	36.468649°	136.548651°	R 23 - 3	36.478231°	136.526222°	L 8 - 3	36.447345°	136.487448°
R 9 - 1	36.470688°	136.519459°	R 24 - 1	36.476597°	136.551042°	L 9 - 1	36.438145°	136.455662°
R 9 - 2	36.470699°	136.519618°	R 24 - 2	36.476533°	136.551435°	L 9 - 2	36.437872°	136.456073°
R 9 - 3	36.470704°	136.519919°	R 24 - 3	36.476516°	136.551690°	L 9 - 3	36.437330°	136.456898°
R 10 - 1	36.475564°	136.495037°	R 25 - 1	36.489519°	136.556648°	L 10 - 1	36.419635°	136.447403°
R 10 - 2	36.475533°	136.495378°	R 25 - 2	36.489384°	136.556338°	L 10 - 2	36.419716°	136.446574°
R 10 - 3	36.475499°	136.495775°	R 25 - 3	36.489327°	136.555977°	L 10 - 3	36.419580°	136.446691°
R 11 - 1	36.492396°	136.498461°	R 26 - 1	36.494803°	136.569343°	L 11 - 1	36.422377°	136.470349°
R 11 - 2	36.492193°	136.498760°	R 26 - 2	36.495131°	136.569372°	L 11 - 2	36.422528°	136.470436°
R 11 - 3	36.492032°	136.499013°	R 26 - 3	36.495412°	136.569354°	L 11 - 3	36.422673°	136.470524°
R 12 - 1	36.496569°	136.500324°	R 27 - 1	36.511045°	136.573429°	L 12 - 1	36.415504°	136.489704°
R 12 - 2	36.496634°	136.499986°	R 27 - 2	36.511242°	136.573430°	L 12 - 2	36.415519°	136.489455°
R 12 - 3	36.496722°	136.499588°	R 27 - 3	36.511436°	136.573426°	L 12 - 3	36.415543°	136.489091°
R 13 - 1	36.509840°	136.508661°	R 28 - 1	36.497923°	136.584770°	L 13 - 1	36.417288°	136.506113°
R 13 - 2	36.509980°	136.508301°	R 28 - 2	36.498151°	136.584749°	L 13 - 2	36.417471°	136.506119°
R 13 - 3	36.510089°	136.507990°	R 28 - 3	36.498376°	136.584736°	L 13 - 3	36.417741°	136.506155°
R 14 - 1	36.521966°	136.525660°	R 29 - 1	36.482657°	136.586186°	L 14 - 1	36.438499°	136.506409°
R 14 - 2	36.521949°	136.525859°	R 29 - 2	36.482483°	136.586400°	L 14 - 2	36.438534°	136.506076°
R 14 - 3	36.521887°	136.526141°	R 29 - 3	36.482286°	136.586637°	L 14 - 3	36.438568°	136.505672°
R 15 - 1	36.534997°	136.537513°	R 30 - 1	36.521667°	136.597451°	L 15 - 1	36.444102°	136.529845°
R 15 - 2	36.535230°	136.536833°	R 30 - 2	36.521835°	136.597476°	L 15 - 2	36.443986°	136.529362°
R 15 - 3	36.535498°	136.536036°	R 30 - 3	36.521993°	136.597494°	L 15 - 3	36.443889°	136.528948°

### 3.2 調査方法

3.2.1 浸透量調査の試験方法等 Table2 に示す.

Table2 試験方法  
Method of percolation test

項目	今回調査概要(減水深)	
調査エリア	手取川左岸(宮竹用水)	手取川右岸(七ヶ用水)
調査箇所	15地区@3筆=45筆	30地区@3筆=90筆
調査間隔	24時間間隔	
調査期間	本調査(中干前):5月27日~5月30日	
	本調査(中干後):6月30日~7月3日	
	補足調査(中干後):7月31日~8月1日	

#### ※パン蒸発量調査

調査箇所: 付属農場内(水田)1筆

調査間隔: 24時間間隔

調査期間: 減水深調査期間

#### 3.2.2 浸透量調査の計測状況

日浸透量 ( $P$ ) は, 日減水深 ( $\Delta H$ ) から日パン蒸発量 ( $T$ ) を控除することで求めた. ここでの日減水深と日パン蒸発量は, Fig.2 に示すように, 24時間間隔で減水深とパン蒸発量を計測し, 前日の測定値との差から求めている.



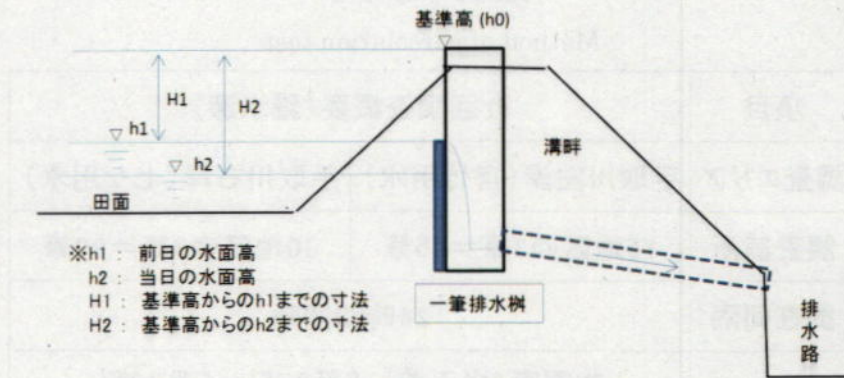
減水深計測状況



パン蒸発量計測状況



減水深調査



パン蒸発量調査

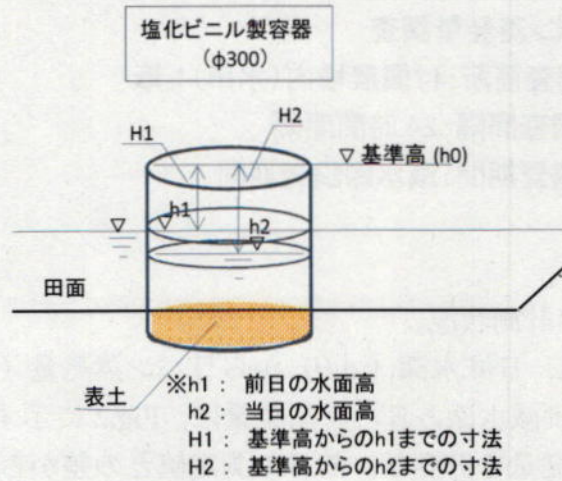


Fig.2 浸透量調査状況 (水田)  
 Situation of percolation test (paddy field)

### 3.3 試験結果

#### 3.3.1 浸透量調査結果

水田における浸透量調査結果を Table 2 に示す。

**Table 2 浸透量調査結果 (水田)**  
Results of percolation test (paddy field)

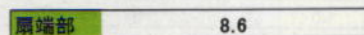
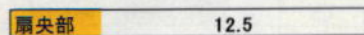
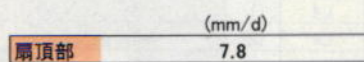
#### 浸透量【総括表】

※減水深がマイナス(水位上昇)及び日蒸発散量以下のもの、人為的落水したものは、控除(不採用)

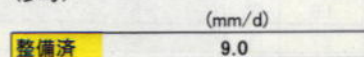
地区名	番号	5/27-28	5/28-29	5/29-30	個所別平均	地区平均
1	L1 ①	7	8	-27	7.5	5.7
2	L1 ②	7	2	-25	4.5	
3	L1 ③	-2	5	-13	5.0	
4	L2 ①	6	7	-67	6.5	10.7
5	L2 ②	14	-16	14	14.0	
6	L2 ③	12	11	-22	11.5	
7	L3 ①	13	12	-29	12.5	7.2
8	L3 ②	1	0	-32	1.0	
9	L3 ③	10	6	-74	8.0	
10	L4 ①	7	4	-13	5.5	6.3
11	L4 ②	3	9	-5	6.0	
12	L4 ③	10	6	6	7.3	
13	L5 ①	-4	11	-25	3.5	13.5
14	L5 ②	7	41	-4	24.0	
15	L5 ③	13	-4	-14	13.0	
16	L6 ①	9	8	-8	8.5	11.5
17	L6 ②	15	-5	-17	15.0	
18	L6 ③	11	-10	-18	11.0	
19	L7 ①	6	1	12	6.3	9.4
20	L7 ②	7	5	0	6.0	
21	L7 ③	-4	16	-6	16.0	
22	L8 ①	0	7	5	6.0	6.7
23	L8 ②	1	11	0	11.0	
24	L8 ③	-14	0	3	3.0	
25	L9 ①	4	4	5	4.3	4.4
26	L9 ②	5	7	0	6.0	
27	L9 ③	3	0	3	3.0	
28	L10 ①	6	2	2	3.3	6.9
29	L10 ②	13	8	0	10.5	
30	L10 ③	-14	-9	-8	-8	
31	L11 ①	4	3	11	6.0	10.5
32	L11 ②	16	-2	0	16.0	
33	L11 ③	16	-4	3	9.5	
34	L12 ①	14	1	13	9.3	10.4
35	L12 ②	-11	1	5	3.0	
36	L12 ③	27	11	-10	19.0	
37	L13 ①	8	-43	22	15.0	23.0
38	L13 ②	0	48	-34	48.0	
39	L13 ③	6	-9	-6	6.0	
40	L14 ①	-68	22	0	11.0	6.0
41	L14 ②	6	-6	-15	6.0	
42	L14 ③	1	-2	1	1.0	
43	L15 ①	15	-8	-12	15.0	13.7
44	L15 ②	5	-32	-6	5.0	
45	L15 ③	20	22	-30	21.0	

左岸

中干し前



(参考)



凡例

- 注水による水位上昇及び日蒸発散以下
- 人為的落水

【注意】

上記測定値には、可能蒸発散量を考慮していない。

可能蒸発散量(パン蒸発量)

期間	24時間蒸発散量
27-28日	4
28-29日	4
29-30日	5
平均	4.3

浸透量【総括表】

※減水深がマイナス(水位上昇)及び日蒸発散量以下のもの、人為的落水したものは、控除(不採用)

地区名	番号	6/30-7/1	7/1-7/2	7/2-7/3	7/31-8/1	個別平均	地区平均
L1	①	15	54	60	-6	15.0	10.5
L1	②	5	73	57	-6	5.0	
L1	③	2	21	3	-6	11.5	
L2	①	40	47	0	-6	40.0	40.0
L2	②	-5	-5	0	-6		
L2	③	-5	-5	0	-6		
L3	①	-43	13	16	-6	14.5	13.1
L3	②	14	3	11	-8	9.3	
L3	③	17	15	111	14	15.3	
L4	①	-5	-5	65	-6		20.0
L4	②	-5	-5	67	27	27.0	
L4	③	-5	15	-13	11	13.0	
L5	①	-5	-5	105	-6		28.3
L5	②	33	-40	-16	26	29.5	
L5	③	-5	-5	0	27	27.0	
L6	①	50	-5	-56	5	5.0	20.8
L6	②	-5	-5	10	63	36.5	
L6	③	-5	-5	0	-3		
L7	①	0	-1	7	47	27.0	17.8
L7	②	4	4	5	-11	4.3	
L7	③	-5	-5	0	22	22.0	
L8	①	-5	-5	0	62		9.0
L8	②	-5	-5	0	9	9.0	
L8	③	-5	-5	0	-6		
L9	①	0	-118	0	9	9.0	21.7
L9	②	-5	-5	0	32	32.0	
L9	③	-5	-5	0	24	24.0	
L10	①	6	21	0	-6	13.5	11.8
L10	②	-5	-5	0	-6		
L10	③	0	-10	10	-6	10.0	
L11	①	30	13	0	-6	21.5	13.3
L11	②	5	7	11	-6	7.7	
L11	③	10	8	14	-6	10.7	
L12	①	-5	-5	0	-6		17.0
L12	②	17	-15	0	-58	17.0	
L12	③	-5	-5	-5	-6		
L13	①	-5	-5	0	15	15.0	20.2
L13	②	-13	13	2	61	25.3	
L13	③	-3	-5	-9	-6		
L14	①	-5	-5	0	-6		17.8
L14	②	-5	-5	20	40	30.0	
L14	③	6	54	-48	5	5.5	
L15	①	-5	-5	0	-6		19.3
L15	②	-5	-5	9	-6	9.0	
L15	③	8	60	-137	51	29.5	

左岸

中干し後

(mm/d)

扇頂部	21.2
-----	------

扇中部	21.1
-----	------

扇底部	15.9
-----	------

(参考)

(mm/d)

整備済	18.8
-----	------

未整備	18.4
-----	------

凡例

- 注水による水位上昇及び日蒸発散以下
- 人為的落水

【注意】

上記測定値には、可能蒸発散量を考慮していない。

可能蒸発散量(パン蒸発量)

6/30-7/1	5
7/1-7/2	5
7/2-7/3	0
7/31-8/1	6
平均	4

浸透量【総括表】

※減水深がマイナス(水位上昇)及び日蒸発散量以下のもの、人為的落水したものは、控除(不採用)

地区名	番号	5/27-28	5/28-29	5/29-30	個所別平均	地区平均
1	R1 ①	-8	1	12	6.5	8.8
2	R1 ②	-18	-1	11	11.0	
3	R1 ③	-19	-3	-5		
4	R2 ①	61	-282	-5	61.0	26.0
5	R2 ②	13	6	-1	9.5	
6	R2 ③	7	8	-17	7.5	
7	R3 ①	7	-9	-8	7.0	4.7
8	R3 ②	4	-5	-4	4.0	
9	R3 ③	-12	0	3	3.0	
10	R4 ①	10	-30	10	10.0	5.2
11	R4 ②	7	-6	0	3.5	
12	R4 ③	0	-4	2	2.0	
13	R5 ①	9	-9	2	5.5	20.2
14	R5 ②	39	-40	9	24.0	
15	R5 ③	49	-64	13	31.0	
16	R6 ①	-18	10	-15	10.0	18.3
17	R6 ②	15	56	-3	35.5	
18	R6 ③	4	-35	15	9.5	
19	R7 ①	53	-138	60	53.0	45.7
20	R7 ②	48	-249	176	48.0	
21	R7 ③	36	-53	0	36.0	
22	R8 ①	9	5	104	7.0	7.8
23	R8 ②	7	1	95	4.0	
24	R8 ③	7	18	-37	12.5	
25	R9 ①	9	6	0	7.5	6.3
26	R9 ②	8	-6	3	5.5	
27	R9 ③	1	11	-2	6.0	
28	R10 ①	44	58	-11	51.0	21.8
29	R10 ②	-3	0	3	3.0	
30	R10 ③	13	10	-6	11.5	
31	R11 ①	16	-5	22	19.0	9.5
32	R11 ②	1	7	-21	4.0	
33	R11 ③	3	-28	8	5.5	
34	R12 ①	9	7	-13	8.0	8.5
35	R12 ②	18	2	-30	10.0	
36	R12 ③	12	3	-68	7.5	
37	R13 ①	3	4	11	6.0	4.7
38	R13 ②	3	8	4	5.0	
39	R13 ③	0	-8	3	3.0	
40	R14 ①	7	-2	-17	7.0	8.3
41	R14 ②	0	5	13	9.0	
42	R14 ③	12	-2	6	9.0	
43	R15 ①	-7	3	-12	3.0	9.3
44	R15 ②	22	-14	-2	22.0	
45	R15 ③	3	-1	-18	3.0	
46	R16 ①	11	16	0	13.5	15.3
47	R16 ②	4	-2	35	19.5	
48	R16 ③	16	-9	10	13.0	
49	R17 ①	2	5	0	3.5	13.0
50	R17 ②	4	-7	-30	4.0	
51	R17 ③	-14	14	49	31.5	
52	R18 ①	7	9	-29	8.0	7.8
53	R18 ②	7	2	-21	4.5	
54	R18 ③	14	8	-32	11.0	
55	R19 ①	15	-4	1	8.0	7.8
56	R19 ②	6	1	-18	3.5	
57	R19 ③	12	-9	-13	12.0	
58	R20 ①	7	5	2	4.7	9.2
59	R20 ②	14	4	-6	9.0	
60	R20 ③	22	6	-45	14.0	

右岸

中干し前

(mm/d)

扇頂部	20.5
-----	------

扇尖部	11.9
-----	------

扇底部	11.6
-----	------

(参考)

(mm/d)

整備済	14.6
-----	------

未整備	8.4
-----	-----

凡例

- 注水による水位上昇
- 及び日蒸発散以下
- 人為的落水

【注意】

左記、表中の数値には、減水深から可能蒸発散量を控除

可能蒸発散量(パン蒸発量)

期間	24時間蒸発散量
27-28日	4
28-29日	4
29-30日	5
平均	4.3

**浸透量【総括表】**

※減水深がマイナス(水位上昇)及び日蒸発散量以下のもの、人為的落水したものは、控除(不採用)

右岸  
中干し前

	地区名	番号	5/27-28	5/28-29	5/29-30	個所別平均	地区平均
61	R21	①	3	-5	10	6.5	12.9
62	R21	②	7	3	3	4.3	
63	R21	③	7	-5	49	28.0	
64	R22	①	15	4	-3	9.5	6.3
65	R22	②	4	-1	-2	4.0	
66	R22	③	9	2	-33	5.5	
67	R23	①	12	-19	8	10.0	19.0
68	R23	②	0	-23	0		
69	R23	③	21	-19	35	28.0	
70	R24	①	10	-1	-18	10.0	7.0
71	R24	②	4	4	-14	4.0	
72	R24	③	3	11	-15	7.0	
73	R25	①	10	-28	23	16.5	11.3
74	R25	②	6	0	5	6.0	
75	R25	③	-1	-17	-15		
76	R26	①	55	-239	172	55.0	51.0
77	R26	②	58	-24	-4	58.0	
78	R26	③	40	-304	295	40.0	
79	R27	①	2	-26	5	3.5	13.0
80	R27	②	18	-42	12	15.0	
81	R27	③	28	-44	13	20.5	
82	R28	①	9	-1	-1	9.0	7.3
83	R28	②	7	-11	-2	7.0	
84	R28	③	6	9	3	6.0	
85	R29	①	14	53	-65	33.5	23.2
86	R29	②	2	-20	10	6.0	
87	R29	③	-31	-22	30	30.0	
88	R30	①	-27	6	-3	6.0	4.2
89	R30	②	1	-22	-1	1.0	
90	R30	③	7	-13	4	5.5	

浸透量【総括表】

※減水深がマイナス(水位上昇)及び日蒸発散量以下のもの、人為的落水したものは、控除(不採用)

地区名	番号	6/30-7/1	7/1-7/2	7/2-7/3	7/31-8/1	個所別平均	地区平均
1	R1 ①	-4	-2	14	-6	14	10.3
2	R1 ②	11	-8	8	-6	9.5	
3	R1 ③	3	-3	12	-6	7.5	
4	R2 ①	20	53	0	32	35.0	32.2
5	R2 ②	32	-5	0	14	23.0	
6	R2 ③	55	-5	0	22	38.5	
7	R3 ①	-5	-5	17	-6	17.0	16.7
8	R3 ②	-5	-5	13	-6	13.0	
9	R3 ③	-5	-5	20	-6	20.0	
10	R4 ①	-5	-5	22	19	20.5	16.5
11	R4 ②	-5	-5	0	17	17.0	
12	R4 ③	-5	-5	-6	12	12.0	
13	R5 ①	-39	-5	-64	42	42.0	42.0
14	R5 ②	20	-64	-26	64	42.0	
15	R5 ③	-43	-5	-7	-6		
16	R6 ①	-5	-11	0	-6		53.5
17	R6 ②	-5	-5	21	13	17.0	
18	R6 ③	-5	-5	90	-6	90.0	
19	R7 ①	-5	-5	0	29	29.0	18.5
20	R7 ②	-5	-5	0	-6		
21	R7 ③	8	-15	0	-1	8.0	
22	R8 ①	5	70	65	13	27.7	19.4
23	R8 ②	19	70	-20	7	13.0	
24	R8 ③	26	9	-40	-6	17.5	
25	R9 ①	13	2	8	-6	7.7	11.6
26	R9 ②	12	-5	0	102	12.0	
27	R9 ③	112	-5	0	15	15.0	
28	R10 ①	4	10	15	-6	9.7	17.5
29	R10 ②	4	6	66	-6	25.3	
30	R10 ③	-5	-5	0	-6		
31	R11 ①	-5	-5	-35	-6		21.0
32	R11 ②	-5	-5	23	-6	23.0	
33	R11 ③	-5	-5	-20	19	19.0	
34	R12 ①	25	-39	10	15	16.7	12.8
35	R12 ②	-5	-5	0	9	9.0	
36	R12 ③	-5	-5	0	-6		
37	R13 ①	2	2	9	7	5.0	3.3
38	R13 ②	0	-1	-4	3	1.5	
39	R13 ③	-5	-5	0	-2		
40	R14 ①	-5	-5	0	-26		10.0
41	R14 ②	6	-36	0	10	8.0	
42	R14 ③	17	-41	0	7	12.0	
43	R15 ①	-17	-8	23	33	28.0	27.4
44	R15 ②	27	18	10	-6	18.3	
45	R15 ③	-5	38	0	34	36.0	
46	R16 ①	-5	-5	0	-26		9.0
47	R16 ②	-5	-5	0	-6		
48	R16 ③	-5	-5	0	9	9.0	
49	R17 ①	3	4	21	-6	9.3	23.7
50	R17 ②	32	6	20	21	19.8	
51	R17 ③	43	62	48	35	42.0	
52	R18 ①	-5	18	-43	-6	18.0	35.2
53	R18 ②	-5	-5	55	-6	55.0	
54	R18 ③	19	-66	46	-6	32.5	
55	R19 ①	-5	25	90	32	28.5	33.3
56	R19 ②	-5	-50	30	54	42.0	
57	R19 ③	-5	16	43	-1	29.5	
58	R20 ①	4	-5	0	-1	4.0	28.0
59	R20 ②	-5	-5	52	-1	52.0	
60	R20 ③	-5	-5	0	-41		

右岸

中干し後

(mm/d)

扇頂部	26.5
-----	------

扇中部	22.0
-----	------

扇底部	15.6
-----	------

(参考)

(mm/d)

整備済	21.7
-----	------

未整備	19.1
-----	------

凡例

- 注水による水位上昇及び日蒸発散以下
- 人為的落水

【注意】

左記、表中の数値には、減水深から可能蒸発散量を控除

(mm/d)

可能蒸発散量(パン蒸発量)	
6/30-7/1	5
7/1-7/2	5
7/2-7/3	0
7/31-8/1	6
平均	4

**浸透量【総括表】**

※減水深がマイナス(水位上昇)及び日蒸発散量以下のもの、人為的落水したものは、控除(不採用)

右岸  
中干し後

地区名	番号	6/30-7/1	7/1-7/2	7/2-7/3	7/31-8/1	個所別平均	地区平均
61	R21 ①	-5	-5	0	4	4.0	13.5
62	R21 ②	-5	-5	0	23	23.0	
63	R21 ③	-5	-5	0	-6		
64	R22 ①	19	21	32	-6	24.0	17.7
65	R22 ②	10	5	19	90	11.3	
66	R22 ③	-5	-5	0	-34		
67	R23 ①	-5	-14	20	-6	20.0	16.0
68	R23 ②	-5	83	9	-6	9.0	
69	R23 ③	-5	19	22	16	19.0	
70	R24 ①	-5	-5	0	-23		22.0
71	R24 ②	4	-76	0	38	21.0	
72	R24 ③	8	10	-26	51	23.0	
73	R25 ①	-5	-5	32	62	47.0	22.3
74	R25 ②	-5	-5	-13	1	1.0	
75	R25 ③	-5	-5	19	-6	19.0	
76	R26 ①	-5	-3	0	-6		57.0
77	R26 ②	-5	-31	0	70	70.0	
78	R26 ③	-5	56	0	44	44.0	
79	R27 ①	19	21	-80	-6	20.0	27.0
80	R27 ②	-5	-5	0	-6		
81	R27 ③	-5	-5	0	34	34.0	
82	R28 ①	2	-10	19	9	10.0	10.4
83	R28 ②	9	9	5	6	7.3	
84	R28 ③	-5	15	13	-6	14.0	
85	R29 ①	-5	-5	0	-15		6.0
86	R29 ②	8	-25	3	7	6.0	
87	R29 ③	-5	-5	0	-6		
88	R30 ①	-15	-2	7	-7	7.0	5.9
89	R30 ②	5	-36	-44	-21	5.0	
90	R30 ③	1	4	12	-21	5.7	

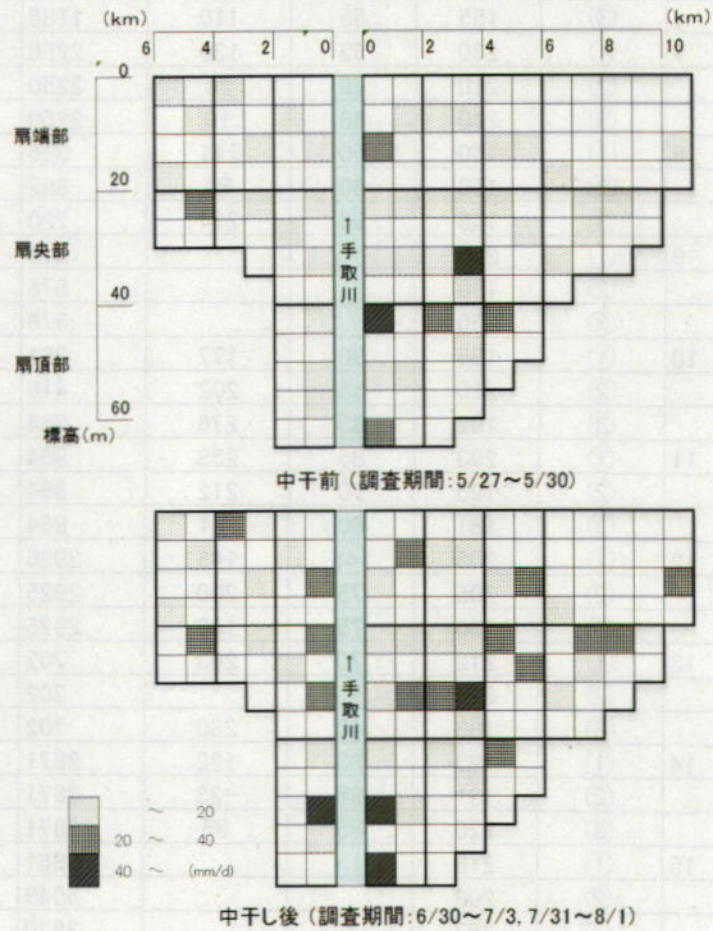
4.3.2 浸透量試験結果 (まとめ)

2014年5月27日～5月30日、6月30日～7月3日、7月31日～8月1日に実施した浸透量調査結果について、測定箇所(扇頂部、扇中部、扇端部)、測定時期(中干し前後)毎に集計した結果を **Table 3** に示す。また、浸透量の分布を **Fig.3** に示す。

**Table 3** 浸透量試験結果 (全体)

Results of percolation test (Total)

		中干し前	中干し後	調査地区数	調査筆数	有効サンプル数		標準偏差		分散	
						中干し前	中干し後	中干し前	中干し後	中干し前	中干し後
手取川左岸	扇頂部	7.9	21.2	3	9	15	13	2.58	4.72	5.72	19.09
	扇中部	12.5	21.1	5	15	23	17	6.95	4.12	38.68	13.60
	扇端部	8.5	15.9	7	21	36	26	2.57	16.33	4.39	177.85
	全体	9.7	18.7	15	45	74	56	4.67	7.73	20.35	55.84
手取川右岸	扇頂部	20.5	26.5	7	21	31	24	5.30	8.21	24.60	58.96
	扇中部	12.0	22.0	15	45	70	72	11.39	12.98	121.08	157.36
	扇端部	11.3	15.6	8	24	42	41	13.91	16.74	165.89	240.29
	全体	13.8	21.3	30	90	143	137	11.12	13.09	119.51	165.67
全体		12.4	20.5	45	135	217	193	9.60	11.56	90.11	130.58



**Fig.3** 浸透量分布図 (全体)

Distribution of infiltration capacity (Total)



(参考) 調査筆の畦畔等規格

	地区名	番号	畦高	堰板高	柵高-堰板高	水田面積	排水口幅(径)	排水口数
			h1	h2	h3	A	b	h5
左岸	1	①	250	55		3600	250	2
		②	210	55		2898	250	2
		③	280	70		5661	250	3
	2	①	260	85		378	250	2
		②	180	90		2106	250	1
		③	250	75		2700	250	1
	3	①	250	100		2808	250	3
		②	230	80		3456	250	2
		③	250	80		2808	250	2
	4	①	130	70		2700	250	2
		②	180	80		2700	250	2
		③	150	70		3240	250	2
	5	①	180	80		2025	250	1
		②	260	90		2250	250	1
		③	190	90		2250	250	1
	6	①	210	70	272	1197	250	2
		②	180	80	95	1620	250	1
		③	155	55	110	1188	250	1
	7	①	230	53	130	2250	250	1
		②	210	70	20	2250	240	1
		③	240	36	10	2250	240	1
	8	①	160	50	211	315	250	1
		②	150	60	80	882	300	1
		③	135	63	214	720	250	1
	9	①	210			576	土水路	1
		②	190			576	土水路	2
		③	150			576	土水路	1
	10	①	185	90	177	351	250	1
		②	215	65	202	416	250	1
		③	182	83	276	364	250	1
	11	①	293	85	238	864	250	1
		②	195	70	212	864	250	1
		③	181	60	261	864	250	1
	12	①	205	145	145	2925	250	1
		②	205	75	200	2925	250	1
		③	150	75	180	2925	250	2
	13	①	212	70	263	702	250	1
		②	215			702	250	1
		③	183	40	230	702	250	1
	14	①	193	83	122	2871	250	1
		②	181	96	-23	2871	250	1
		③	220	95	35	2871	250	1
	15	①	218			3861	250	2
		②	208			5049	250	2
		③	257			2970	250	2

	地区名	番号	畦高	堰板高	樹高-堰板高	水田面積	排水口幅(径)	排水口数
			h1	h2	h3	A	b	h5
右岸	1	①	246	90	156	756	210	1
		②	105	75	30	756	200	1
		③	160	90	208	756	250	1
	2	①	135	110	153	3767	250	2
		②	240	63	263	2232	250	2
		③	230	35	247	2093	250	2
	3	①	240	100	190	2520	250	2
		②	167	95	105	2520	250	2
		③	130	73	140	2520	250	2
	4	①	230	80	163	2592	250	1
		②	220	105	110	3119	180	2
		③	300	93	136	3119	180	2
	5	①	175	103	45	2592	250	1
		②	210	105	31	3168	250	1
		③	145	120	-18	2970	250	1
	6	①	285	129	145	3060	250	2
		②	210	130	207	3060	250	1
		③	210	140	150	3060	250	1
	7	①	195	45	188	5175	250	4
		②	195	70	210	3600	250	2
		③	250	85	136	2741	250	2
	8	①	150	50	150	2160	250	1
		②	143	100	120	2565	250	1
		③	135	58	130	2565	250	1
	9	①	160	43	35	2673	200	1
		②	100	65	85	3564	255	1
		③	125	67	295	2376	250	1
	10	①	210	185	45	2106	250	1
		②	173	73	143	3469	250	1
		③	195	115	25	3861	250	1
11	①	205	113	13	5400	250	2	
	②	220	82	83	2610	250	2	
	③	188	73	40	5022	250	2	
12	①	220	93	138	2754	250	2	
	②	155	55	135	3060	240	2	
	③	200	70	132	2907	250	2	
13	①	220	82	205	2480	250	2	
	②	205	82	146	2741	250	2	
	③	205	60	145	2390	250	2	
14	①	250	118	126	3713	250	1	
	②	173	108	106	3375	250	2	
	③	140	98	66	3375	250	2	
15	①	228	55	70	3888	250	2	
	②	200	95	63	10044	250	7	
	③	140	75	42	8748	250	3	

	地区名	番号	畦高	堰板高	樹高-堰板高	水田面積	排水口幅(径)	排水口数
			h1	h2	h3	A	b	h5
右岸	16	①	188	90	330	2363	250	2
		②	190	95	110	2592	250	2
		③	158	100	300	2592	250	2
	17	①	180	85	88	3420	250	2
		②	240	76	10	3420	250	2
		③	196	85	110	3420	250	2
	18	①	185	63	130	4050	250	2
		②	195	96	160	3645	250	2
		③	193	58	181	4050	250	2
	19	①	205	33	50	2268	250	1
		②	138	65	105	4536	250	1
		③	163	65	153	2160	250	1
	20	①	173	90	140	2930	250	2
		②	172	120	162	2223	250	2
		③	212	148	68	2340	250	2
	21	①	350	91	210	2673	250	2
		②	212	79	243	2430	250	2
		③	196	88	200	2430	250	2
	22	①	235	129	-23	3375	250	2
		②	175	96	23	3375	250	2
		③	175	105	-7	3375	250	2
	23	①	230	86	186	3024	250	1
		②	210	39	163	1944	250	2
		③	275	120	35	1373	250	2
	24	①	200	140	120	3769	250	2
		②	185	41	110	1809	250	2
		③	192	150	53	3015	250	2
	25	①	210	110	180	3663	250	2
		②	170	68	203	2950	250	2
		③	192	110	121	1544	400	2
	26	①	210	98	133	1580	250	1
		②	228	92	158	995	250	1
		③	250	135	220	945	250	1
	27	①	203	108	9	1404	300	1
		②	270	118	32	1784	300	1
		③	235	118	43	2066	300	1
	28	①	130	40	176	2448	250	2
		②	152	50	132	2907	250	2
		③	188	71	171	2907	250	2
	29	①	265	75	162	3780	250	2
		②	125	125	100	3330	250	2
		③	160	112	20	2610	250	2
	30	①	145	67	111	3024	200	1
		②	97	45	34	3024	200	1
		③	102	49	53	3024	φ70	1

#### 4. 浸透能試験

##### 4.1 試験地の概要

浸透能試験位置図を Fig.1 に示す.

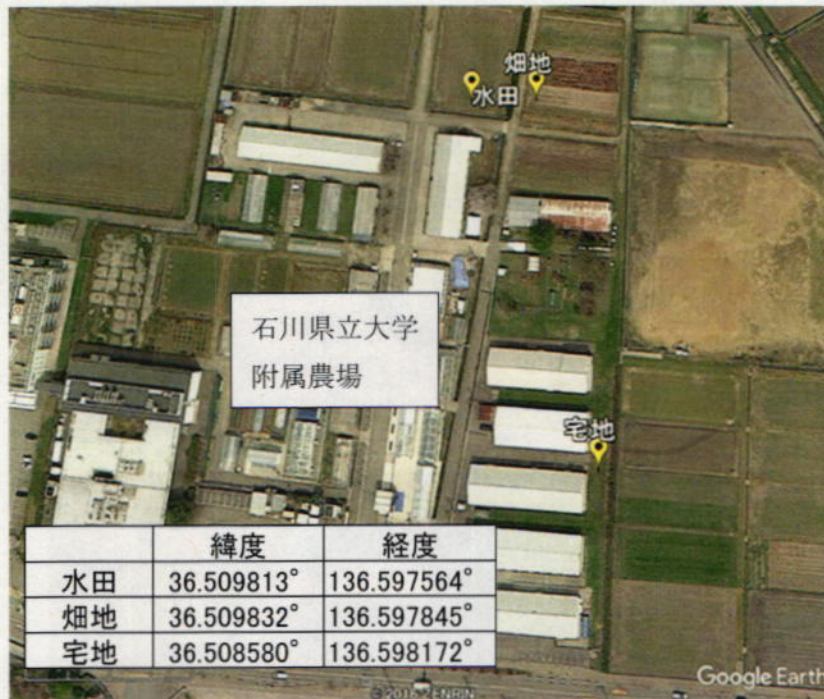


Fig.1 試験箇所位置図

Location of infiltration capacity test

#### 4.2 試験方法

##### 4.2.1 調査方法の概要

シリンダーインテークレート試験の試験方法等 Table1 に示す.

Table1 試験方法

Method of infiltration capacity test

項目	シリンダーインテークレート試験		
	水田	畑地	宅地
試験地用途	水田	畑地	宅地
試験箇所数	5箇所	5箇所	5箇所
測定間隔	30sec ~ 10min 間隔		
測定時間	約4h/箇所	約2h/箇所	約2h/箇所
試験日	2014年9月18日		

#### 4.2.2 試験状況

シリンダーインテークレート試験の計測状況および試験時のシリンダーの設置状況を Fig.2 に示す。

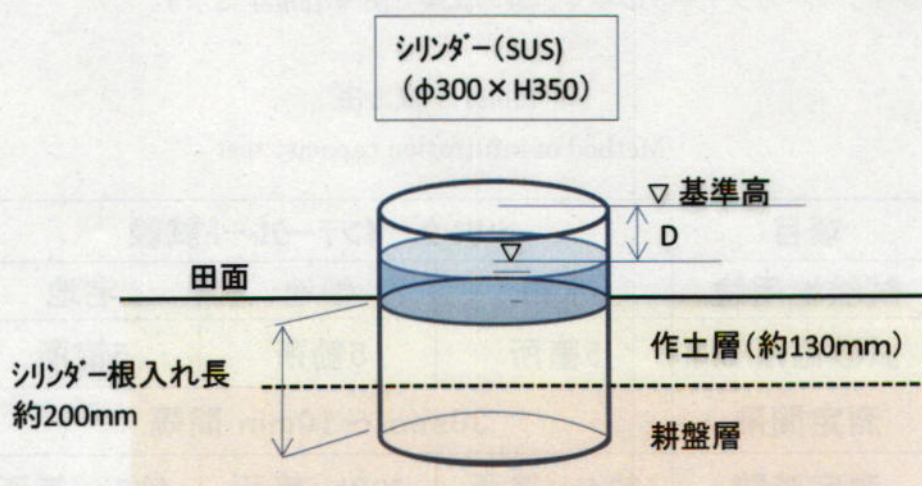


Fig.2 シリンダーインテークレート試験状況 (水田)  
Situation of cylinder intake rate tests (paddy field)

### 4.3 試験結果

#### 4.3.1 シリンダーインテークレート試験結果（水田）

水田におけるシリンダーインテークレート試験の計測結果を **Table 2** に示す。

**Table 2** シリンダーインテークレート試験結果（水田）  
Results of cylinder intake rate tests (paddy field)

	水田①	水田②	水田③	水田④	水田⑤		水田①	水田②	水田③	水田④	水田⑤
シリンダー根入れ	200	200	200	200	200	シリンダー根入れ	200	200	200	200	200
測定時刻	測定値	測定値	測定値	測定値	測定値	測定時刻	測定値	測定値	測定値	測定値	測定値
9:36:30	84					10:41:00	86				
9:37:00	84					10:42:00		70			
9:40:00	85					10:43:00			116		
9:42:00		65				10:44:00				98	
9:43:00		66				10:45:00					98
9:44:00			84			10:46:00	85				
9:45:00			88			10:47:00		70			
9:46:00			90			10:48:00			118		
9:47:00			91			10:49:00				97	
9:48:00	85	66				10:50:00					98
9:50:00				87		10:51:00	85				
9:51:00				87		10:52:00		70			
9:52:00			96			10:53:00			119		
9:53:00					89	10:54:00				99	
9:54:00					93	10:55:00					98
9:55:00			96		95	10:56:00	85				
10:01:00	85					10:57:00		71			
10:02:00		70				10:58:00			122		
10:03:00			102			10:59:00				99	
10:04:00				98		11:00:00					98
10:05:00					96	11:01:00	86				
10:06:00	88					11:02:00		71			
10:07:00		69				11:03:00			121		
10:08:00			105			11:04:00				97	
10:09:00				94		11:05:00					99
10:10:00					96	11:11:00	85				
10:11:00	84					11:12:00		70			
10:12:00		68				11:13:00			125		
10:13:00			105			11:14:00				100	
10:14:00				92		11:15:00					98
10:15:00					97	11:21:00	87				
10:16:00	84					11:22:00		69			
10:17:00		68				11:23:00			121		
10:18:00			107			11:24:00				101	
10:19:00				94		11:25:00					99
10:20:00					98	11:28:00	86				
10:21:00	86					11:32:00		73			
10:22:00		69				11:33:00			132		
10:23:00			106			11:34:00				101	
10:24:00				93		11:35:00					97
10:25:00					96	11:42:00		72			
10:26:00	85					11:43:00			133		
10:27:00		69				11:44:00				103	
10:28:00			111			11:45:00					99
10:29:00				95		11:52:00		73			
10:30:00					98	11:53:00			137		
10:31:00	85					11:54:00				102	
10:32:00		70				11:55:00					99
10:33:00			114			12:00:00		72			
10:34:00				96		12:01:00			138		
10:35:00					97	12:02:00				105	
10:36:00	85					12:03:00					99
10:37:00		70				13:20:00		75	140	111	103
10:38:00			114			13:43:00		76	146	112	104
10:39:00				96							
10:40:00					97						

### 4.3.2 シリンダーインテークレート試験結果 (畑地)

畑地におけるシリンダーインテークレート試験の計測結果を **Table 3** に示す。

**Table 3** シリンダーインテークレート試験結果 (畑地)  
Results of cylinder intake rate tests (upland field)

	畑地①	畑地②	畑地③	畑地④	畑地⑤
シリンダー根入れ	200	200	200	200	200
測定時刻	測定値	測定値	測定値	測定値	測定値
11:44:00	20				
11:45:00	40				
11:45:30	57				
11:46:00	64				
11:46:30	61				
11:47:00	62				
11:47:30	62				
11:48:00	63				
11:48:30	63				
11:49:00	64				
11:49:30	64				
11:50:00	64				
11:51:00	64				
11:52:00	64				
11:53:00	65				
11:54:00	65				
11:55:00	65				
11:56:00		57			
11:56:30		60			
11:57:00		61			
11:57:30		62			
11:58:00		62			
11:58:30		63			
11:59:00		64			
11:59:30		65			
12:00:00	66	65			
12:00:30		66			
12:01:00		65			
12:02:00		67			
12:03:00		67			
12:04:00		68			
12:06:30		70			
12:09:00		71			
12:05:00	71				
12:10:00	68				
12:12:00			65		
12:12:30			72		
12:13:00			74		
12:13:30			74		
12:14:00			75		
12:14:30			75		
12:15:00	68	73	75		
12:16:00			76		
12:17:00			75		
12:18:00			75		
12:19:00			76		
12:20:00	69	77	76		
12:22:00				70	
12:22:30				73	
12:23:00				75	
12:23:30				76	
12:24:00				76	
12:24:30				78	
12:25:00	69	80	77	78	
12:26:00				79	
12:27:00				80	
12:28:00				80	
12:29:00				80	
* 12:30:00	70	80.5	76	82	
12:35:00	69.5	80.5	76	84	

	畑地①	畑地②	畑地③	畑地④	畑地⑤
シリンダー根入れ	200	200	200	200	200
測定時刻	測定値	測定値	測定値	測定値	測定値
12:38:00					82
12:38:30					83
12:39:00					85
12:39:30					85
12:40:00	70.5	80.5	76	86	85
12:41:00					87
12:42:00					86
12:43:00					86
12:44:00					86
12:45:00					87
12:46:00	73				
12:47:00		83			
12:48:00			77		
12:49:00				89	
12:50:00					87
12:51:00	73				
13:07:00		83			
13:08:00			78		
13:09:00				89	
13:10:00					88
13:11:00	73				
13:12:00		83			
13:13:00			78		
13:14:00				88	
13:15:00					88
13:20:00	73				
13:21:00		84			
13:22:00			79		
13:23:00				90	
13:24:00					89
13:30:00	74				
13:31:00		84			
13:32:00			79		
13:33:00				90	
13:34:00					89
13:50:00	76				
13:51:00		85			
13:52:00			79		
13:53:00				90	
13:54:00					91

### 4.3.3 シリンダーインテークレート試験結果（宅地）

宅地におけるシリンダーインテークレート試験の計測結果を **Table 4** に示す。

**Table 4** シリンダーインテークレート試験結果（宅地）

Results of cylinder intake rate tests (residential field)

	宅地①	宅地②	宅地③	宅地④	宅地⑤		宅地①	宅地②	宅地③	宅地④	宅地⑤
シリンダー投入	200	200	200	200	200	シリンダー投入	200	200	200	200	200
測定時刻	測定値	測定値	測定値	測定値	測定値	測定時刻	測定値	測定値	測定値	測定値	測定値
14:25:00	114					15:15:00	128.5				
14:25:30	117					15:15:30		160.5			
14:26:00	119					15:16:00			135		
14:26:30	119					15:16:30				196	
14:27:00	119					15:17:00					220.5
14:28:00	121					15:20:00	129				
14:29:00	121					15:20:30		161			
14:30:00	123					15:21:00			135		
14:32:00	122					15:21:30				198	
14:35:00		136.5				15:22:00					225
14:35:30		139.5				15:30:00	129				
14:36:00	123	140				15:30:30		163.2			
14:37:00		142				15:31:00			139		
14:38:00		143				15:31:30				201	
14:39:00		145				15:32:00					229
14:40:00				99		15:40:00	129.5				
14:40:30				102		15:40:30		166			
14:41:00				103		15:41:00			141		
14:41:30				106		15:41:30				205	
14:42:00				107		15:42:00					233
14:42:30	126					15:50:00	130				
14:43:00		148.5				15:50:30		167			
14:43:30			114.5			15:51:00			143		
14:44:00			114.5	142.5		15:51:30				206.5	
14:46:00				167		15:52:00					234.5
14:46:30				170.5		16:00:00	130.5				
14:47:00				172		16:00:30		169			
14:47:30				173.5		16:01:00			146		
14:48:00				176.5		16:01:30				208.5	
14:48:30	126.5					16:02:00					238
14:49:00		150.5				16:10:00	132.5				
14:49:30			121.5			16:10:30		171			
14:50:00				178		16:11:00			149		
14:51:00					180	16:11:30				213	
14:51:30					183.5	16:12:00					257.5
14:52:00					187.5	16:20:00	132				
14:52:30					189.5	16:20:30		173			
14:53:00					193	16:21:00			150		
14:53:30	126					16:21:30				213	
14:54:00		149				16:22:00					275
14:54:30			124			16:30:00	133				
14:55:00				183		16:30:30		174.5			
14:55:30					201.5	16:31:00			152		
14:57:00					207	16:31:30				216	
14:59:00					209.5	16:32:00					287
15:00:00	126										
15:00:30		156									
15:01:00			128								
15:01:30				190							
15:02:00					213.5						
15:05:00	128										
15:05:30		157									
15:06:00			131								
15:06:30				191.5							
15:07:00					218						
15:10:00	128										
15:10:30		160									
15:11:00			133								
15:11:30				194							
15:12:00					218						



#### 4.4 浸入能の算出

4.3.1~4.3.3 まで得られた  $t$  (浸透時間) と  $D$  (積算浸入量) を (1) 式 (フィリップの浸入能式) に代入し, 最小 2 乗法によって, モデル定数  $S$  と  $a$  を求めた.  $S$  と  $a$  は, (2) 式 (浸入能曲線) におけるモデル定数  $S$  (ソープティビティ) と  $a$  (最終浸入能) となる.

$$D = St^{\frac{1}{2}} + at \quad (1)$$

$$I = \frac{1}{2}St^{-\frac{1}{2}} + a \quad (2)$$

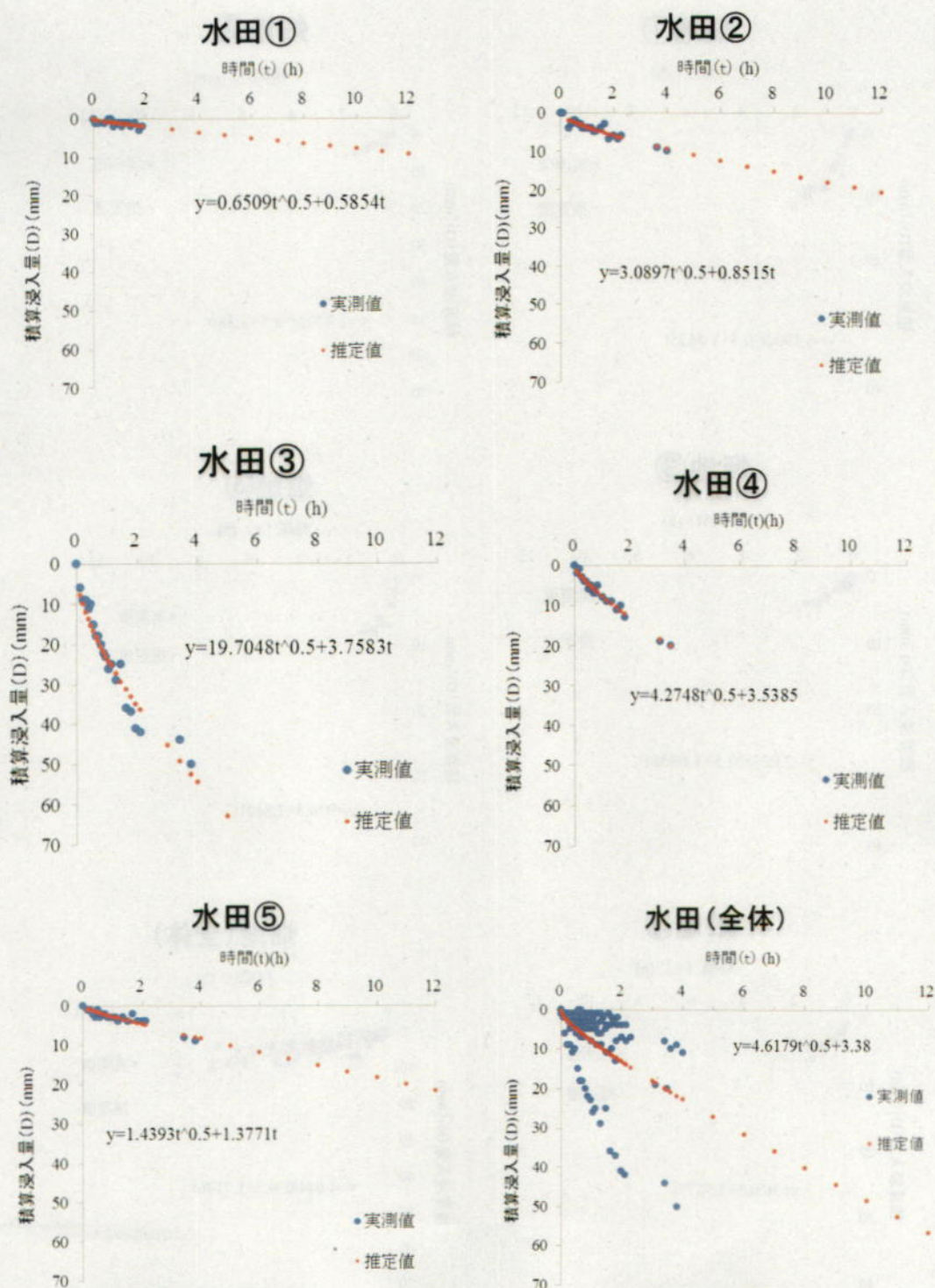
ここで,  $I$ : 浸入能 ( $\text{m}\cdot\text{h}^{-1}$ ),  $S$ : ソープティビティ ( $\text{m}\cdot\text{h}^{-0.5}$ ),  $t$ : 時間 (h),  $a$ : 最終浸入能 ( $\text{m}\cdot\text{h}^{-1}$ ) である.

#### 4.4.1 浸入能算出結果（水田）

水田における浸入能算出結果を Fig.3 に示す。

**Fig.3** 浸入能算出結果（水田）

Results of infiltration capacity test (paddy field)

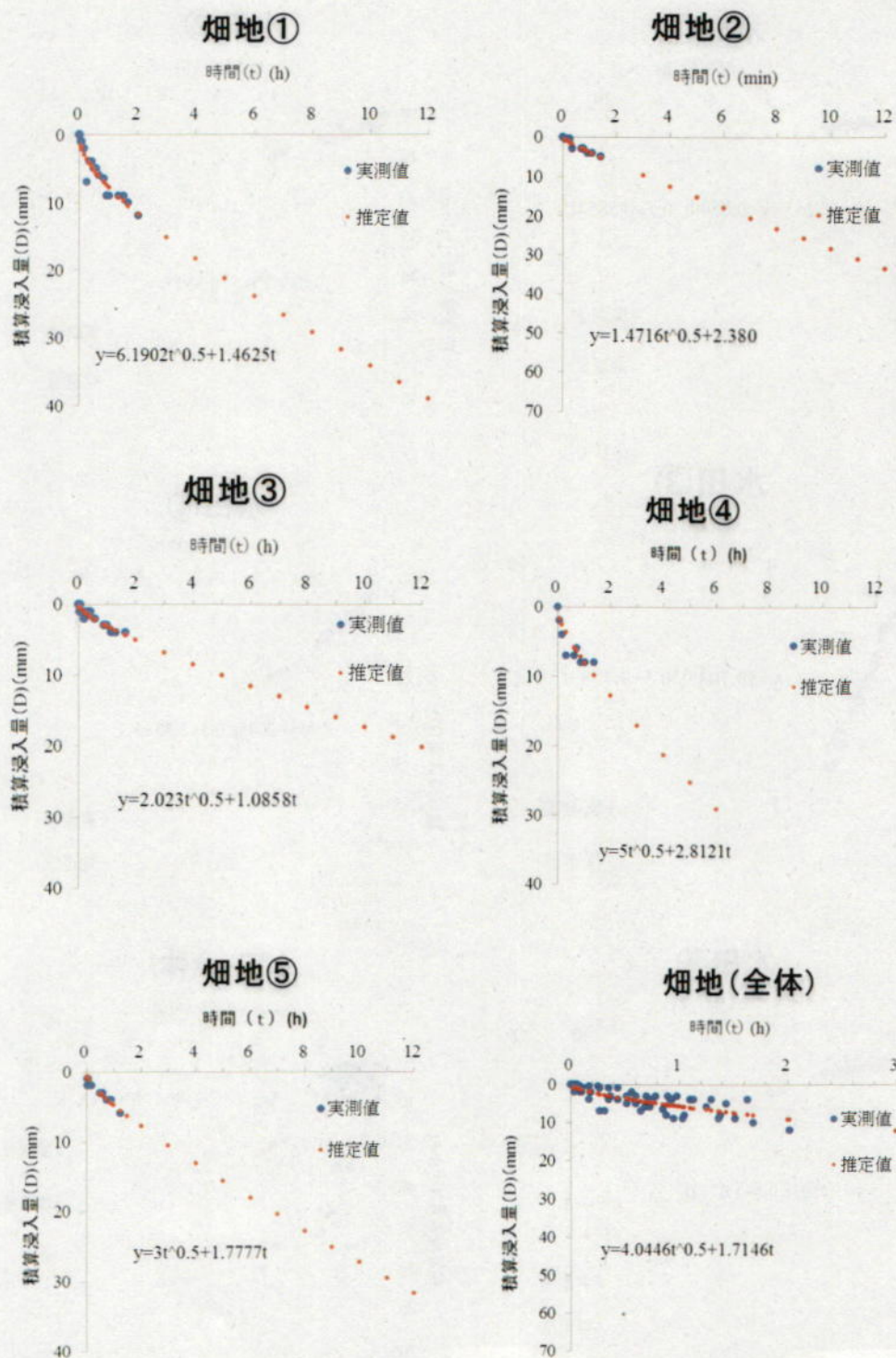


#### 4.4.2 浸入能算出結果 (畑地)

畑地における浸入能算出結果を Fig.4 に示す.

**Fig.4** 浸入能算出結果 (畑地)

Results of infiltration capacity test (upland field)

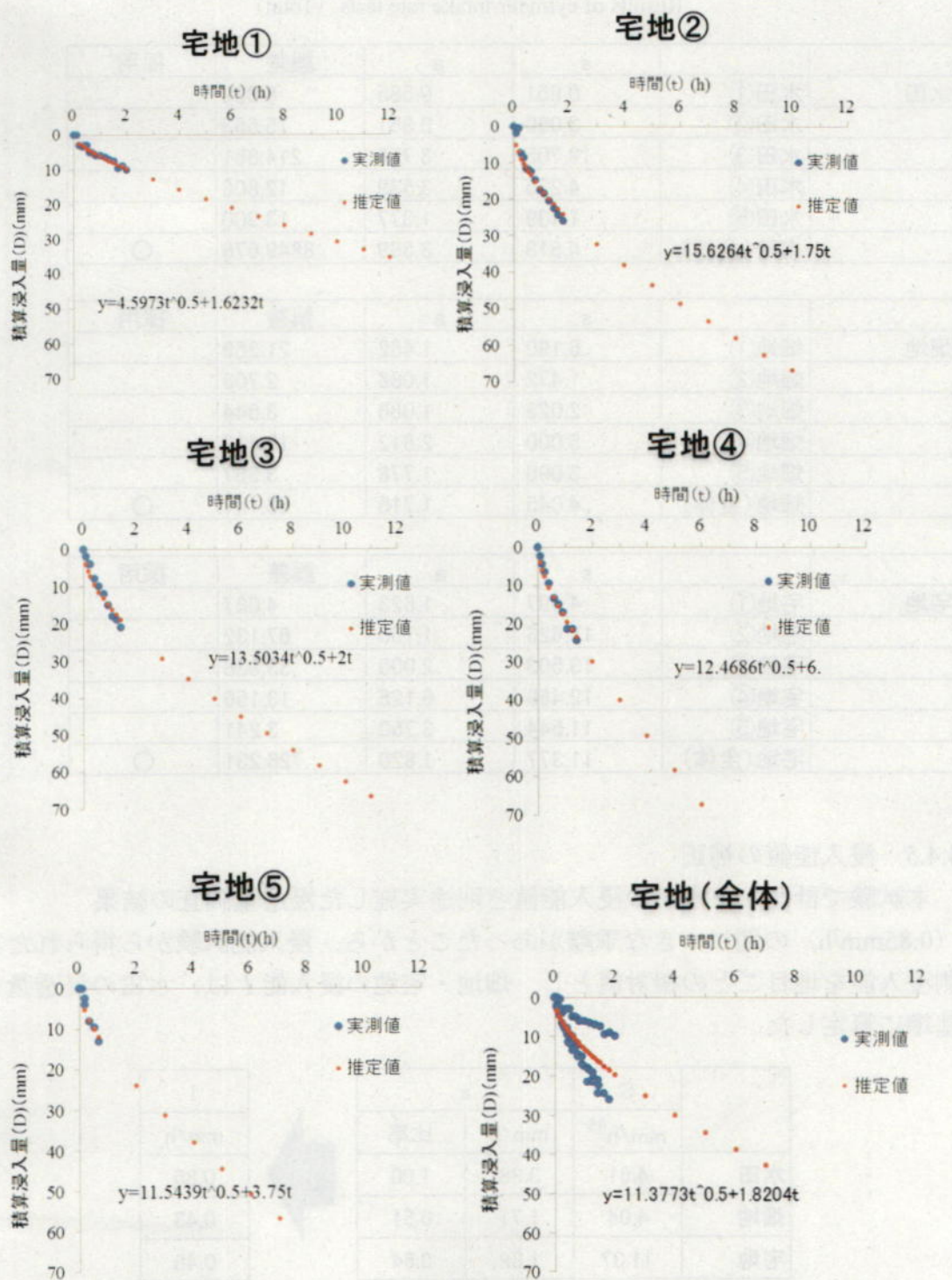


### 4.4.3 浸入能算出結果 (宅地)

宅地における浸入能算出結果を Fig.5 に示す。

Fig.5 浸入能算出結果 (宅地)

Results of infiltration capacity test (residential field)



#### 4.4.4 浸入能算出結果（まとめ）

水田，畑地，宅地の浸入能試験結果より， $S$ （ソープティビティ）と  $a$ （最終浸透能）および算出時の誤差を **Table 5** に示す。

**Table 5** 浸入能算出結果（まとめ）

Results of cylinder intake rate tests (Total)

		s	a	誤差	採用
水田	水田①	0.651	0.585	6.830	
	水田②	3.090	0.851	15.653	
	水田③	19.705	3.758	214.881	
	水田④	4.275	3.539	12.806	
	水田⑤	1.439	1.377	13.900	
	水田(全体)	4.618	3.389	8849.676	○

		s	a	誤差	採用
畑地	畑地①	6.190	1.462	21.259	
	畑地②	1.472	1.086	2.703	
	畑地③	2.023	1.086	3.044	
	畑地④	5.000	2.812	18.416	
	畑地⑤	3.000	1.778	3.367	
	畑地(全体)	4.045	1.715	66.141	○

		s	a	誤差	採用
宅地	宅地①	4.597	1.623	4.087	
	宅地②	15.626	1.750	67.132	
	宅地③	13.503	2.000	33.838	
	宅地④	12.469	6.125	13.156	
	宅地⑤	11.544	3.750	3.241	
	宅地(全体)	11.377	1.820	726.231	○

#### 4.4.5 浸入能値の補正

本試験で計測した水田の浸入能値と別途実施した浸透量調査の結果（0.85mm/h）の間に大きな乖離があったことから，浸入能試験から得られた実測浸入能を地目ごとの相対値とし，畑地・宅地の浸入能  $I$  は，水田の浸透量を基準に算定した。

	S		a		I mm/h
	mm/h <sup>0.5</sup>	mm/h	比率		
水田	4.61	3.38	1.00		0.85
畑地	4.04	1.71	0.51		0.43
宅地	11.37	1.82	0.54		0.46