

博 士 論 文

ボーエン比法による異常値に注目した蒸発散研究と
地区内調整池による洪水調節及び河北潟干拓地内の
灌漑排水エネルギー分析

2020年

石川県立大学大学院

生物資源環境学研究科

伊藤 浩三

ボーエン比法による異常値に注目した蒸発散研究
と地区内調整池による洪水調節及び河北潟干拓地内の
灌漑排水エネルギー分析

目 次

目次	1
第1章 緒論	7
1.1 蒸発散研究について	7
1.1.1 蒸発散研究の重要性	7
1.1.2 蒸発研究の成果と概要	8
1.1.2.1 蒸発散の測定法	8
1.1.2.2 蒸発散モデル	10
1.1.3 蒸発散推定法の特徴と問題点	11
1.2 洪水調節について	12
1.2.1 洪水調節の重要性	12
1.2.2 洪水解析の現状と問題点	13
1.2.2.1 ピーク流量	13
1.2.2.2 ハイドログラフの推定	13
1.2.3 都市化に伴う洪水調節研究の現状と問題点	15
1.3 河北潟干拓地内の現状と問題点	15
第2章 蒸発散推定における異常値の定義と熱収支ボーエン比法への適用	17
2.1 研究の目的	17
2.2 研究の方法	18
2.2.1 研究の資料	18

2.2.2	2 高度の温度差と湿度差	19
2.2.3	$Rn-G$ と IE の比較	20
2.3	異常値の定義とその数学的表現	21
2.3.1	異常値の定義	21
2.3.2	異常値の範囲の数学的表現	23
2.3.3	異常値の処理	24
2.4	分析結果	24
2.4.1	時間単位での IE , H の α による比較	24
2.4.2	日単位での IE , H の α による比較	27
2.4.3	月単位での IE , H の α による比較	27
2.5	考察	29
2.5.1	異常値発生率の時間別変化	29
2.5.2	異常値発生率の月別変化	29
2.5.3	異常値となる資料数と α ごとの IE , H の分配状況	31
2.5.4	観測資料の特徴	32
2.5.5	物理的不整合に対する考察	32
2.6	論議	34
2.6.1	本研究の異常値の範囲と従来の研究との関係	34
2.6.2	時間単位日単位の蒸発散と月単位の蒸発散の関係	34
2.6.3	異常値削除方法についての検討	35
2.6.4	物理的不整合に対する検討	35
2.7	本章のまとめ	35
第3章	蒸発散推定のための逆解析法と Bo 法及び渦相関法との比較	39
3.1	研究の目的	39

3.2	研究の方法	40
3.2.1	研究の資料	40
3.2.2	異常値の定義と処理方式	42
3.2.3	資料の性質	43
3.2.4	逆解析法の要点	44
3.3	分析結果	45
3.3.1	逆解析法の初期値の設定	45
3.3.2	時間単位の IE , H の逆解析法と Bo 法及び渦相関法による比較	46
3.3.3	日単位の IE , H の逆解析法と Bo 法及び渦相関法による比較	47
3.3.4	IE および H の月別変化	48
3.4	考察と討議	49
3.4.1	分析法と異常値条件 α による異常値発生率の変化	49
3.4.2	異常値発生率の時間別変化と特徴	49
3.4.3	異常値発生率の月別変化と特徴	51
3.4.4	IE と H の分配状況の比較	53
3.5	討議	55
3.5.1	逆解析法の初期値問題	55
3.5.2	農環研の資料による分析との比較	55
3.6	本章のまとめ	56
第 4 章	地区内調整池による洪水ピーク流量の低減効果	59
4.1	研究の目的	59
4.2	既往の研究	59
4.3	研究の方法	60
4.3.1	試験流域の特徴	60

4.3.2	土地利用の変化	61
4.3.3	洪水調節のための調整池の設置経過	62
4.3.4	実際の調整池の設置状況と検討した調整池の容量	63
4.3.5	調整池の形式	64
4.3.6	検討対象降雨	65
4.3.7	ピーク流量解析法の概要	66
4.4	解析結果	67
4.4.1	調整池による洪水ピーク流量の調節効果 (形式 I の場合)	67
4.4.2	調整池による洪水ピーク流量の調節効果 (形式 II の場合)	69
4.5	考察	70
4.5.1	洪水ピークの調節効果に及ぼす降雨パターンの影響	70
4.5.2	回帰係数によるブロック間の調整池効果 [I 形式の場合]	71
4.5.3	単位面積当たりの調整池の容量と洪水ピーク減少率の関係	72
4.5.4	洪水ピーク減少率と宅地単位面積 (2009) 当たりの調整池容量	73
4.5.5	調整池による洪水ハイドログラフ変化の具体例	74
4.6	論議	75
4.6.1	全流域と各ブロックに対する調整池の効果	75
4.6.2	ブロック内の洪水流下時間	75
4.7	本章のまとめ	75
第 5 章	都市化に伴う調整池による洪水調節と地下水涵養	79
5.1	研究の目的	79
5.2	試験流域の特徴	79
5.3	調整池の効果	81
5.4	地下水涵養と地下水利用	84

5.4.1	地下水涵養の減少	84
5.4.2	地下水利用の実態と問題点	84
5.4.3	地下水涵養の増強	86
5.5	本章のまとめ	86
第 6 章 河北潟干拓地内における灌漑排水のエネルギー分析		89
6.1	研究の目的	89
6.2	分析の方法	89
6.2.1	河北潟干拓地の概要	89
6.2.2	灌漑システムの概要	89
6.2.3	排水システムの概要	90
6.2.4	電力使用量（料金）の算定	91
6.2.5	用水量と排水量の算定	91
6.3	分析結果	93
6.3.1	電力使用量（料金）の分析	93
6.3.2	ポンプ揚水実績からみた用水利用状況	93
6.3.3	揚水ポンプ運転時間からみた用水利用状況	93
6.3.4	水収支による堤防下浸透量の推定	95
6.3.5	降雨と排水量の時間変動	96
6.3.6	排水量の月別変化	96
6.3.7	豪雨時の排水状況	96
6.4	提案	98
6.4.1	灌漑用水のスプリングクラーから自然取入れへの変換	98
6.4.2	排水方式	99
6.4.3	用水排水の管理体制の在り方	99

6.4.4	堤防下浸透量の抑制	100
6.4.5	豪雨時のポンプ運転頻度	100
6.5	考察	101
6.6	本章のまとめ	102
第7章	結言	104
7.1	本研究の要約	104
7.1.1	熱収支ボーエン比法における異常値の定義とその適用例	104
7.1.2	蒸発散量推定のための逆解析法と Bo 法及び渦相関法との比較	104
7.1.3	地区内調整による洪水ピーク流量の低減効果	104
7.1.4	洪水調節と地下水涵養	105
7.1.5	河北滄干拓地内の灌漑排水エネルギー分析	105
7.2	本研究により明らかにされた新知見	105
	著者論文リスト	107
	口頭発表	108

第1章 緒論

都市化や地球温暖化が原因となり、地域の水循環のバランスは変化する。都市化は農林地を宅地化し、浸透域や雨水保留量が減少することで、流出量を増大させ、時には洪水被害をもたらすとともに地下水への涵養量を減少させ、地下水利用量の減少や地盤沈下をもたらす。地球温暖化による気候変動は、降雪・積雪量を減少させ、春先の灌漑用水の不足をもたらす。このような水循環のバランスの変化に応じて、健全な地域を構築・保全していくためには、水循環の現状把握と短期的または長期的な予測、対応策の検討や評価をすることが必要である。

そこで本論文では、第1として、水循環を把握する上で必要不可欠である蒸発散量は、現在においてもルーチン観測に適した実用的な測定法がないことから、長期的に観測している既存の気象データから蒸発散量を推定できる方法の確立を目的とした。その内容を第2章と第3章に論じる。第2に、都市化による洪水量増加への一時的対策である調整池の設置について、実際にその効果を検証した事例がないことから、調整池による洪水量の低減効果を評価することを目的とした。その内容を第4章と第5章に論じる。第3に、現在河北滹干拓地内において灌漑排水施設の更新事業が行われている。これを機会に、水循環を詳細に分析し、河北滹干拓地内の現状と問題点を洗い出し、改善点の提案を目的とした。その内容を第6章に論じる。

1.1 蒸発散研究について

1.1.1 蒸発散研究の重要性

蒸発散とは、太陽エネルギーの供給を得て液体の水が気体の水となって、地球上から大気中に輸送される現象を言う。この内、海洋や湖面の自由水面からの輸送現象、土壌面からの輸送現象を蒸発 (Evaporation) といい、植物体内からの輸送現象を蒸散 (Transpiration) という。この蒸発と蒸散を合わせて蒸発散 (Evapotranspiration) と呼んでいる。

この現象によって、地球上で自然的・人工的に使われた水は、地球上に水以外の殆どの物質 (汚染物質) を残し、純粹の水のみが水蒸気として大気中に輸送され、やがては雲となり、降水となって地球上に還元される。この意味で蒸発散は地球上では、いわば蒸留器の役割を果たし、人間生活はもとより、多くの生物にとって必要不可欠な現象である。それにもかかわらず蒸発散があまりにも日常的な現象であるために、人々はその有難さや意義について関心をもっていないのが現状である。

しかし、蒸発散はこのように地球上の水循環の一環をなし、水文学上きわめて重要な位置を占めている。また実際上も水資源利用計画や灌漑用水量決定のために重要な役割を果たしている。このために古くから重要な研究課題として取り上げられ、膨大な研究が行われ、その成果が蓄積されてきた。特に、蒸発散現象は、太陽から供給された熱エネルギーによって行われるために、太陽エネルギーの分配問題として捉えられている研究が多い。その概要は大槻（参照 2018.5.31）を参考にまとめると以下のようなになる。

1.1.2 蒸発散研究の成果と概要

蒸発散研究は大きく測定法と推定法に分けられる。さらに測定法は、微気象学的方法と水収支法に分けられる。推定法は、モデルによるものが多く、湿潤面におけるモデル、実蒸発散モデル、経験モデルに分類される、以下この分類にしたがってその考え方と特徴と限界について述べる。

1.1.2.1 蒸発散研究の測定法

蒸発散量の測定は、極めて困難で、今日まで確立された方法はなく、さまざまな方法で推定が試みられている段階である。その主なものは次の通りである。

(1) 微気象学的方法

地表面に接し地表面の影響を直接受ける気層を接地境界層と呼ぶ。この境界層内では、大小様々な渦が発生し乱流と呼ばれる。この乱流は、時間的にも空間的にも不規則な変動を繰り返す、この変動によって、水蒸気、熱、炭酸ガスを大気中に輸送している。

1) 渦相関法

乱流の風速の変動成分 w 、比湿の変動成分 q を測定し、それらの鉛直成分 w' 、 q' （平均値からの差）の共分散を計算し、水蒸気フラックス E を求める方法である。すなわち ($E = \rho \cdot w' \cdot q'$) によって求められる。ただし、 ρ は空気の密度である。この方法は、時間的・空間的に変動する様々な定数の風速や湿度の正確な測定が必要であるため、高精度の観測機器が必要である。

2) 空気力学的方法

この方法は、水蒸気の傾度と乱流拡散係数の積によって蒸発散量を求める方法で、傾度法とも呼ばれる。すなわち、($E = -\rho \cdot Ke \cdot \Delta q / \Delta z$) によって求められる。ただし、 Ke : 乱流拡散係数、 Δq : 比湿勾配、 Δz : 高度変化

この方法は、水蒸気の拡散係数と運動量の拡散係数が等しいと仮定して、2 高

度の風速と湿度の測定によって Ke を算定し、 Δq を算定する必要がある。

3) バルク法

空気力学的方法の特殊な場合で、この方法の 1 高度が水面や積雪面など水蒸気圧が一定の場合である、水面や積雪面では水蒸気圧は飽和しており、水温や積雪温度の関数として Tetens の式によって一意的に決定できる、この方法の問題点は、水面や積雪面など特定の場合しか適用できない点である。

4) 熱収支法

地表に到達した純放射 Rn は、潜熱フラックス IE 、顕熱フラックス H 、地中熱フラックス G に分配される ($Rn=IE+H+G$)。一方、顕熱と潜熱の比はボーエン比 β と呼ばれ、潜熱と顕熱の乱流拡散係数が等しいと仮定すると、 β は接地気層内における 2 高度の気温差・湿度差から求められる。 $\beta=Cp/l \cdot (T_1-T_2) / (q_1-q_2)$, Cp : 定圧比熱, l : 乾湿計定数, q : 比湿, したがって、蒸発散量は $IE= (Rn-G) / (1 + \beta)$ によって求められる。この方法は、矢野 (1989) によれば、2 高度の温湿度の正確な測定が求められると共に、 $\beta=-1$ 近傍において異常値が発生することが問題とされている。

(2) 水収支法

流域内に特定の地域を想定し、その地域内に流入する水量とその地域内から流出する水量の差は流域内に貯留される水量となる。水の連続関係を使って、未知数の蒸発散を推定する方法の総称である。

1) 流域水収支法

上述の想定される地域を流域に選定した場合である。この場合には流域に入る水は、降水のみとなり、流出する水は、地下水流出量を除き、且つ地域貯流量の変化を除けば、この流域からの河川流出量と蒸発散量のみとなる。したがって、このような条件を満たす期間と流域を選定して、流域蒸発散量を求めるのがこの方法である。

2) 土壌水分減少法

土層別に土壌水分減少量を測定し、土層別の厚さを乗じた値から蒸発散量を算定する方法である。ただし、下方浸透が多い場合にはこの下方浸透を加え、また、下方からの水分供給がある場合にはこれを差しひかなければならない。何れにしても、正確な水分の測定と、調査の前提を満足しているか否かが測定精度を決める。

3) ライシメータ法

ライシメータと呼ばれるタンクを用意し、その中に土壌を充填し、目的によっては作物を栽培し、水収支を測定することによって、蒸発散量を測定する方法である。水収支の測定法として、タンク全体の重さを計るウェィング・ライシメータ、土壌層全体を水に浮かせるフローティング・ライシメータなどがある。

4) チャンバー法

植物全体をチャンバーで覆い、チャンバーでの入り口の湿度差と通気量を測定し、水収支の差から蒸発散量を測定する方法。自然状態の植物の蒸発散を直接測定できる利点があるので、畑地灌漑水量の測定にしばしば用いられた。

1.1.2.2 蒸発散モデル

(1) 実蒸発散量

乾燥と湿潤を繰り返している自然条件化での蒸発散量を実蒸発散量と呼ぶ。この場合は、乾燥と湿潤を繰り返し、地表面の水分状態が変化するため、推定方法は複雑である、いくつかのモデルが提案されている。

1) ペンマン・モンテューズ法

地表面が十分に湿っている場合に適用できるペンマン法に気孔抵抗という形で土壌水分減少に伴う蒸発散量の抑制効果を取り入れた蒸発散推定法。作物ごと、季節ごと、作物生育段階ごとの実測値を蓄積し、実用に供せられるよう気孔抵抗を整理した方法。この方法は、大槻（1989）によると、物理的に明確であるが、気孔抵抗の評価が困難であることから、実用に供することは難しいとされている。

2) 平衡モデル

平衡蒸発散量に降水量や土壌水分のパラメータを導入することによって、実蒸発散量を推定する方法。ただし、平衡蒸発量とは、飽差がゼロになった時の蒸発散位と定義され、ペンマン法の第1項に相当する。この場合も降水量や土壌水分の関数として定められる修正係数は、実測蒸発散量の蓄積によって漸次修正される性質のものである。

3) 作物係数法

灌漑作物の蒸発散量は、作物の種類、作物の生育段階によって変化するが、蒸発散位（多くの場合ペンマンの蒸発散）に比例する、したがって、作物の種類、作物の生育段階ごとに係数（作物係数）を定め、蒸発散位にこれに乗じて実蒸発散量を求める方法。この場合も作物係数は、実蒸発散量によって定める必要があるため、実測蒸発散量の蓄積に伴って、この係数は漸次改良していく必要がある。

4) 補完法

ペンマン法による蒸発散位は実蒸発散量に対して補完的に働くという観測結果に基づいて提案された方法で蒸発散位と実蒸発散量との和は 2 倍の可能蒸発量に等しいという関係を提案している。可能蒸発量は平衡蒸発量の 1.26 倍という関係も提案されているが、この係数は地域によって変化する。

(2) 経験モデル

1) ブラネイクリドル法

この方法は、国連食料農業機関（FAO）が、灌漑計画における作物による月別の消費水量を推定するために開発した方法である。月別平均気温、可照時間、経験定数によって、月別蒸発散量が推定できる。蒸発散量の概数を既往の気象資料によって推定できる特徴がある。ただし、大槻（1989）によれば、経験定数は作物の種類だけではなく、生育段階、地域等によっても変化するもので、各要素ごとに校正が必要である。

2) ソーンズウェイト法

気象学・水文学の分野で広く使われている方法で、ブラネイクリドル法と同じく、気温と可照時間を変数として、年蒸発散量の概数を求める方法である。ただし、大槻（1989）によれば、蒸発散量を夏に過大、冬に過小に推定するため、季別の蒸発散量推定には適していない。

1.1.3 蒸発散推定法の特徴と問題点

以上、今日までに提案されている蒸発散量推定方法の主要なものを列記した。この内、実際問題に対処する必要から、畑地灌漑の基礎となる消費水量に関するものが多く、理論的に十分解明されていない部分は、実験係数あるいは経験定数として定められ、実測蒸発散量に蓄積によって、この係数が暫時改良されて行くことを期待した研究である、したがって、これらの研究は、実用と改良

が同時並行的に進行する工学的研究と評価される、これらの研究は、「蒸発散モデル」の項にまとめられている。

また、蒸発散を実測する方法も流域水収支法、土壌水分減少法やライシメータ法、チャンバー法など水収支の考え方に基づく方法が提案されているが、何れの方法も調査・実験の多くの労力を要し、蒸発散の概数を知る目的には、必ずしも適切でない面がある。

著者が現在注目している研究は、微気象学的方法に属するもので、現在広く使われている渦相関法と熱収支法である。これらの方法は何れも理論的基礎に立脚しており、将来蒸発散研究の中心をなすと考えるからに他ならない。

渦相関法は蒸発散量推定の理論的基礎が明確で、現在蒸発散推定研究の中心的手法であり、世界各地で採用されている。しかし、風速・気温・湿度の平均値の周りの微小変動の積和によって蒸発散量が算定されるために、これらの微小変動の正確な実測が不可欠である。しかし、これは先にも述べたように実際的にも理論的にも多くの問題を含んでおり、極めて困難な面を含んでいる。このため、現在この分野で専門的に研究が行われている。

一方、熱収支法はボーエン比の提案に伴って、熱収支・ボーエン比法として定着し、世界各地で広く採用されている。しかし、この方法は同一地点・同一時刻に 2 高度の気温、湿度差の情報が必要なために、果たして十分な精度の情報が得られているか否かが懸念されることの一つである。もう一つの問題点は、ボーエン比は (-1) の近傍で異常値が発生する点である、この 2 点について十分な研究が進展していないと考え、今回集中的に研究を展開することとした。併せて、ボーエン比法は 2 高度の気温・湿度を必要とすること自体に問題があると考え、かねて提案されている逆解析法 (1 高度の気温湿度の情報から、熱収支関係が成立することを前提として、地表面の気温・湿度を逆算し、ボーエン比法を適用する方法) と比較検討することとした。この内容が第 1 部ボーエン比法による蒸発散の研究である。

1.2 洪水調節について

1.2.1 洪水調節の重要性

近年、洪水被害が頻発している。これまで経験したことのないゲリラ的な洪水が続発し河川堤防は破堤し、浸水により人命が失われ、家屋や田畑が流失し、大きな社会問題となっている。また、近年急速に都市化した地域では、不浸透域の増大と流路網の整備により、洪水のピーク流量が増大するとともに、洪水の到達時間は短くなり、洪水被害が大きくなっている。

このような洪水被害を減少させ洪水を調節するためには、流出解析の一層の進化が必要である。改めて述べるまでもなく、流出解析とは、降雨と流出量の関係を明らかにする研究分野・手法である。今日まで各種の立場から流出解析の研究が行われてきたが、低水流出解析は除き、洪水流出解析に限定して、その概要は永井ら（2003）を参考にまとめると以下のようなになる。

1.2.2 洪水解析の現状と問題点

洪水のピーク流量のみを算定するものと、洪水の波形を推定するものに大別される。前者は河川断面決定に資されることが多く、後者は地区内貯留を経て流出される場合に適用される。

1.2.2.1 ピーク流量

(1) 合理式

合理式は洪水到達時間内の有効雨量 re ($\text{mm} \cdot \text{hr}^{-1}$) と流域面積 A (km^2) によってピーク流量が決定される ($Q_p = re \cdot A/3.6$)。また、有効雨量 re は洪水到達時間内の雨量 r ($\text{mm} \cdot \text{hr}^{-1}$) とピーク流出率 fp によって決定される ($re = r \cdot fp$)。この式は基本的には連続式でありその限りにおいては問題になることはない。しかし、運動方程式に相当する洪水到達時間の推定が重要な問題となる。

(2) 洪水到達時間

力学的には流域最遠点の降水の攪乱が懸案地点に伝播する時間と定義される。したがって、流域の地形、地被、表層土壌、流路網などの流域特性と有効降雨波形や流量などの水文特性によって支配される量であり、流域固有の一定値ではない。したがって、洪水到達時間は、原則的には対象流域ごとの観測値に基づいて決定する。

しかし、観測値が得られていない流域では、角屋・福島（1976）によって次の式が提案されている。（ $tp = CA^{0.22}re^{-0.35}$ 、ここに tp ：洪水到達時間（min）、 A ：流域面積（ km^2 ）、 re ：有効降雨強度（ $\text{mm} \cdot \text{hr}^{-1}$ ）、 C ：土地利用状態によって異なる係数で数表が与えられている）。

1.2.2.2 ハイドログラフの推定

流出現象を解析するに際し、単にピーク流量を推定するのみでは、水文的には十分でない。また、工学的立場から流域内での水の貯留を考慮する必要がある場合にはハイドログラフ（流出量に時間的变化）が必要となる。この降雨とハイドログラフの関係をあらわす方法には次に示すような幾つかの方法が研究

されている。

(1) 単位図法

ユニットグラフ法とも言われ世界的に広く使われている。この方法の基本となる仮定は①単位有効降雨によって発生するハイドログラフは降雨強度によって変化しない。このハイドログラフをユニットグラフ（単位図）と呼ぶ。②有効降雨の強度が変化した場合のハイドログラフは有効降雨の強度に比例する（比例の原則）。③有効降雨が時間的に変化する場合にはその時間だけハイドログラフを移動して重ね合わせたものとなる（重畳の原則）。この③原則を使用すればどのような有効降雨に対してもハイドログラフを推定することが出来る。なお、有効降雨は実際の降雨から損失雨量を差し引いたものであり、別途あらかじめ計算しておく必要がある。

(2) タンクモデル

側方と下方に浸透孔を持つタンクを考え、これを2～4段積み重ねたモデルを仮定し、最上段に降雨を投入し側孔からの流出量を河川流出量と考えるモデルである。側方の孔は1個とは限定せず、且つ孔の位置もタンクの底から適当な位置に設定する。タンクの底の孔により下方への浸透を表す。最上段の側孔からの流出を表面流、2段目のタンクの側孔からの流出を早い中間流、3段目のタンクの側孔からの流出量を遅い中間流、最下段からの流出量を地下水流出と考えることもある。このようなモデルを使えば、単位図法の欠点である降雨と流出量の非線形性も表現することができ、わが国はもとより世界で広く使われている。

(3) 貯留関数法

流域を一つの貯水池と見立てて、貯留量 S と流出量 Q の関係を基本にハイドログラフを推定する方法である ($S=KQ^p$, ただし K : 実験定数, p : S と Q の非線形性を表す定数)。この方法は貯留量と流出量との間に次に述べる表面流モデルと同様に非線形性を仮定しているので、実測値の再現性がよく、広く使われている。しかし、モデルの物理的意味が曖昧で有ると評価されていたが、他の方法との関連性も研究され、物理的意味も漸次明らかになりつつある。

(4) 雨水流法

キネマティック法ともいわれ、水理学的な考え方によっている。流域内の流路などの性状が変化した場合に適用できる長所がある。基礎式として、流域を流路に従っていくつかの単位流域に分割し、その分割した単位流域を斜面

と河道よりなるものとして水理学的手法により洪水を追跡する方法である。不
等流を前提として洪水追跡を行うために、流域の下流端でバックウォーターを
受けないことが必要である。このため、比較的地形勾配の大きな地区に適用さ
れ、低平地の洪水追跡には適用できない。基本的には斜面流と河道流にわけ、
まず斜面流を集めて河道に投入し河道流の追跡を行う。以下同様にして、流域
全体の洪水追跡を行い、全体のハイドログラフの推定を行う。この方法の良い
点は、流域の性状が変化した場合に適用できる点で、今日問題となっている都
市化に伴う洪水量の推定に最適である。

1.2.3 都市化に伴う洪水調節研究の現状と問題点

最近まで、農地や山林として利用されてきた農地が、近年都市として利用さ
れるようになり、洪水量が格段に増大し、洪水被害が頻発していることはよく
知られた事実である。この理由は指摘するまでもなく、浸透性の農地や山林が
不浸透性のアスファルトやコンクリートに変更されたこと、道路網や水路網が
整備されその密度が格段に高くなったため、洪水の到達時間が短縮され、それ
に伴って、洪水ピーク流量が飛躍的に増大したことによる。このために、河川
堤防の破壊や家屋の流出、さらには人命に関わる被害まで発生し、大きな社会
問題となっていることは、本論の最初にも指摘されたとおりである。

このために、都市化に伴う洪水流出の研究が精力的に行われ、幾多の注目す
べき成果が得られている。しかし、その多くは、都市域内の洪水流出解析であ
って、農地や山林からの流出がどのように変化したかの研究は意外に少ない。

都市化に伴う洪水量の増加に対応するためには、排水か河川の容量を増加す
るのが原則である。事実、これまでの計画降水量を改め、近年の降る量に対応
した計画雨量に改める動きがある。しかし、計画降水量を増大し、これに対応
する河川断面の改修には、長い時間と膨大な工事費が必要である。すべての地
域でこのような工事を同時に行うことはできない。

そこで次策の対策として、一定規模以上の開発行為に対して、地区内調整池
の設置を義務付けている自治体が多い。しかしながら、この効果について具体
的に検討した研究はわが国では皆無に近い状態であった。そこで、私はこの問
題を研究課題として取り上げることとした。この内容が第2部地区内調整池に
よる洪水解析と地下水涵養である。

1.3 河北潟干拓地内の現状と問題点

河北潟干拓地内は、1986年に完成した畑作主体の干拓地で、今日まで金沢市
の近郊の優良農地として活用されてきた。しかし、時代の変化に伴って、作物

の変更や施設の老朽化が原因となり、電力使用量が近年激増し、負担額が農家の痛手となっている。今回、河北潟防潮水門が新設改良されるに伴って、河北潟周辺の灌漑排水施設も改良される運びとなり、近代的な施設に更新できる可能性が生まれてきた、そこで本論文では、これを機会に現在問題となっている河北潟干拓地の用排水エネルギーを分析し、その問題点を明確にするとともに、灌漑排水システムの分析を行い、より合理的な将来の灌漑排水改良システムを提案することを研究課題として取り上げることとした。この内容が第3部の河北潟干拓地内における灌漑排水のエネルギー分析とその改良システムの提案である。

引用文献

- 大槻恭一（参照 2018.5.31）：森林水文・水資源学 第5章（大槻） 5. 蒸発散
< [http://www.forest.kyushu-u.ac.jp/~otsuki/FHW/FHW_Text\(ET1\).pdf](http://www.forest.kyushu-u.ac.jp/~otsuki/FHW/FHW_Text(ET1).pdf) >
- 矢野友久（1989）：蒸発散（その4）－蒸発散量の測定法－，農土誌 **57**(7), 63-68.
- 大槻恭一（1989）：蒸発散（その8）－蒸発散量の推定法－，農土誌 **57**(11), 65-71.
- 永井明博，田中丸治哉，角屋睦（2003）：ダム管理の水文学，森北出版
- 角屋睦，福島晟（1976）：中小河川の洪水到達時間，京大防災研年報 **19-B**, 143-152.

第2章 蒸発散推定における異常値の定義と熱収支ボーエン比法への適用

2.1 研究の目的

蒸発散量は水資源利用計画や灌漑計画の策定にとって極めて重要な要素である。このため古くから数多くの研究が進められてきている。その中でも、熱収支ボーエン比法 (Bo 法) は世界的に広く使われている。この方法は、熱収支の考え方にに基づき、同一地点の2高度の温度と湿度を測定し、2高度の温度差と湿度差からボーエン比 (Bo) を求め、この比を使って潜熱 (IE) と顕熱 (H) を分離する方法である。

しかし、 Bo 法は、 Bo が-1の近傍の値では IE , H の絶対値が非常に大きな値となる場合があり、このため、-1近傍の一定範囲の Bo に対する IE , H の資料を削除する方法がとられている。この削除範囲を示唆あるいは明示した研究に桜谷・岡田 (1985), Unland et.al (1996), Ortega-Farias et.al (1996), 小谷ら (2001) などの研究があるが、その根拠や役割が十分に示されていない。一方、 Bo 法を使った研究は多いが、この異常値の取り扱いを明らかにしていないものが大多数である。おそらく、この削除範囲は研究目的、研究者の経験によって行われていて、一般化されていないことが多いと推定される。

Bo 法にはもう一つ重要な問題点がある。それは温度測定の精度の問題である。この方法は、同一地点、同一時刻の2高度の温度・湿度を測定しその差の比をとって Bo を定めることが基本である。このため、この温度差・湿度差が有為でないと Bo 法の精度が保障できない。この問題を検討した研究は多く、例えば Perez et.al (1999), Gavilán and Berengena (2007) などの報告がある。以上のように、今日まで、 Bo 法の異常値について本格的に取り扱った研究は少ない。

本研究は、以上の問題点を踏まえて、新しい考え方に基づく異常値の定義を提案するとともに、その考え方を、実際の資料に適用してその特質を明らかにした内容である。すなわち、 Bo が -1 に近づく際の異常値とは、供給熱量 ($Rn-G$) が小さくなる日没や日の出に現れやすいというこれまでの知見に基づき、作業仮説として、 $Rn-G$ を基準にこの α 倍より大きい IE または H を異常値と定義し、異常値となる Bo の範囲を誘導する。次にこの結果を実際の資料に適用し、 α の変化に基づく IE , H の再現性を確認し、実際にどのように適用すればよいかを検討する。さらに、時間単位、日単位、月単位での異常値の特性を検討する。今回提案する異常値の定義は、条件付きであるが渦相関法にも適用可能であるため、考察において渦相関法における異常値の特徴にも言及する。

なお、ここでいう渦相関法とは、 H を渦相関法で求めて、 IE は熱収支残差に

よって求めている。この前提で、異常値の定義を渦相関法にも適用していることを予め断っておく。

2.2 研究の方法

2.2.1 研究の資料

本研究では農村工学研究部門より公表されている同部門の気象観測システムによる 2017 年の観測資料を利用した (吉田ら, 2012)。この資料は、茨城県つくば市の同部門気象観測露場 (北緯 36 度 01 分, 東経 140 度 05 分, 標高 26m, 露場の広さ 43m×56m) において測定されたもので、鉄塔の高さは 10m, 地上面 0.2m 及び 2.2m の 2 高度で気温 (クリマテック社製, C-HPT, 気象庁検定付) と湿度 (Vaisala 社製, HMP-155D, 気象庁検定付) をそれぞれ独立に測定している。また, 地温 (クリマテック社製, C-PTG) 及び土壌水分 (Campbell Scientific 社製, CS-616) は 5cm, 10cm, 30cm, 50cm 及び 100cm で測定している。放射量は地上 1.5m の高さで短波 (Kipp and Zonen 社製, CMP-21)・長波 (Kipp and Zonen 社製, CGR4) 放射量をそれぞれ上向き下向きで測定している。さらに地中熱フラックス (Hukseflux 社製, HFP-01) も測定し, 露場は定期的に刈り込みを行っている。

一方, 渦相関法により顕熱フラックスも測定している。このために必要な乱流変動成分は超音波風向風速温度計 (ソニック社製, SAT540) を使用している。また, 潜熱フラックスは熱収支法により, 純放射 (R_n), 地中熱フラックス (G), 顕熱フラックスの不足分として推定している ($LE=R_n-G-H$)。この点, FLUXNET のように, 潜熱フラックスを直接測定していないので, 熱収支関係は常に満足している。なお, これらの測定データは年間を通じて欠測が殆どない。

本研究で検討する Bo 法は, 温・湿度のほかに, 純放射と地中熱フラックスが必要である。純放射は測定されていないので, 下向き日射量 (S_D), 上向き日射量 (S_U), 下向き長波放射 (L_D), 上向き長波放射 (L_U) の実測値を用いて (1) 式により算定する。なお, 地中熱フラックスは熱流板により地表面下 5cm の深さで測定したものをを用いる。

$$R_n = S_D - S_U + L_D - L_U \quad (1)$$

また, 熱収支式及び Bo に関する式は次のようにあらわされる (近藤, 1994)。

$$R_n - G = H + LE \quad (2)$$

$$Bo = \frac{C_p (T_1 - T_2)}{l (q_1 - q_2)} \quad (3)$$

$$lE = \frac{Rn - G}{(1 + Bo)} \quad (4)$$

$$H = \frac{Bo(Rn - G)}{(1 + Bo)} \quad (5)$$

$$e_{sat}(T) = 6.1078 \times 10^{\frac{(7.5 \times T)}{(237.35 + T)}} \quad (6)$$

$$q = 0.622 \times (e / P) / (1 - 0.378 \times e / P) \quad (7)$$

$$reh = e / e_{sat} \times 100 \quad (8)$$

ここに、 C_p ：定圧比熱 ($1.004 \times 10^3 \text{ J} \cdot \text{kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$)、 l ：水の蒸発潜熱 ($2.5 \times 10^6 - 2,366T$) ($\text{J} \cdot \text{kg}^{-1}$)、 T_1 ：高さ 0.2m の温度 ($^{\circ}\text{C}$)、 T_2 ：高さ 2.2m の温度 ($^{\circ}\text{C}$)、 q_1 ：高さ 0.2m の比湿、 q_2 ：高さ 2.2m の比湿、 G ：地中への熱フラックス ($\text{W} \cdot \text{m}^{-2}$)、 T ：測定時の温度 ($^{\circ}\text{C}$)、 P ：測定時の大気圧 (hPa)、 e_{sat} ：飽和水蒸気圧 (hPa)、 e ：水蒸気圧 (hPa)、 reh ：湿度 (%)、**Fig. 2-1**には本研究で使用した記号とその方向を示した。

2.2.2 2 高度の温度差と湿度差

観測資料の温度と湿度の精度を確認するため、 Bo を決定する 2 高度の温度と湿度の実測値を **Fig. 2-2** に示した。時間単位の資料では、高度 0.2m と 2.2m の温度は平均して、前者がわずかに大きく 0.06% の差となり、湿度も前者が大きく 5.0% の差となる。なお、この資料は、高度ごとに独立に観測されているが、図のとおり、斉一な関係が得られていることは、この資料の観測精度はよいことを示している。

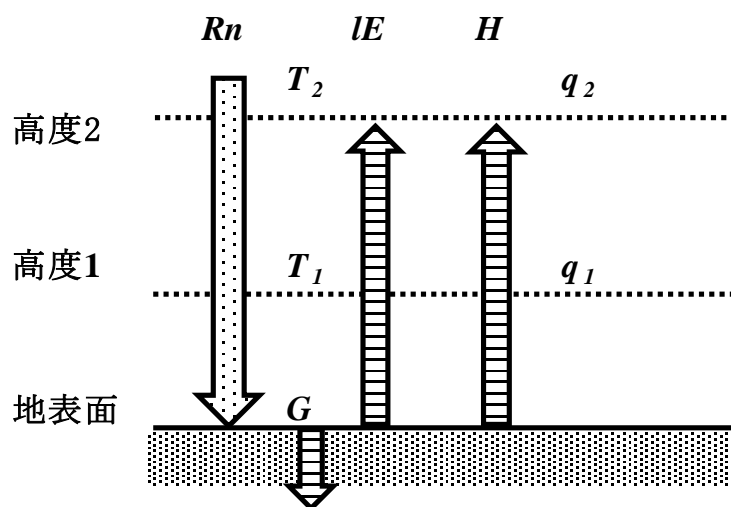


Fig. 2-1 熱収支構成要素と使用した記号

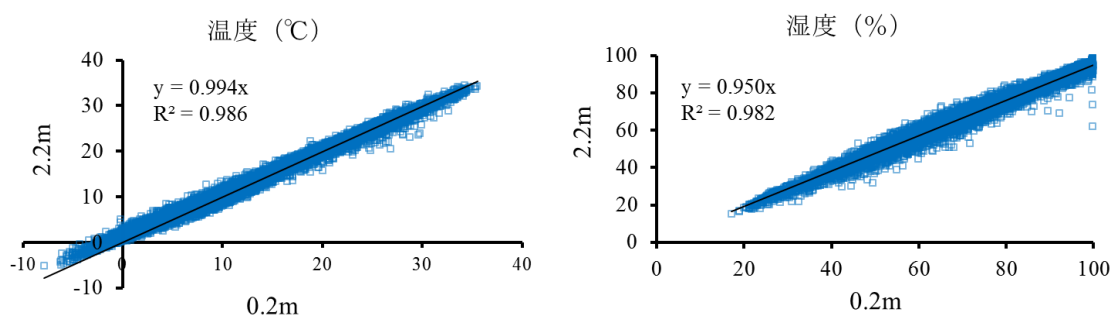


Fig. 2-2 高度 0.2m と高度 2.2m の温度と湿度の関係

Bo 法は同一地点の同一時刻における 2 高度の温度差 ($\Delta T = T_1 - T_2$) と湿度差 ($\Delta reh = reh_1 - reh_2$) を必要とするために、この値が有為なものでなければならない。このことを確かめるために冬期 (1 月) と夏期 (7 月) の 10 日間の温度差と湿度差を Fig. 2-3 に例示した。この図から明らかなように、両者ともかなり差が見られ、特に資料に問題はない。

2.2.3 Rn-G と IE の比較

気象資料を用いて (1) 式と実測値 G により算定した $Rn-G$ と (4) 式により算定した IE の日単位における推定結果を Fig. 2-4 に示した。 $Rn-G$ は年間通じて $-10 \sim 170$ ($W \cdot m^2$) の範囲で変動しているが、 IE では絶対値が極端に大きい値 (異常値) が表れ、信頼できる結果が得られていないことが分かる。この理由は先述したとおり、 Bo が -1 近傍で異常な IE , H が発生することによる。

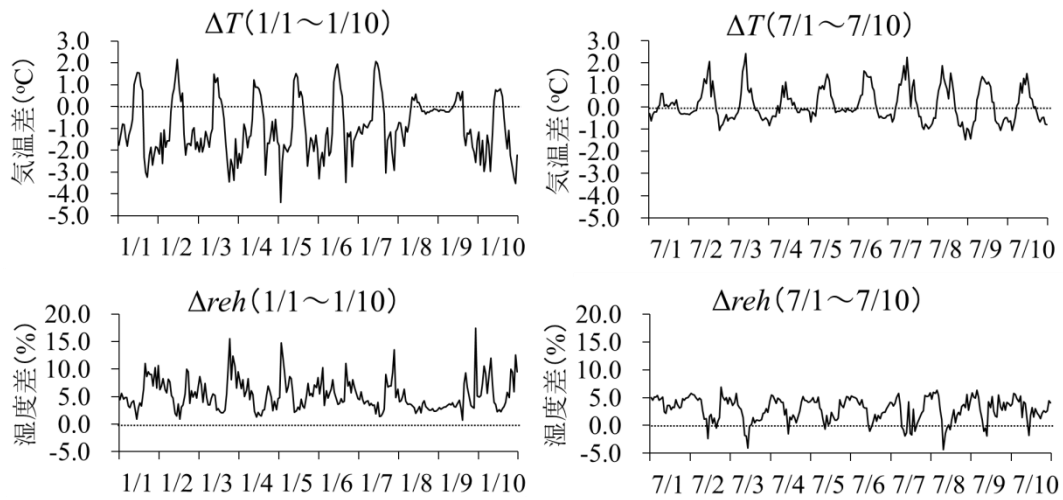


Fig. 2-3 2 高度の温度差 (ΔT) と湿度差 (Δreh) の変化例 (冬期と夏期)

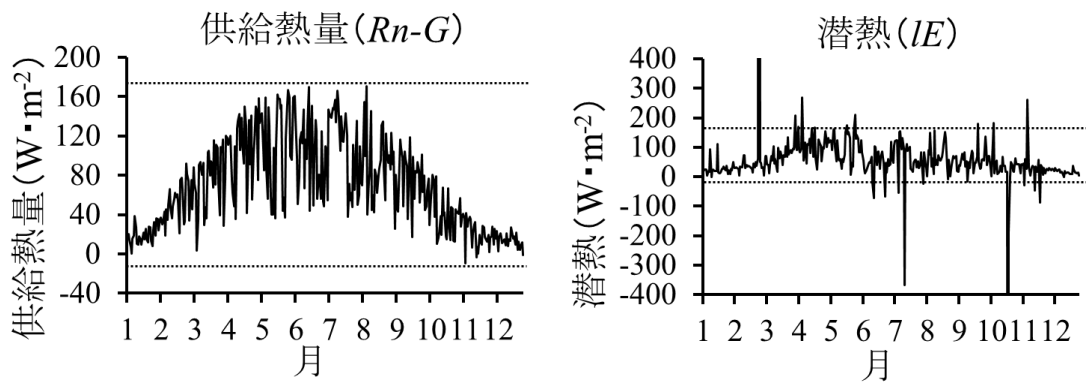


Fig. 2-4 供給熱量 ($Rn-G$) と潜熱 (IE) の比較 ($W \cdot m^{-2}$)

2.3 異常値の定義とその数学的表現

2.3.1 異常値の定義

異常値に対する従来の考え方は、明確さを欠くと考え、新しい概念に基づき異常値を定義することを試みた。すなわち、異常値とは、 $Rn-G$ に対して極端に大きな IE , H が算定される場合と定義し (作業仮説)、これが正常な分析をさまたげると考えた。そこで、(9) 式のように α (異常値条件) を定義し、異常な IE あるいは H が算定される Bo の範囲 (異常範囲) を抽出することとした。このような定義であれば、異常値の意味が明確となる。

$$\alpha \mid Rn-G \mid < \mid IE \mid, \mid H \mid \quad (9)$$

この式を $\mid Rn-G \mid$ で除すと、

$\alpha < |1/(1+Bo)| \cdots |Rn-G|$ による無次元化した $|IE|$

$\alpha < |Bo/(1+Bo)| \cdots |Rn-G|$ による無次元化した $|H|$

となる。横軸に Bo 、縦軸に無次元化した IE, H をとると、**Fig. 2-5** が得られる。図中に矢印で示した範囲が $\alpha=2.0$ の場合の Bo の異常範囲の例である。左の図は $Rn-G>0$ (主に昼間)、右の図は $Rn-G<0$ (主に夜間) を表わす。この図から $Bo=-1$ を中心にして $IE (=1/(1+Bo))$, $H (=Bo/(1+Bo))$ が急激に変化し、異常値が発生することが具体的に理解できる。

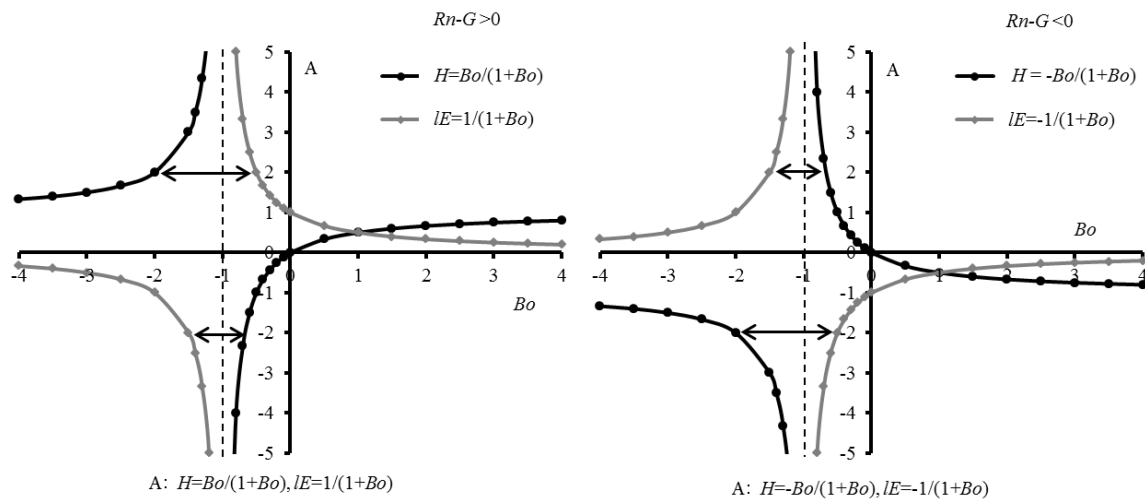


Fig. 2-5 Bo と $1/(1+Bo)$, $Bo/(1+Bo)$ の関係

Bo-A の関係

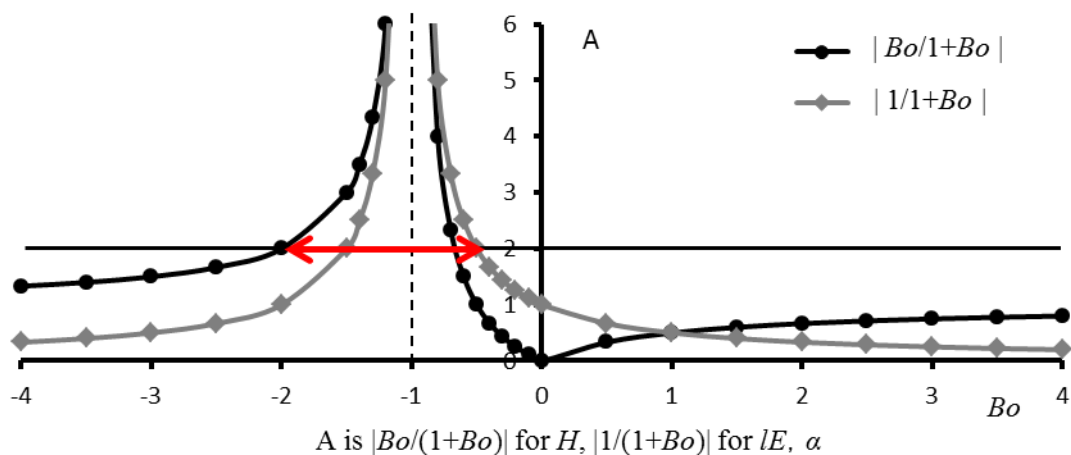


Fig. 2-6 Bo と $|1/(1+Bo)|$, $|Bo/(1+Bo)|$ の関係

Fig. 2-5 を異常値条件 α を統一的に表現するために、横軸 Bo に対して下図を反転させ、上下を重ねた図 (Fig. 2-6) を考えた。このように図を整理すると、縦軸は A は α を示すこととなり、Fig. 2-5 では 4 箇所を示された異常値が統一して示される。この図では $\alpha=2.0$ の場合の異常な IE , H を表す Bo の範囲を例示している。Fig. 2-5 は絶対値を使わないで、分かり易く表現したものであり、Fig. 2-6 は絶対値の考え方に基づいて、異常値の範囲を統一して示したものである。

2.3.2 異常値の範囲の数学的表現

この定義により、 $Rn-G$ の正負、 IE および H の正負、さらには H は Bo の正負によって場合分けし、 α によって、 Bo の異常な範囲を求めた結果は次のとおりである。その詳細な誘導過程は付録に記載した (付録参照)。

$$\frac{(1+\alpha)}{-\alpha} < Bo < \frac{(1-\alpha)}{\alpha} \dots \text{for } IE \quad (10)$$

$$\frac{-\alpha}{(\alpha-1)} < Bo < \frac{-\alpha}{(\alpha+1)} \dots \text{for } H \quad (11)$$

$$\frac{-\alpha}{(\alpha-1)} < Bo < \frac{(1-\alpha)}{\alpha} \dots \text{for } IE \text{ and } H \quad (12)$$

上記のとおり、異常な IE に対しては、(10) 式、 H に対しては、(11) 式、 IE と H の両者を含む場合に対しては (12) 式となる。これらの式により、異常な範囲を α ごとに求めると Table 2-1 の通りとなる。この表のように、対象とする異常値が IE あるいは H 又はその両方 (IE かつ H) によって、 Bo の異常な範囲が α ごとに異なり、 α を大きくとると、 Bo の異常範囲は狭くなる。また、 IE と H も別々に算定することも出来る。さらに、これまで提案されている $Bo=-1$ を

Table 2-1 係数 α と IE , H および IE and H に対する Bo の異常範囲

α	IE	H	IE かつ H	既往研究	
				異常 Bo 範囲	研究者
1.0	$-2.000 < Bo < 0$	$-\infty < Bo < -0.500$	$-\infty < Bo < 0$	$Bo < -0.75$	Ortega-Farias et al.
1.2	$-1.833 < Bo < -0.167$	$-6.000 < Bo < -0.545$	$-6.000 < Bo < -0.167$		
1.5	$-1.667 < Bo < -0.333$	$-3.000 < Bo < -0.600$	$-3.000 < Bo < -0.333$		
2.0	$-1.500 < Bo < -0.500$	$-2.000 < Bo < -0.667$	$-2.000 < Bo < -0.500$	$-1.5 < Bo < -0.5$	桜谷・岡田
3.0	$-1.333 < Bo < -0.667$	$-1.500 < Bo < -0.750$	$-1.500 < Bo < -0.667$	$-1.3 < Bo < -0.7$	Unland et al.
5.0	$-1.200 < Bo < -0.800$	$-1.250 < Bo < -0.833$	$-1.250 < Bo < -0.800$	$-1.2 < Bo < -0.8$	小谷ら

中心にして上限と下限は対称とならないことがわかる。また、この表から明らかのように、既往の研究は大略本研究の α の異なる場合に相当することが分かり、既往の研究を統一的に示すことができる。

2.3.3 異常値の処理

上述した異常値に対応する B_o (異常 B_o) の扱い方について考えられる方法は2つある。1つは、異常 B_o に該当するデータを欠測扱いとして削除する方法、もう1つは異常 B_o を正常と考えられる B_o に置換える方法である。前者は $Rn-G$ も削除されるため、実際に供給する熱量を無視することになる。後者は $Rn-G$ に影響を及ぼさないため、熱収支は満足するが B_o に仮定が入る。両者に一長一短があるが、本研究では後者の方法を採用した。なお、仮定する B_o は-1を中心に、より小さい範囲には **Table 2-1** の下限の B_o を、より大きい B_o には上限の B_o を与えた。

具体的な例を示す。 $\alpha=2.0$ を異常値条件とすると B_o の異常範囲は **Table 2-1** より、 $-2.0 < B_o < -0.5$ となる。ここで $B_o = -1$ を中心として、 $-2.0 < B_o < -1.0$ の範囲の B_o を-2.0、 $-1.0 < B_o < -0.5$ の範囲の B_o を-0.5 と仮定することとなる。なお、桜谷・岡田(1985)はこの B_o の置き換えを異常値処理方法の1つと示唆している。

2.4 分析結果

2.4.1 時間単位での IE , H の α による比較

Table 2-1 の異常値条件 α によって、時間単位における IE と H の推定値がどのように変化するかを制限が強い $\alpha=1.0$ と制限の弱い $\alpha=3.0$ の場合を **Fig. 2-7**, **Fig. 2-8** に示した。上図より春期、夏期、秋期、冬期の代表となる一例である。互いに異常値が発生しない場合は値が一致する。いずれの季節においても上下に大きく突出した IE および H が見られるが、これは異常値とみなされ前述の方法により置き換えられた値であるが、 $\alpha=3.0$ では $\alpha=1.0$ より値が大きいことを示す。また、 IE で過大(過小)に評価された資料は H では過小(過大)に評価され、結果として、 $Rn-G$ は測定値と一致する。他の α (1.2, 1.5, 2.0) による IE と H の推定値は図の $\alpha=1.0$ と $\alpha=3.0$ の値の間となる。このように、(9)式で定義された異常値は α によって、処理される程度が異なり作業仮説で期待した通り、機能していることが分かる。

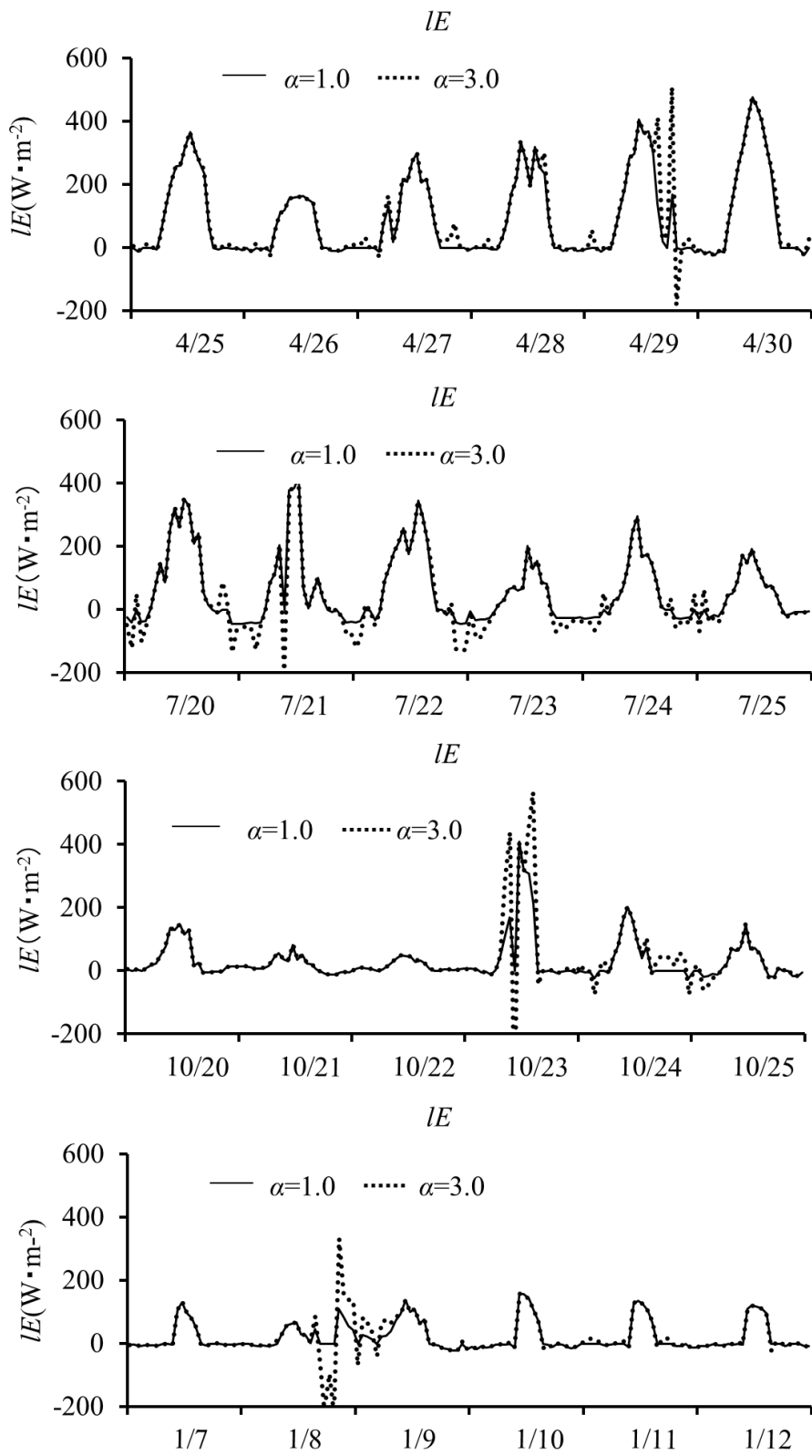


Fig. 2-7 IE の時間別変化 ($W \cdot m^{-2}$)

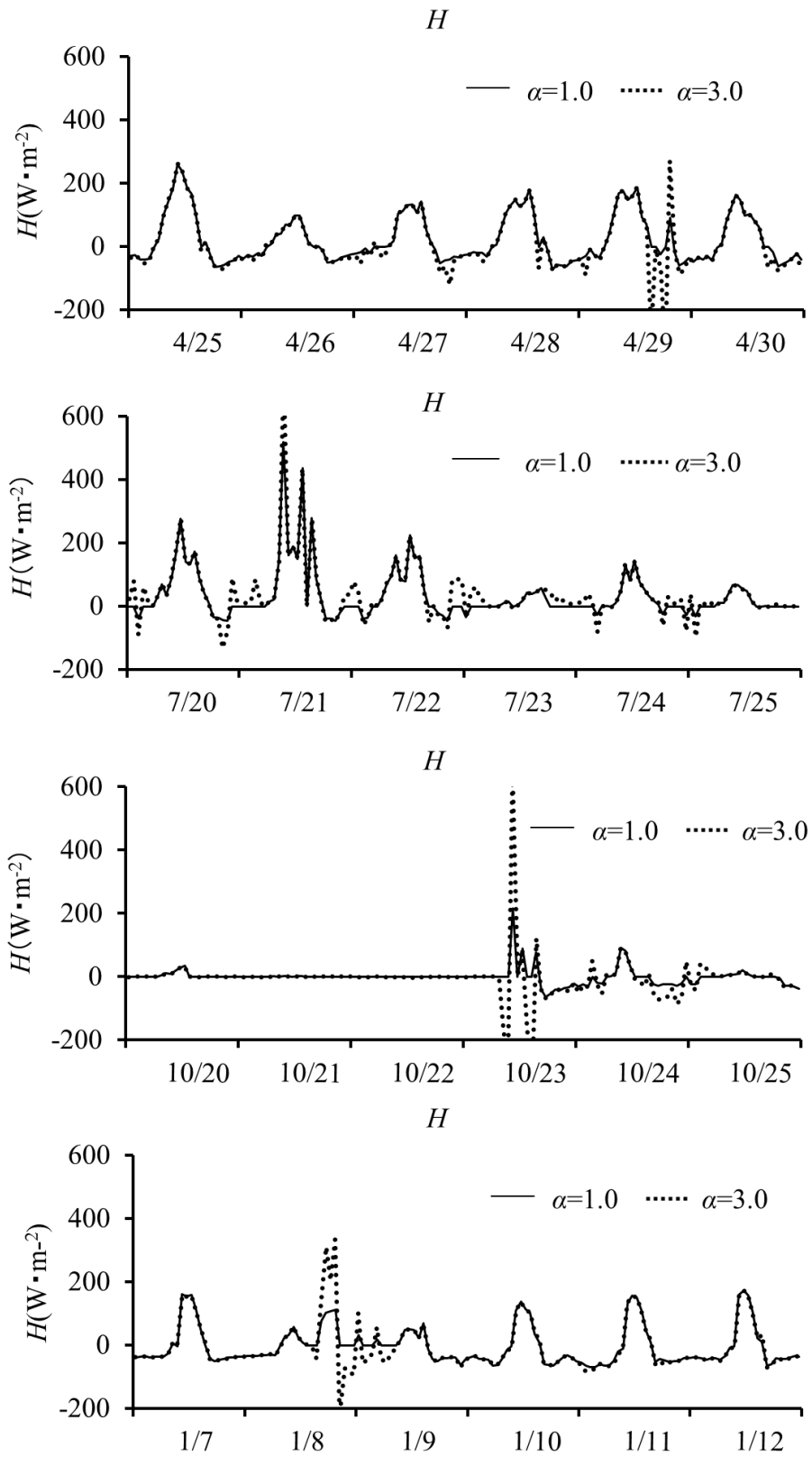


Fig. 2-8 H の時間別変化 ($\text{W}\cdot\text{m}^{-2}$)

2.4.2 日単位のIE, Hの α による比較

異常値条件 α の変化による日単位でのIEとHの推定値を比較した(Fig. 2-9). 横軸を $\alpha=1.0$ のIE及びHの推定値, 縦軸に $\alpha=1.2, 3.0$ の推定値を示した. 上図は通年のものであり, 下図は4月~10月の作物生育期間のものである. 両者の係数は1に近く, 大局的に見れば, α の関わらず一定の傾向を示していることがわかる. ただし, IE及びHともに α が大きくなるに連れ, 決定係数 R^2 が小さくなり, 分散が大きくなることを示す.

2.4.3 月単位のIE, Hの α による比較

灌漑計画や水資源利用計画で必要となる蒸発散量は月別の平均値で十分な場合が多い. 時間別や日別の資料が必要なことはまれである. このため, α の相違によるIE及びHの推定値の相違を評価するため, $\alpha=1.0, 1.2, 1.5, 2.0, 3.0$ の場合の異常値処理後のIEとHの月別変化をFig. 2-10に示した. この図に示すように, IE, Hは, α に関わらずほぼ同じ値を示す. 月別に見れば異常値の時間変化, 日変化は月単位にまとめると平均化され, α による差が顕在化しないと思われる. なお, 図に示した推定IE, Hは熱フラックス $100\text{W} \cdot \text{m}^{-2}$ を $3.53\text{mm} \cdot \text{d}^{-1}$ の割合で換算した. (近藤, 1999).

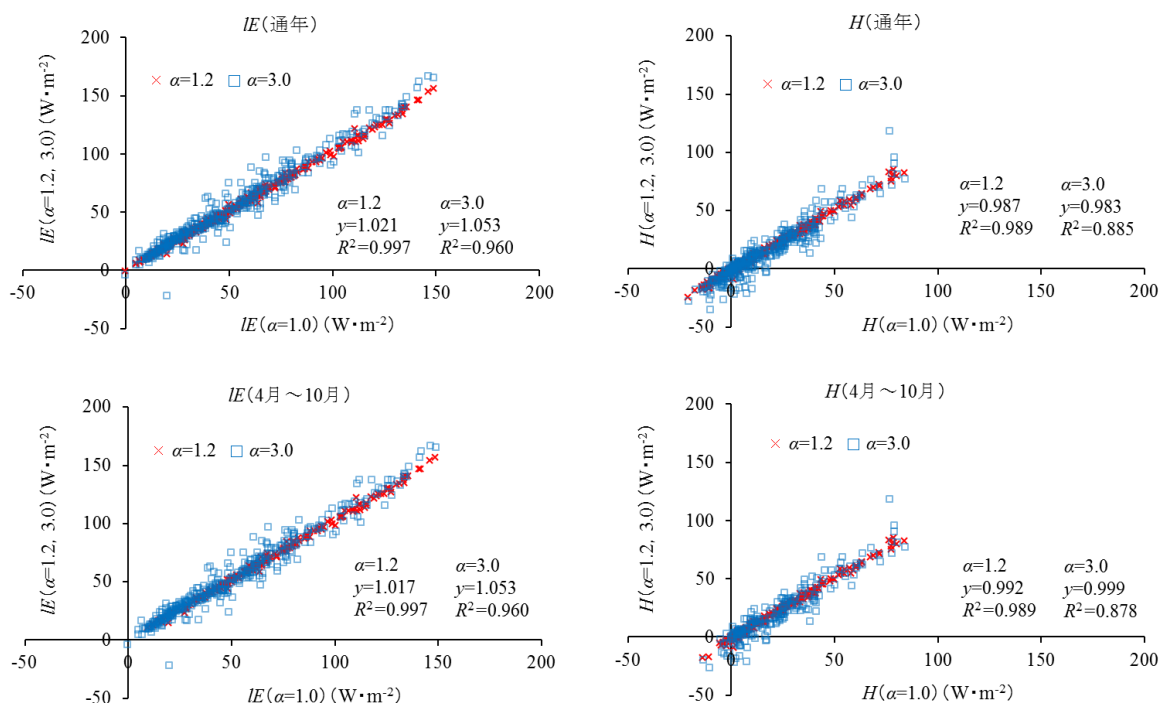


Fig. 2-9 日単位における α 別のIE及びHの比較 ($\text{W} \cdot \text{m}^{-2}$)

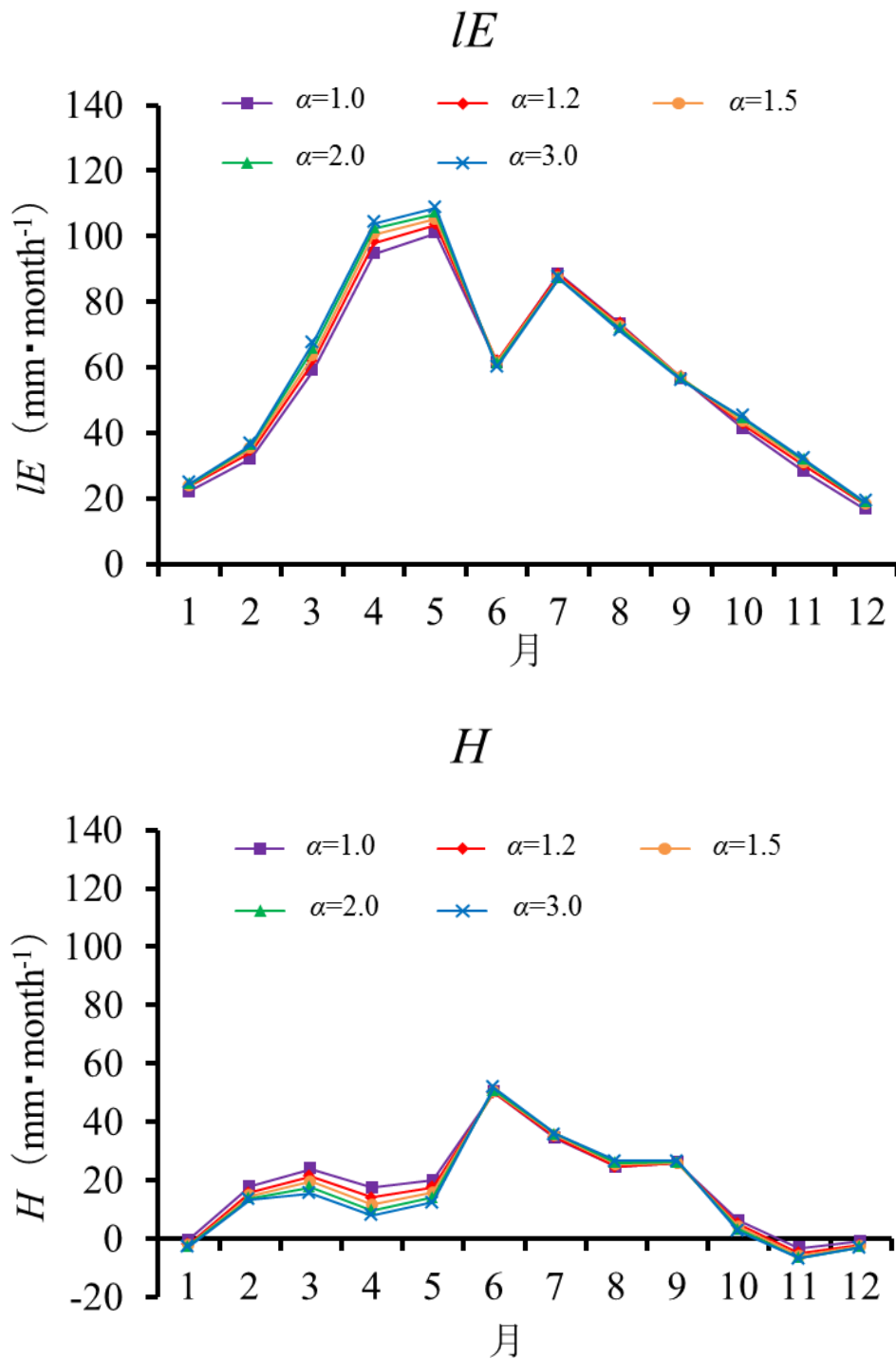


Fig. 2-10 α 別の IE 及び H の月別変化

Fig. 2-11 は月単位の資料を使って、 $\alpha=1.0$ と $\alpha=3.0$ の場合の IE および H を直接比較したものである。両者は比較的よく一致している。日単位である Fig. 2-9 と比べてもより一致する結果となった。したがって、極端な異常値を処理すれ

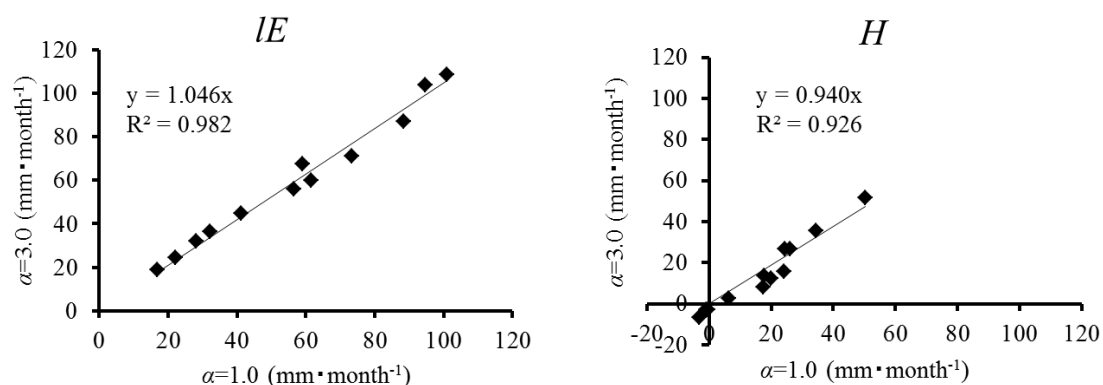


Fig. 2-11 $\alpha=1.0$ と $\alpha=3.0$ の IE 及び H の月別比較

ば、 α に関わらず月別の蒸発散を推定するためには、何れの α を採用してもほぼ同様の結果が得られることが分かった。

2.5 考察

2.5.1 異常値発生率の時間別変化

異常値が発生する時間帯を調べるため、異常値発生率の時間別変化（年間）を Fig. 2-12 に示した。上図は Bo 法による異常値割合で下図は渦相関法による異常値割合である。異常値の発生は Bo 法が圧倒的に多く、渦相関法が極めて少ないことが大きな特徴である。 Bo 法では、異常値が発生する時間帯は、 α に関係なく、日中（7 時～16 時）が少なく、夜間（16 時～7 時）に多い。ただし、日没に小さなピークが見られる。渦相関法では異常値は少ないが日没と日の出に多く見られ、これまで多くの研究者が指摘してきたことが実証されている。

2.5.2 異常値発生率の月別変化

異常値がどの季節に多いかを明らかにするため、異常値発生率の月別変化を α 別に示した (Fig. 2-13)。この図から当然のこととして、異常値発生率は α の増大に伴って減少することが示される。しかし、両図を見ても季節によって異常値が発生する顕著な規則性はないことが分かる。渦相関法では 10 月にピークが見られる。

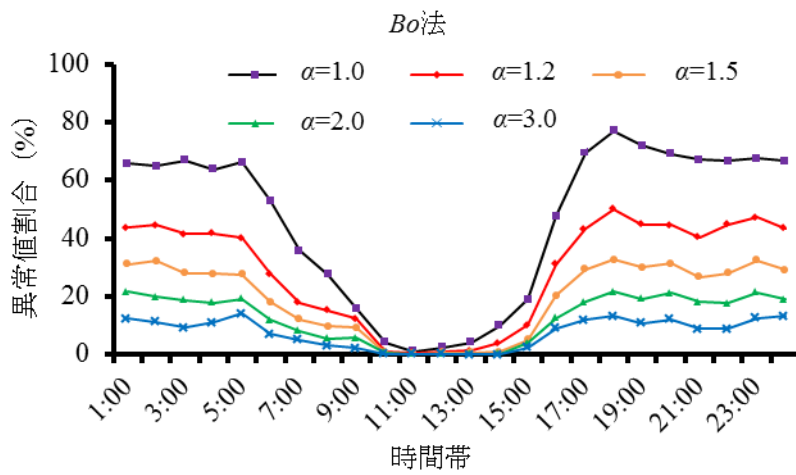


Fig. 2-11 α 別による資料削除数

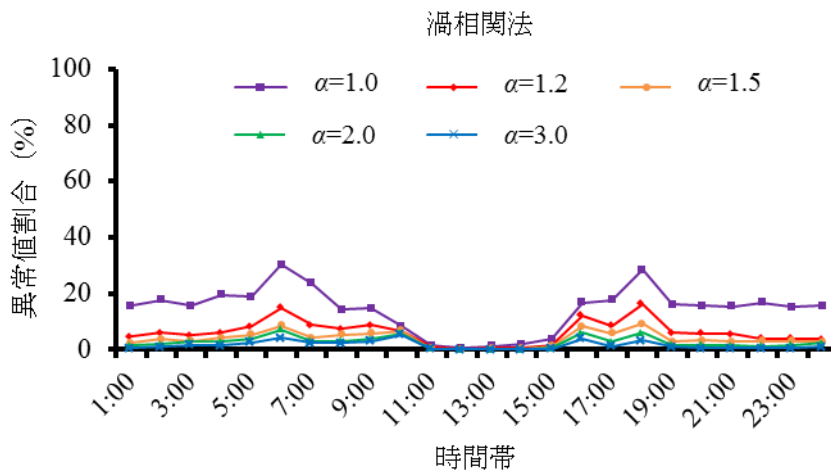


Fig. 2-12 時間別異常値発生率 (年間)

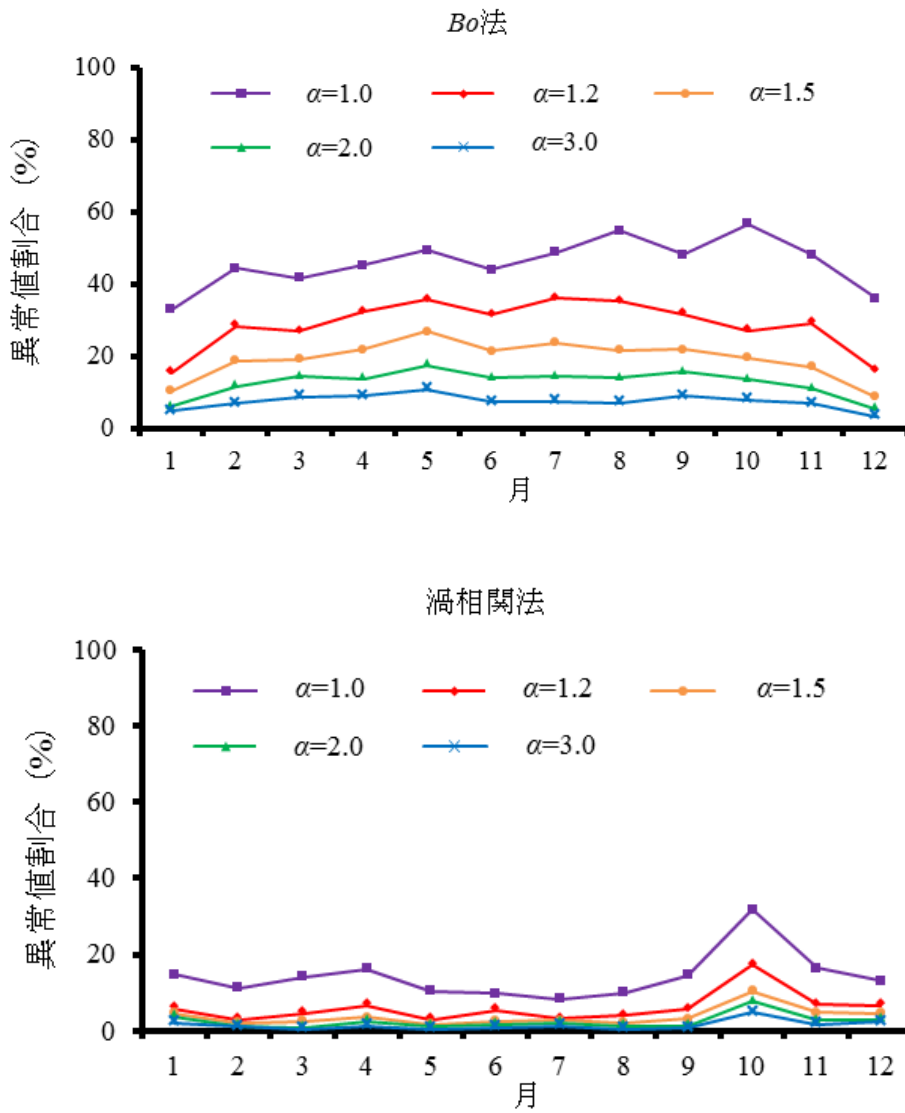


Fig. 2-13 月別異常値発生率（年間）

2.5.3 異常値となる資料数と α ごとの IE , H の分配状況

異常値条件 α ごとに IE , H , $Rn-G$ の年間推定値 ($\text{mm} \cdot \text{year}^{-1}$) および異常値資料数, 異常値発生率を **Table 2-2** に示した. 前述のように, α の増大に伴って異常な範囲が狭くなるため, 当然発生率は減少する. 両者とも IE と H の分配比は少し変化し, α の増大に伴って, 前者は増大し, 後者は減少することが認められた. また, 異常値資料数を見ると Bo 法は渦相関法に比べて非常に多いことが分かった.

Table 2-2 係数 α による IE , H , $Rn-G$ と異常資料数, 発生率の関係

<i>Bo</i> 法					
α	IE ($\text{mm}\cdot\text{year}^{-1}$)	H ($\text{mm}\cdot\text{year}^{-1}$)	$Rn-G$ ($\text{mm}\cdot\text{year}^{-1}$)	異常値資料数	異常値発生率 (%)
1.0	675.4	216.3	891.7	4,013	45.8
1.2	691.1	200.6	891.7	2,518	28.7
1.5	699.5	192.3	891.7	1,686	19.2
2.0	705.7	186.0	891.7	1,103	12.6
3.0	710.6	181.1	891.7	651	7.4
渦相関法					
α	IE ($\text{mm}\cdot\text{year}^{-1}$)	H ($\text{mm}\cdot\text{year}^{-1}$)	$Rn-G$ ($\text{mm}\cdot\text{year}^{-1}$)	異常値資料数	異常値発生率 (%)
1.0	638.0	254.4	892.4	1,251	14.3
1.2	640.8	251.6	892.4	529	6.0
1.5	641.7	250.7	892.4	331	3.8
2.0	641.9	250.5	892.4	219	2.5
3.0	641.1	251.3	892.4	132	1.5

2.5.4 観測資料の特徴

$Rn-G$ に対して Bo がどのような場合に, どのような湿度勾配 (Δe), 温度勾配 (ΔT) を取り, それに対応して IE や H がどのような方向をとるかを場合分けし, そのデータ数を **Table 2-3** に示した.

この表の見方は次のようである. 例えば $\Delta e > 0$ の場合, これが肯定されれば 'yes', 否定されれば 'no' となる. 表 1 欄, 1 項の 2990 は $\Delta e > 0$ で判断し, 'yes' であるから $\Delta e > 0$ を示す. 他の欄の数値も同様な意味を持つ. Bo が正の場合は IE , H が同じ方向をとることを示し, 負の場合は反対の方向を示す. ただし, $\Delta T = T_1 - T_2$, $\Delta e = e(T_1) - e(T_2)$ である.

$Rn-G > 0$ は 8760 資料中 46.9% を占め, 主に昼間に発生し, $Rn-G < 0$ は 53.1% を占め, 主に夜間に発生する. 湿潤地に属するため, $\Delta e > 0$ の場合が殆どである. 昼間では $Bo \geq 0$ かつ $\Delta e > 0$, $\Delta T > 0$ と IE と H が同じ方向をとる場合が多いが (35.3%) (ただし, 若干の $\Delta e < 0$, $\Delta T < 0$ を含む), 夜間には $-1 < Bo \leq 0$ かつ $\Delta e > 0$, $\Delta T < 0$ と異常値に近接した範囲のデータにおいて全て IE と H が異なる方向をとる.

特に注目すべきは, α の変化に伴って, どのようなカテゴリーの資料が異常値となるかである. まず, $\alpha = 1.0$ の場合を考える. この場合は異常となる範囲が **Table 2-1** に示されるように, $-\infty < Bo < 0$ であるから, $Bo \geq 0$ 以外の資料はすべて異常値となる. したがって, **Table 2-3** に示される第 1 行と第 2 行および最後の行とその 1 行前以外はすべて異常値となる.

$\alpha=1.0$ 以外の場合は、 $Bo \geq 0$ の場合に加えて、それ以外の行から異常値となる資料数は、 α の増加に伴って減少する。その割合は、Table 2-2 異常値発生率の $\alpha=1.0$ の場合の発生率と α ごとの発生率の差によって表わされる。

2.5.5 物理的不整合に対する考察

水蒸気の移動方向 Δe と潜熱の移動方向 IE とは本来一致していなければならない（物理的整合）。このことは、小谷ら（2001）によっても指摘され、Perez et.al（1999）はこれを異常値として削除すべきと提案している。

本資料での物理的不整合（ Δe と IE の向きが逆となる異符号）となる資料数は Table 2-3 より 1344 資料（15.3%）であり、その内、 $Rn-G < 0$ の $-1 < Bo \leq 0$ の範囲で 85.0%（1143 資料）を占めている。この資料の発生時間帯は夕方 6:00 から朝方にかけて発生する。このことは、小谷らの研究成果と一致する。

ここで、仮に、物理的不整合となる資料を異常値として削除した場合を考える。 Δe と IE の異符号となる 1344 の資料を全て消去した場合の年間推定値 ($\text{mm} \cdot \text{year}^{-1}$) を α ごとに Table 2-4 に示した。Table 2-2 に示した消去前の推定値と比較すると IE が高く、 H が低くなる。また、 $Rn-G$ は、年間で約 250mm 多くなり、熱収支が取れなくなる。この理由は、削除される物理的不整合の資料は、 $Rn-G < 0$ かつ $IE < 0$ 時に多いことから、 $Rn-G$ と IE の年間推定値が大きくなるためと推定される。したがって、現段階では、この物理的不整合な資料を単純に削除する

Table 2-3 元資料の性質とその資料数

分類	可否	$\Delta e > 0$	$\Delta T > 0$	$IE > 0$	$H > 0$	資料数	資料割合(%)	
$(Rn-G) \geq 0$	$Bo > 0$	yes	2990	2990	3008	3008	3008	34.4
		no	18	18	0	0		
	$Bo = 0$	yes	82	0	82	0	82	0.9
		no	0	82	0	82		
	$-1 < Bo < 0$	yes	864	2	866	0	866	9.9
		no	2	864	0	866		
	$Bo < -1$	yes	133	19	0	152	152	1.7
		no	19	133	152	0		
小計						4108	46.9	
$(Rn-G) < 0$	$Bo < -1$	yes	1867	0	1867	0	1867	21.4
		no	0	1867	0	1867		
	$-1 < Bo < 0$	yes	1128	0	0	1128	1128	12.9
		no	0	1128	1128	0		
	$Bo = 0$	yes	15	0	0	15	15	0.2
		no	0	15	15	0		
	$Bo > 0$	yes	48	48	0	0	1642	18.8
		no	1594	1594	1642	1642		
	小計						4652	53.1

Table 2-4 異符号資料を除去した場合の IE , H , $Rn-G$ の年間推定値 ($\text{mm} \cdot \text{year}^{-1}$)

α	IE	H	$Rn-G$
1.0	875.1	308.0	1183.0
1.2	901.7	241.0	1142.7
1.5	921.7	220.8	1142.4
2.0	941.3	200.8	1142.2
3.0	963.9	178.0	1141.9

ことは早計であるといわざるを得ない。今後、測定気温の精度等を検証した上、再検討すべきと考える。なお、消去したデータの IE , H , $Rn-G$ はゼロとして扱っている。

2.6 論議

2.6.1 本研究の異常値の範囲と従来の研究との関係

桜谷・岡田 (1985), Unland et al. (1996), Ortega-Farias et al. (1996), 小谷ら (2001) は具体的に異常値の範囲を示している。これらの提案と本研究で提案した方法の関係を **Table 2-1** の既往研究の欄に示した。この表から明らかなように、既往の研究は大略本研究の α の異なる場合に相当することが分かり、既往の研究を統一的に示すことができた。例えば Unland et al. (1996) は $-1.3 < Bo < -0.7$ の範囲の資料を削除することを提案している。この範囲は、本研究で提案した $\alpha = 3.0$ よりもさらに強い制限である (**Table 2-1**)。

2.6.2 時間単位日単位の蒸発散と月単位の蒸発散の関係

異常値条件 α を 1.0, 1.2, 1.5, 2.0, 3.0 と 5 段階に分けて検討した。 α を小さくとれば **Fig. 2-7**, **Fig. 2-8** に示す時間的变化はスムーズな曲線が得られるが、異常値発生率が高いので信頼性に疑問が残る。反対に α を大きくとれば資料数が多くなるので、資料数の信頼性は高くなるが、多くの異常値資料が含まれたままとなる。したがって、時間単位や日単位で IE や H の問題を検討するにはやや問題が残るといわざるを得ない。しかし月単位の時間スケールで集計すると、これらの問題は平均化されてほぼ妥当な値が得られた。すなわち、 Bo 法では年間の蒸発散量は、 α の増加に伴って 675mm から 711mm へと増加したが (**Table 2-2**)、作物生育期間における月別の蒸発散量では **Fig. 2-10** に示すように殆ど差がなかった。渦相関法では 638mm から 641mm へと若干変化したがその変化は少なかった。したがって、月単位の IE (蒸発散) は信頼できるといえる。

2.6.3 異常値削除方法についての検討

本研究では、異常値に対する Bo を異常値近傍の正常な Bo で代表させる方法で分析を行ったが、他にも前述のように、異常値を削除したままで、実測した $Rn-G$ に等しくなるよう補正しない方法も考えられる。具体的には異常値となる IE , H をゼロとして扱うとともに、その時の $Rn-G$ も同様にゼロとして扱う方法である。実際にこの方法を試したが、 $Rn-G$ の値は、ゼロと扱う前と後でほとんど変わらなかった。その理由は、**Fig. 2-12** に示すように、異常値となる時間帯は、 $Rn-G$ の少ない夜間に多く、 $Rn-G$ の大きい日中が少ないため、トータルとして変わらない結果となったことによる。具体的には $\alpha=1.0\sim 3.0$ の 5 段階の異常値の年間の $Rn-G$ の合計は、 $9.1\sim 50.1\text{mm}\cdot\text{year}^{-1}$ となり、 $Rn-G$ の年間の合計値 $891.7\text{mm}\cdot\text{year}^{-1}$ の $1.0\sim 5.6\%$ に過ぎなかった。このことから、異常値をゼロとして扱っても熱収支はほぼ満足できることになる。

2.6.4 物理的不整合に対する検討

物理的不整合である Δe と IE の符号の不一致については、実際の観測資料で 15.3% と多く確認された。この異符号資料も異常値として削除すると、 $Rn-G$ が実測値より大きく算定される。また IE への配分が大きく、 H への配分が小さくなる。しかし、異符号となる原因は解明できなかったため、今回は考察で削除した場合として例示するにとどめたが、今後この問題も残された研究課題である。

2.7 本章のまとめ

実測温度・湿度を直接使用して IE , H を算定し、 $Rn-G$ の α 倍の絶対値より大きい IE 及び H を異常値と定義した。この定義を Bo 法に適用し、異常値に該当する Bo の範囲を α ごとに示した。異常値となった IE と H の取り扱いは削除するのではなく、異常値に該当する Bo 範囲を近傍の Bo で置換する方法を検討した。

この方法を時間単位の実測資料に適用し、時間別の異常値の特徴を明らかにした。その結果、 Bo 法では異常値の絶対数が渦相関法に比較して多いこと、異常値は夜間に集中していることが明らかとなった。

この時間別分析結果を日単位にまとめ、異常値条件 α ごとに比較すると、当然のことながら α の増加に伴って、分散が大きくなることが示された。

この結果をさらに、月別にまとめたところ、時間別・日別の資料で見られた異常値による変動は互いに消去され、 α による変動は小さいことが分かった。こ

のことは、灌漑計画や水資源利用計画に必要な月別蒸発散を求めるには、 $\alpha=1.0$ ～ 3.0 をとれば、十分な精度で IE が推定できることを示したといえる。

以上の結果から、本研究で作業仮説として提案した異常値の判断基準は、 Bo 法に対してはもとより渦相関法に対しても十分に機能し、適切であると判断することができる。

なお、本研究では 2017 年の資料を基としているが、2011 年～2015 年においても同様な分析を行っており、結果は変わらないことを確認している。また、2016 年については欠測が多いため使用できなかった。これらの知見は、これまでの Bo 法の知見を一步進めたものであり、水文学・気象学の進歩に貢献するばかりでなく、灌漑計画や水資源利用計画など実用面にも貢献するものであると考える。

付録 異常 Bo 範囲の誘導過程

(4) 式, (5) 式を用いて、異常値の定義である $\alpha \times |Rn-G| < |IE|$ 及び $|H|$ の関係を Bo の範囲に換算する。ただし、 $\alpha > 1$ とする。また、 $Bo = -1$ を除く。

① $Rn-G$ と IE が同符号の場合

$$\alpha(Rn-G) < \frac{Rn-G}{(1+Bo)} \rightarrow \alpha(1+Bo) < 1 \rightarrow Bo < \frac{(1-\alpha)}{\alpha}$$

② $Rn-G$ と IE が異符号の場合

$$-\alpha(Rn-G) < \frac{Rn-G}{(1+Bo)} \rightarrow -\alpha(1+Bo) < 1 \rightarrow Bo > \frac{(1+\alpha)}{-\alpha}$$

①, ②より、 Bo の異常範囲は次のようになる。

$$\frac{(1+\alpha)}{-\alpha} < Bo < \frac{(1-\alpha)}{\alpha} \tag{10}$$

③ $Rn-G$ と H が同符号の場合

$Rn-G > 0$ かつ $Bo \geq 0$ の場合

$$\alpha(Rn-G) < \frac{Bo(Rn-G)}{(1+Bo)} \rightarrow \alpha(1+Bo) < Bo \rightarrow Bo < \frac{-\alpha}{(\alpha-1)}$$

$Rn-G>0$ かつ $Bo<-1$ の場合

$$\alpha(Rn-G) < \frac{Bo(Rn-G)}{(1+Bo)} \rightarrow \alpha(1+Bo) > Bo \rightarrow Bo > \frac{-\alpha}{(\alpha-1)}$$

以上より, $\frac{-\alpha}{(\alpha-1)} < Bo < -1$

④ $Rn-G$ と H が異符号の場合

$Rn-G>0$ かつ $-1<Bo<0$ の場合

$$\alpha(Rn-G) < \frac{-Bo(Rn-G)}{(1+Bo)} \rightarrow \alpha(1+Bo) < -Bo \rightarrow Bo < \frac{-\alpha}{(\alpha+1)}$$

以上より, $-1 < Bo < \frac{-\alpha}{(\alpha+1)}$

③, ④より, H の異常範囲は次のようになる.

$$\frac{-\alpha}{(\alpha-1)} < Bo < \frac{-\alpha}{(\alpha+1)} \quad (11)$$

引用文献

Gavilán, P. and Berengena, J. (2007) : Accuracy of the Bowen ratio-energy balance method for measuring latent heat flux in a semiarid advective environment, *Irrig. Sci.*, **25**, 127-140.

近藤純正 (1994) : 水環境の気象学—地表面の水収支・熱収支—, 朝倉書店.

近藤純正 (1999) : 大気境界層の気象 (Ⅲ) 地表面の熱収支と気象, *天気*, **46**(11), 769-777.

小谷廣通, 矢野友久, 金木亮一 (2001) : 熱収支フラックス比法による水蒸気フラックスの推定, *農土論集*, **213**, 1-10.

Ortega-Farias, S.O., Cuenca, R.H. and Ek, M. (1996) : Daytime variation of sensible heat flux estimated by the bulk aerodynamic method over a grass canopy, *Agric. For. Meteorol.*, **81**, 131-143.

Perez, P.J., Castellvi, F., Ibañez, M. and Rossell, J.I. (1999) : Assessment of reliability of Bowen ratio method for partitioning fluxes, *Agric. For. Meteorol.*, **97**, 141-150.

桜谷哲夫, 岡田益己 (1985) : 蒸発散の測定法 (V), 農業気象, **40**(4), 403-405.

Unland, H.E., Houser, P.R., Shuttleworth, W.J. and Yang, Z.-L. (1996) : Surface flux measurement and modeling at a semi-arid Sonoran Desert site, Agric. For. Meteorol., **82**, 119-153.

吉田武郎, 増本隆夫, 堀川直紀 (2012) : 農村工学研究所内における総合気象観測システムの構築とそのデータ品質管理, 農村工学研究所技報, **212**, 43-52.

第3章 蒸発散推定のための逆解析法とボーエン比法及び渦相関法との比較

3.1 研究の目的

蒸発散量は灌漑計画や水資源利用計画にとっては極めて重要な要素である。また、水文学的にも水循環の1要素としており、重要な位置を占めている。このために古くから数多くの研究が進められてきた。この研究は、推定法と測定法に大別される。測定法には渦相関法や熱収支ボーエン比法 (B_o 法) があるがこの両者共に問題点が残されている。

渦相関法は、乱流理論に基づき、風速 (W)、温度 (T)、湿度 (q) の平均値からの偏差の積和 ($W' T'$ 及び $T' q'$) によって、顕熱 (H) と潜熱 (IE) を求める方法である。現在では最も信頼できる方法として広く採用されているが、問題点も残されている。それは、実測資料では、エネルギー保存則が必ずしも満足されていない点である。この理由については現在各国で精力的に研究が展開されているが、まだ補正方法が確立されていない (Wilson et al., 2002 ; Foken, 2008)。

B_o 法は、熱収支の考え方に基づき、同一地点の2高度の温度と湿度を測定し、その温度差と湿度差からその比 (B_o : ボーエン比) を求め、この比を使って潜熱 (H) と顕熱 (IE) を分離する方法である。この方法には大きく分けて2つの問題点がある。一つは、温度測定の精度に限界がある点、他の一つは計算過程で H および IE に異常値が発生する点である。この B_o 法の精度については、例えば、Perez et al. (1999), Gavilán and Berengena (2007) などの研究がある。

前者の問題点は次のようである。 B_o は2高度の温度差と湿度差の比で決定されるので、この4要素の中の1要素でも測定誤差が含まれると、正確な B_o の算定は困難となる。

後者の問題点は B_o が $\rightarrow -1$ (特異点) に近づくと H および IE に異常値が発生し正しい H や IE が算定できない。この問題を解決するために、第2章において新しい考え方に基づく、異常値の処理方式を提案した。

本研究の目的は、第2章の異常値処理方式の研究を受けて B_o 法と逆解析法及び渦相関法の比較を行い、3者の特徴を時間別蒸発散量、日別蒸発散量、月別蒸発散量について検討した。また、異常値の月別・時間別変化を逆解析法、 B_o 法及び渦相関法について分析した。さらに、第2章で示した異常値処理方式が目的どおり機能するか否かを併せて検討した。

逆解析法を検討の対象にした理由の一つは次の通りである。 B_o 法は、2高度

の気温と湿度を利用することに問題があると考え、1 高度の温・湿度の測定値から IE 及び H を求められるこの方法の適用を試みた。この方法は、1 高度の気温・湿度の測定値と熱収支式を連立させて最適化手法により解析し、潜熱・顕熱を求める方法である (Maruyama and Segawa, 2016a, 2016b, 2017)。この方法により、 Bo 法の問題点を解消できないか否かも併せて検討した。

なお、 Bo 法や逆解析法では時間単位の資料を用いて蒸発散量を求め、それを集計して、日単位、月単位の蒸発散量を求める必要があり、直接日単位、月単位の蒸発散量は求められない。また、 Bo 法では異常値の範囲を Bo の関数として数式で表現できるが、渦相関法ではこれができないので、異常値の定義を直接適用しなければならない。

3.2 研究の方法

3.2.1 研究の資料

以上の研究目的を達成するために、実際の気象資料を使って研究を進める。この方法によれば問題点が具体的に理解でき分かりやすい。気象資料には、農工研によって公表されている総合気象観測システムによる 2017 年の資料を使用する。この資料は、農工研気象観測露場（北緯 36 度 01 分，東経 140 度 05 分，標高 26m，露場の広さ 43m×56m）において測定されたもので、鉄塔の高さは 10m，地面上 0.2m 及び 2.2m の 2 高度で、気温（クリマテック社製，C-HPT，気象庁検定付）と湿度（Vaisala 社製，HMP155D，気象庁検定付）をそれぞれ独立に測定している。また、地温（クリマテック社製，C-PTG）及び土壌水分（Campbell Scientific 社製，CS-616）は地表面下 5cm，10cm，30cm，50cm 及び 100cm で測定している。放射量は地上 1.5m の高さで短波（Kipp and Zonen 社製，CMP-21）・長波（Kipp and Zonen 社製，CGR4）放射量をそれぞれ上向き下向きで測定している。さらに地中熱フラックス（Hukseflux 社製，HFP-01）も測定し、露場は定期的に刈り込みを行っている。一方、渦相関法により顕熱フラックスを測定している。このために必要な乱流変動成分は超音波風向風速温度計（ソニック社製，SAT540）を使用している。また、潜熱フラックスは熱収支法により、純放射 (R_n)，地中熱フラックス (G)，顕熱フラックスの不足分として推定している ($IE=R_n-G-H$) (吉田ら，2012)。この点，FLUXNET のように、潜熱フラックスを直接測定していないので熱収支関係は常に満足している。なお、これらの資料は年間を通じて殆ど欠測はない。 Bo 法及び筆者らの方法は、温・湿度のほか、純放射と地中熱フラックスが必要である。純放射は測定されていないので、純放射の定義に従い、下向き日射量 (S_D) 及び上向き日射量 (S_U)，上向き長波放射 (L_U)，下向き長波放射 (L_D) の実測値を用いて (1) 式により算定する。

地中熱フラックスは熱流板により地表面下 5 cm の深さで測定したものをを用いる。

$$Rn = S_D - S_U + L_D - L_U \quad (1)$$

また、熱収支式は次のようにあらわされる。

$$Rn - G = H + IE \quad (2)$$

ここに、 H ：顕熱フラックス、 IE ：潜熱フラックス

なお、本研究で使用した Bo に関する式は次のとおりである（近藤，1994）。

$$Bo = \frac{C_p (T_1 - T_2)}{l (q_1 - q_2)} \quad (3)$$

$$IE = \frac{Rn - G}{(1 + Bo)} \quad (4)$$

$$H = \frac{Bo(Rn - G)}{(1 + Bo)} \quad (5)$$

$$e_{sat}(T) = 6.1078 \times 10^{\frac{(7.5 \times T)}{(237.35 + T)}} \quad (6)$$

$$q = 0.622 \times (e / P) / (1 - 0.378 \times e / P) \quad (7)$$

$$reh = e / e_{sat} \times 100 \quad (8)$$

ここに、 C_p ：定圧比熱 ($1.004 \times 10^3 \text{ J} \cdot \text{ kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$)、 l ：水の蒸発潜熱 ($2.5 \times 10^6 - 2,366T$) ($\text{ J} \cdot \text{ kg}^{-1}$)、 T_0 ：地表面近傍で測定した地温 ($^{\circ}\text{C}$)、 T_1 ：高さ 0.2m の温度 ($^{\circ}\text{C}$)、 T_2 ：高さ 2.2m の温度 ($^{\circ}\text{C}$)、 q_1 ：高さ 0.2m の比湿、 q_2 ：高 2.2m の比湿、 G ：地中への熱フラックス ($\text{ W} \cdot \text{ m}^{-2}$)、 T ：測定時の温度 ($^{\circ}\text{C}$)、 P ：測定時の大気圧 (hPa)、 e_{sat} ：飽和水蒸気圧 (hPa)、 e ：水蒸気圧 (hPa)、 reh ：相対湿度 (%) その他の記号は上記に示した通りである。Fig. 3-1 には使用した記号とその方向を示した。併せて、逆解析法で用いた記号も示した。

3.2.2 異常値の定義と処理方式

Bo が -1 に近づくときの異常値の定義は前章で提案した供給熱量 $Rn - G$ の倍数 α によって異常値を定める方法を採用する。

すなわち、次式により、 α によって、異常値を定義している

$$\alpha |Rn - G| < |IE|, |H| \quad (9)$$

この式に従って、 α 毎に異常値の範囲を Bo によって表わすと **Table 3-1** のとおりとなる。

Bo 法によって蒸発散量を算定するに際し、この異常値の処理方式には2つの方法が考えられる。1つは、**Table 3-1** に示す範囲の H , IE を削除する方法であり、他の1つはこの範囲の Bo を仮定して H , IE を求める方法である。前者は

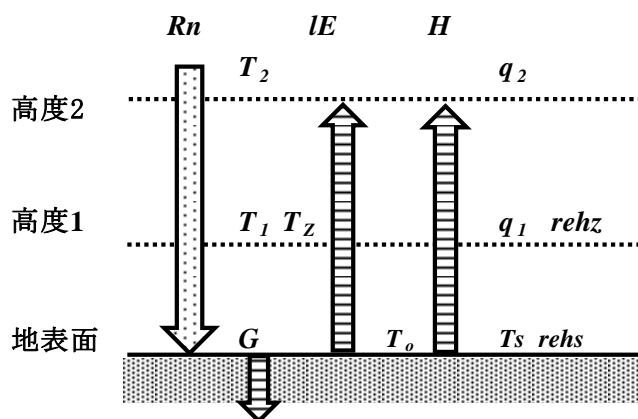


Fig.3-1 熱収支構成要素と使用した記号

Table 3-1 係数 α と IE and H に対する異常 Bo の範囲

α	IE and H
1.0	$-\infty < Bo < 0$
1.2	$-6.000 < Bo < -0.167$
1.5	$-3.000 < Bo < -0.333$
2.0	$-2.000 < Bo < -0.500$
3.0	$-1.500 < Bo < -0.667$

論理が明快であるが、異常値に対応する $Rn-G$ も削除されるので、検討期間全体では熱収支が成立しない。後者の方法は、 Bo の仮定に若干の無理があるが、熱収支が成立する利点がある。本論文では後者の方法を採用する。なお、仮定する Bo は-1 を中心にしてより小さい範囲の異常値には **Table 3-1** の下限の Bo を、より大きい Bo には上限の Bo を採用する。このような方法を取れば、測定された供給熱量 $Rn-G$ は保存されるので、測定期間内の熱収支は常に成立する。

3.2.3 資料の性質

本研究で使用する気象資料は、農工研気象観測センターにおいて1年間(2017年)実測した温度と湿度の時間単位の資料である(吉田ら, 2012)。すでに指摘したように、 Bo 法は同一地点・同一時刻における2高度の温度差と湿度差を必要とするために、この値が有為なものでなければならない。このことを確かめるために冬期(1月)と夏期(7月)の10日間の気温差(ΔT)と湿度差(Δreh)を **Fig. 3-2** に例示した。この図から明らかなように、両者ともかなりの差があり、特に資料に問題はない。

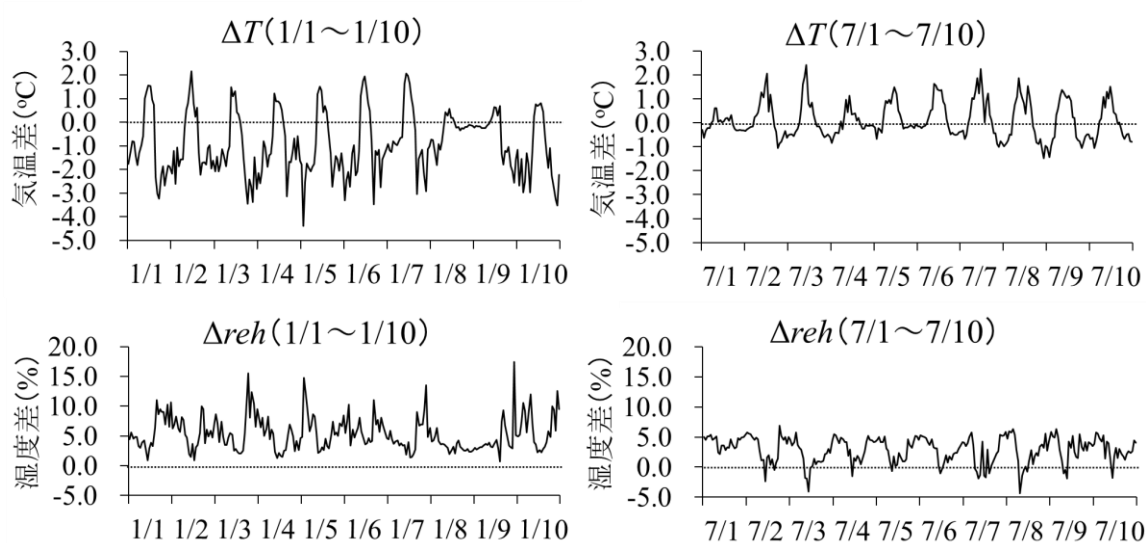


Fig. 3-2 2高度の温度差 (ΔT) と湿度差 (Δreh) の変化例 (冬期と夏期)

3.2.4 逆解析法の要点

この方法は、純放射 R_n 、と地中熱フラックス G を使って、1 高度の気温 (T_z)、湿度 ($rehz$) から顕熱 H 、潜熱 IE を分離し、蒸発散量 (ET) を推定する新しい方法である。

(10) 式を基本とし、(11) 式の潜熱、顕熱分配比 (三角形 abc , **Fig. 3-3** 参照) を仮定して、最適化手法により、未知の地表面温度 T_s 、地表面湿度 $rehs$ を推定する (記号は **Fig. 3-1** 参照). この計算を (10) 式が収束するまで繰り返し、解が収束した時点の B_{app} (11) 式を B_o (三角形 $a'b'c'$) とする. この B_o を用いて潜熱、顕熱を分離する. 未知数が T_s 、 $rehs$ の 2 個なので、(13)、(14) の 2 式を連立に解き未知数 T_s 、 $rehs$ を確定する.

$$R_n - G = H + IE \quad (10)$$

$$B_{app} = \frac{H_{est}}{IE_{est}} = \frac{C_p (T_s - T_z)}{l [q(T_s) - q(T_z)]} \quad (11)$$

$$q(T_s) = rehs \times q_{sat}(T_s) \quad (12)$$

$$R_n^j - G^j - H_{est,i}^j - IE_{est,i}^j = \varepsilon_i^j \quad (13)$$

$$R_n^{j+1} - G^{j+1} - H_{est,i}^{j+1} - IE_{est,i}^{j+1} = \varepsilon_i^{j+1} \quad (14)$$

ただし、 i : 繰り返し回数、 j : 時間

この方法の重要な点は、最適化計算に当たっての初期値の設定である. すなわち、**Fig. 3-3** の $T-e$ (T) ダイアグラム上で実測値 T_z 、 $e(T_z) \{=q(T_z)\}$ により 1 点 a を定める. 次に、地表面近傍で測定した地温 T_0 を T_s の近似値と仮定し、 T_0 、 $e(T_z) \{=q(T_z)\}$ により b 点を定める. さらに、 T_0 、 $e(T_0) \{=q(T_0)\}$ により c 点を仮定し、熱収支 ((10) 式) を満足するように、最適化計算を行う. 実際の計算では数回の試行で収束する場合が多い. この方法は、誤差面が複雑で、極値が複数存在するため、初期値を変えて計算を行う必要がある. とくに、 H と IE 分配比を探索するために、解に対する反応が敏感でなく、初期値をできる限り収束値に近く設定することが肝要である. しかし、逆解析法は、温度勾配・湿度勾配の大きい地表面近傍の値を熱収支が成立するものとして推定するために、2 高度の温・湿度を使う B_o 法より高い精度が期待できる面もある. なお、下向きの長波放射 L_U が測定されている場合には、地表面温度の近似値が得られるので、これを T_s の近似値として利用することもできる.

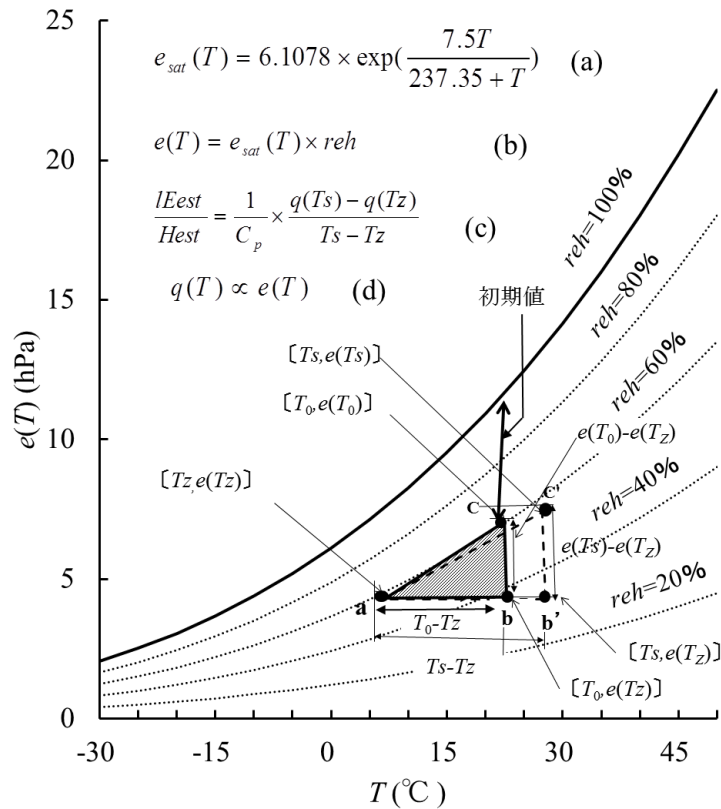


Fig. 3-3 逆解析法における初期値の説明図

3.3 分析結果

逆解析法に関しては異常値条件 $\alpha=1.0, 1.5, 2.0$ 及び 3.0 の 4 ケース, 初期値 $rehs=rehz$ から $rehs=1.0$ の間を 0.2 刻みに 6 ケースの合計 24 ケースについて分析し, Bo 法及び渦相関法と比較・検討することとした.

3.3.1 逆解析法の初期値の設定

逆解析法の分析結果を Bo 法の分析結果と月別に比較したところ年間の $IE \cdot H$ の変化を同一の初期値で再現することが困難なことが分かり, 晩春から早秋にかけて比較的地表が乾燥している時期とそれ以外の時期に分けて, 別の初期値を適用した. 具体的には, 前者の時期に対し $rehs=rehz$ の実測初期値を, 後者に対しては $rehs=0.2rehz+0.8$ を適用した. 地表面の乾燥状態によって, 湿度が変わると考えたからである. 参考までに, この時期の土壤水分変化を Fig. 3-4 に示す. 土壤水分変化がこの区分と完全に一致しているわけではないが, 一つの参考資料とはなろう. なお, 熱フラックスは潜熱及び顕熱に対して $100W \cdot m^{-2}$ あたり $3.53mm/d$ の割合で換算した (近藤, 1999).

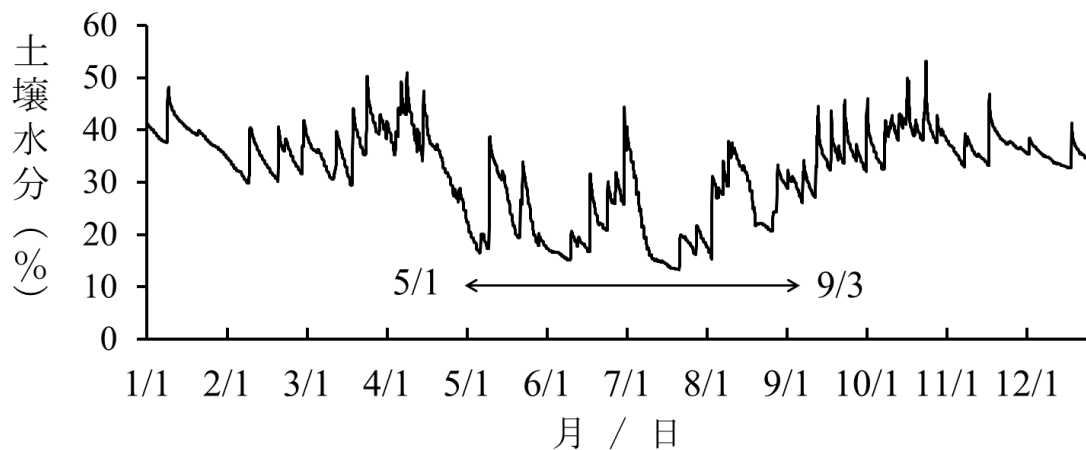


Fig. 3-4 試験年における地表面下 5cm の土壌水分率変化 (2017 年)

3.3.2 時間単位の IE , H の逆解析法と Bo 法及び渦相関法による比較

Fig. 3-5 に初期値 $rehs=rehz$, $\alpha=1.0$ の場合の IE と H の時間変化を示した. IE , H とともに, Bo 法 (IE_{obs} , H_{obs}) と逆解析法 (IE_{est} , H_{est}) では極めてよく一致した. また, 渦相関法 (IE_{cov} , H_{cov}) と逆解析法も極めてよく一致した. 昼間は大きなプラスの値を示しているが, 夜間には小さなマイナスの値を示している. この傾向は, 春期 (5 月), 秋期 (9 月) でもほぼ同様であった. また, $\alpha=1.0, 1.5, 2.0, 3.0$ の場合でも傾向はほぼ同様であったが, $\alpha=1.0$ の場合が逆解析法と Bo 法, 渦相関法とが最もよく一致し, α の増加とともに再現性は低下した. しかし, 冬期 (1 月, 11 月) ではよく一致しなかった. また, この傾向は, 初期値を変更しても同じであった. $\alpha=1.0$ の場合, 逆解析法は Bo 法及び渦相関法をよく再現しているが, Bo 法よりも渦相関法の方がより良好な再現性を示した. なお, 供給された Rn が H や IE に変換されるのに多くても数時間程度 (近藤, 1994) とされているので 5 時間の移動平均を適用しスムーズな曲線にして表現した.

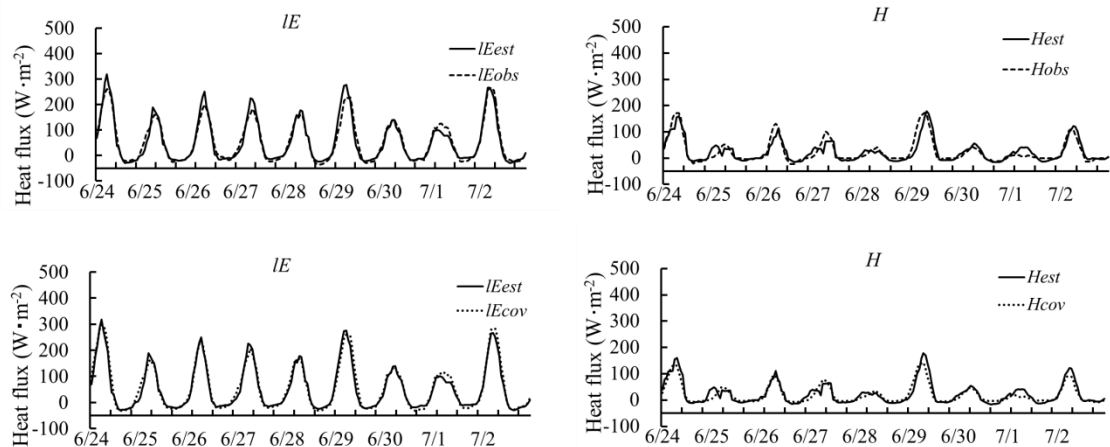


Fig. 3-5 逆解析法と Bo 法及び渦相関法による IE 及び H の時間的変化の一例

3.3.3 日単位の IE , H の逆解析法と Bo 法及び渦相関法による比較

日単位資料の逆解析法と Bo 法, 逆解析法と渦相関法及び Bo 法と渦相関法の解析結果を $\alpha=1.0$ の場合について Fig. 3-6 に示した. 左側 2 列の図は通年のものであり, 右側 2 列の図は 4~10 月の作物生育期間のものである. IE の場合は, 関係直線の勾配はいずれも 1 に近くほぼ一致し, IE の R^2 は高く斉一な関係を示している. しかし, H の場合は関係直線の勾配が 1 から大きく離れ, R^2 は低い. 時間単位の資料では, Bo 法と逆解析法, あるいは渦相関法と逆解析法は高い相関を有しているが, このように, 日単位の資料では両者が必ずしも一致しているわけではない.

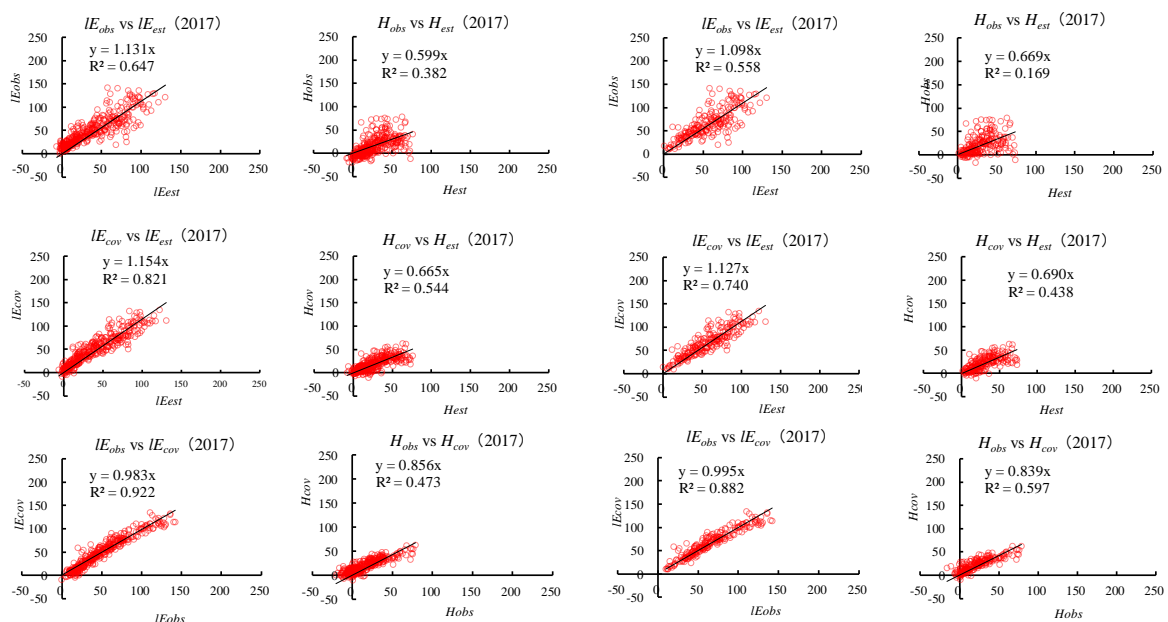


Fig. 3-6 逆解析法と Bo 法及び渦相関法による IE 及び H の日変化の比較 ($W \cdot m^{-2}$)

なお、参考までに *Bo* 法と渦相関法の間を **Fig. 3-6** 最下段に示したが、他の2つの組み合わせ（上段及び中段）より高い相関を有していることが分かる。

3.3.4 *IE* および *H* の月別変化

Fig. 3-7 に逆解析法と *Bo* 法及び渦相関法の *IE* 及び *H* の月別変化を比較した。なお、月別変化に注目したのは灌漑計画や水資源利用計画で蒸発散が問題とされるのは時間変化や日変化でなく、より長い期間、例えば月別変化が注目されること、及び夏期を中心にした作物生育期間や蒸発散の盛んな期間が問題にされることによる。

Fig. 3-7 に示すように、作物生育期間の *IE* は *Bo* 法と逆解析法はほぼ一致し、相互に大きな矛盾がないことが分かった。しかし、*H* は値も小さくよく一致しなかった。

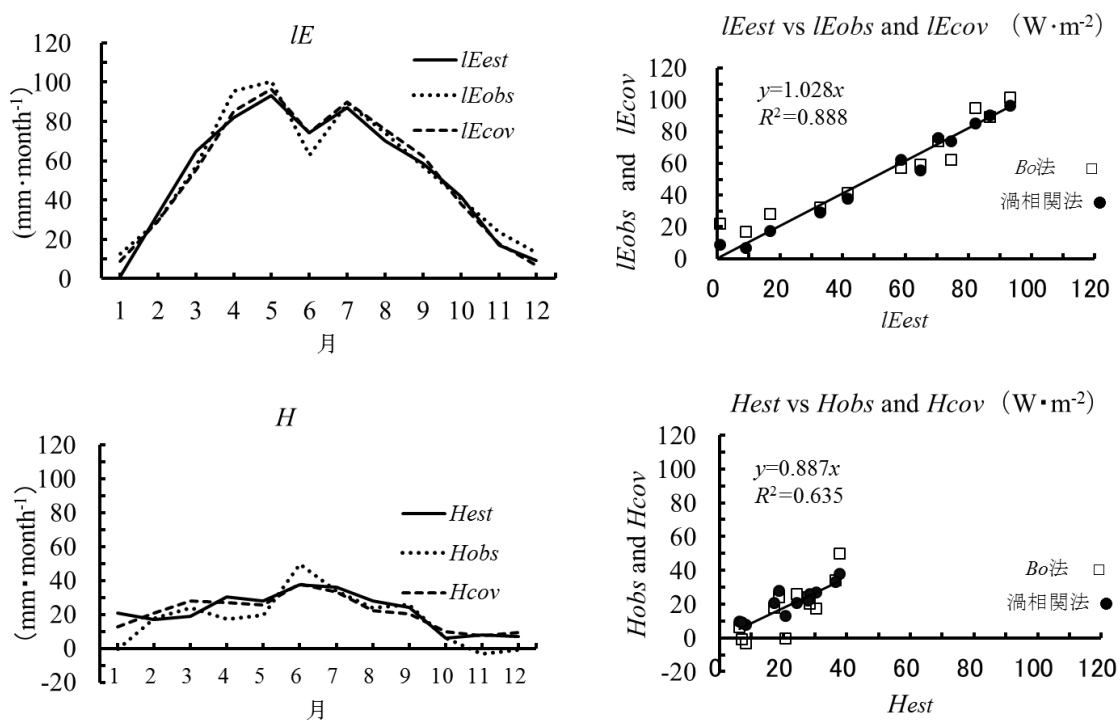


Fig. 3-7 逆解析法と *Bo* 法及び渦相関法による *IE* 及び *H* の月別変化の比較

3.4 考察と討議

3.4.1 分析法と異常値条件 α による異常値発生率の変化

本論文で検討している 3 種類の分析法と異常値条件 α によって異常値発生率がどのように変化するかを **Table 3-2** にまとめた。この表から明らかなように、*Bo* 法の異常値発生率が最も高く、 $\alpha=1.0$ の場合は、46.7%の資料が異常値とされることになる。渦相関法と逆解析法はほぼ同等の異常値発生率で、 $\alpha=1.0$ の場合には渦相関法 14.7%、逆解析法では、20.2%の資料が異常値となるが、 α の増加に伴って、いずれの方法とも異常値発生率は減少する。特に、これまで渦相関法では異常値という概念はなかったが、ここに提案した異常値の考え方を適用することにより、妥当な潜熱、顕熱の推定が行われよう。ただし逆解析法の場合は、最適化計算の初期値によって変化するので、ここでは $rehs=rehz$ の場合を示した。

3.4.2 異常値発生率の時間別変化と特徴

次に、*Bo* 法、渦相関法と逆解析法による異常値発生率の時間別変化を **Fig. 3-8** に示した。これまで、異常値は日没や日の出時刻に多いことが指摘されていたが（例えば Perez et al.,1999）、その結果を具体的に示した資料は見当たらなかった。**Fig.3-8** はこの点を具体的に示したものである。*Bo* 法では前章のように、 α に関わらず夜間に異常値が多く発生し、異常値の発生が日没や日の出に限定されていないことが示された。渦相関法の場合は、異常値発生率は *Bo* 法の約 1/3 ~1/5 と少なく、しかも日没や日の出に異常値の明確なピークが見られた。逆解析法も異常値発生率は渦相関法と同様に少なく、*Bo* 法とは異なった傾向が見られ、昼間に多く夜間には少ないこと、日没や日の出に緩やかなピークが見られることを示した。ただし、逆解析法では連立方程式を解いたことによる変動を消去するために 2 項ごとに移動平均を行っている。前項と同様、異常値の一般的な傾向を知るために、3 方法の異常値発生率の時間別変化 ($\alpha=1.0$ の場合) について、6 年間(2011~2017 年のうち欠測のある 2016 年を除いた)の平均値 (m) と標準偏差 (σ) を **Fig. 3-9** に示した。*Bo* 法では異常値発生率も大きく、かつ夜間では変動幅も大きい。これに対し、渦相関法は異常値発生率も少なくかつ変

Table 3-2 α に伴う異常値発生率の変化例 (%)

分析法	$\alpha=1.0$	$\alpha=1.2$	$\alpha=1.5$	$\alpha=2.0$	$\alpha=3.0$
<i>Bo</i> 法	46.7	28.4	19.2	12.5	7.4
渦相関法	14.7	5.9	3.7	2.4	1.4
逆解析法	20.2	11.4	5.1	3.0	1.3

逆解析法初期値 : $rehs=rehz$

動幅も小さい。逆解析法の異常値発生率は少ないが、変動幅は大きい。特に、渦相関法は、日の出と日没に明確なピークが見られ、これまで多くの研究者によって指摘されてきた事実が明確に資料に表れている。逆解析法でもこの傾向が見られるが渦相関法ほど明確ではない。これらの傾向は、 α が増大してもほとんど変化しないが、分散はやや大きくなる傾向がある。特に渦相関法では α の増大に伴って、夜間の変動幅が大きくなる。

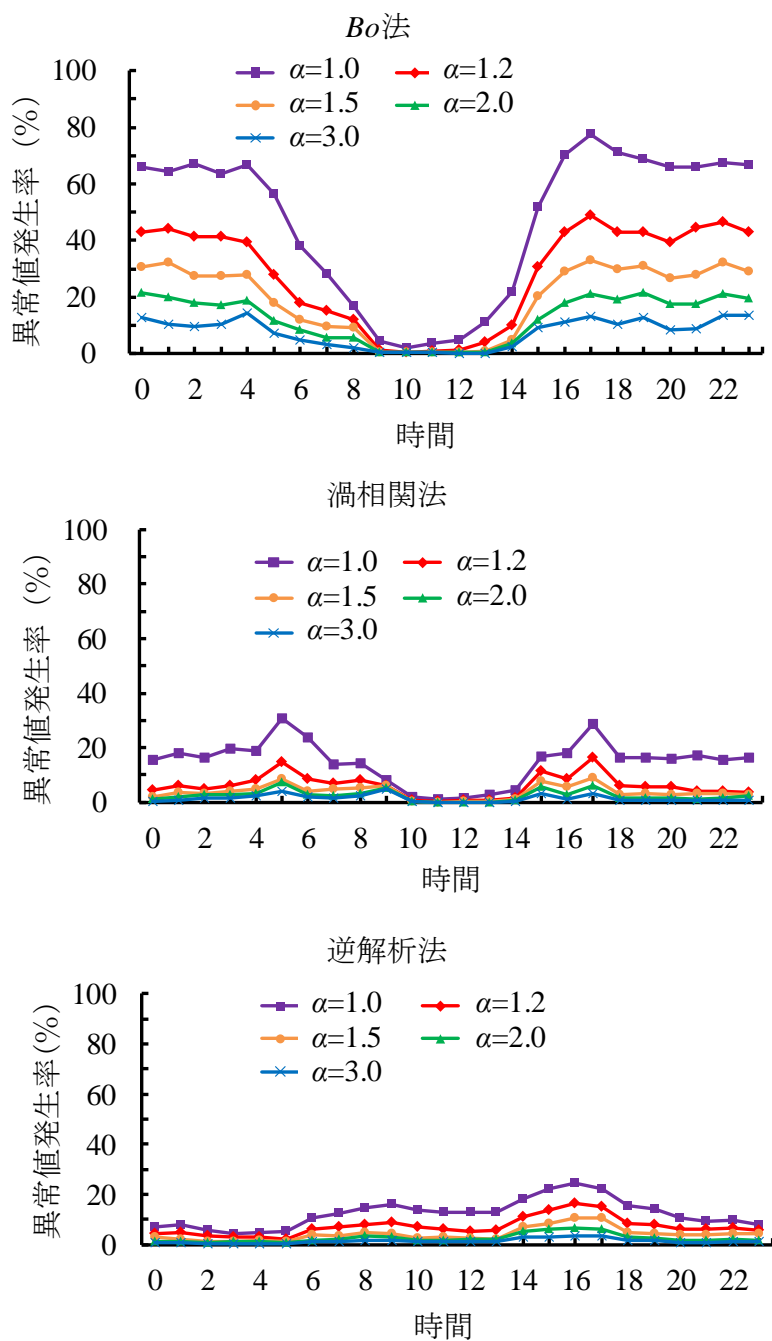


Fig. 3-8 逆解析法と Bo 法及び渦相関法の α による異常値発生率の時間別変化

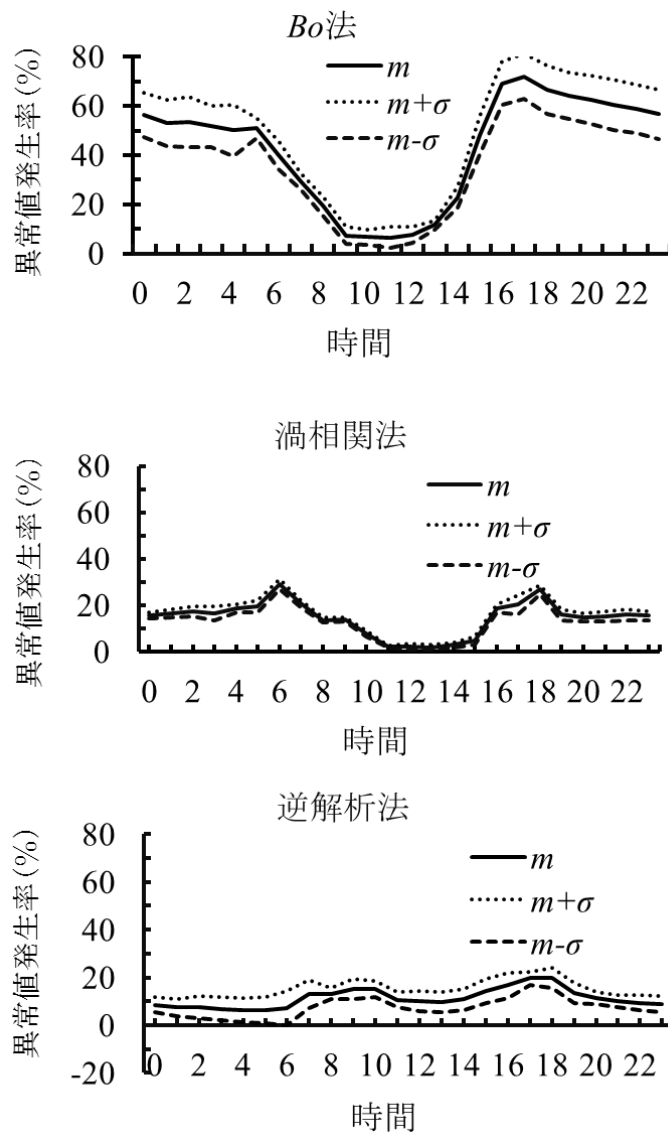


Fig. 3-9 逆解析法と Bo 法及び渦相関法の異常値発生率の時間別変動と信頼区間
(6年間の平均, $\alpha=1.0$ の場合)

3.4.3 異常値発生率の月別変化と特徴

前述の基準によって削除した異常値発生率の月別変化を Fig. 3-10 に示した。この図から明らかなように、異常値発生率は Bo 法が圧倒的に多く逆解析法や渦相関法は少ない。異常値発生率は α の増大に伴って減少する。逆解析法では、Bo 法と異なり、冬期にはなだらかな山が見られ、渦相関法では 10 月にピークが見られる。

上記に示したのは 2017 年の事例であるがこの性質が一般的なものかどうかを

判定するために、前述の6年間の資料を使って平均値 (m) と標準偏差 (σ) によって、変動幅 (信頼区間) を求め、 $\alpha=1.0$ の場合を Fig. 3-11 に示した。この図に示されるように、Bo 法は異常値発生率の変動幅も大きいのに対し、渦相関法と逆解析法は変動幅も小さい。Bo 法では7~9月に若干変動幅が大きいようであるが、渦相関法と逆解析法ではこのような傾向は見られない。ここに示したのは、 $\alpha=1.0$ の場合であるが、 α が1.2~3.0と増加してもBo法ではこの傾向は大きく変わらないのに対し、渦相関法と逆解析法では1~5月では変動幅が大きくなる傾向が見られる。ただし、異常値発生率は Fig. 3-8 に示したように α の増加に伴って減少することは指摘するまでもない。

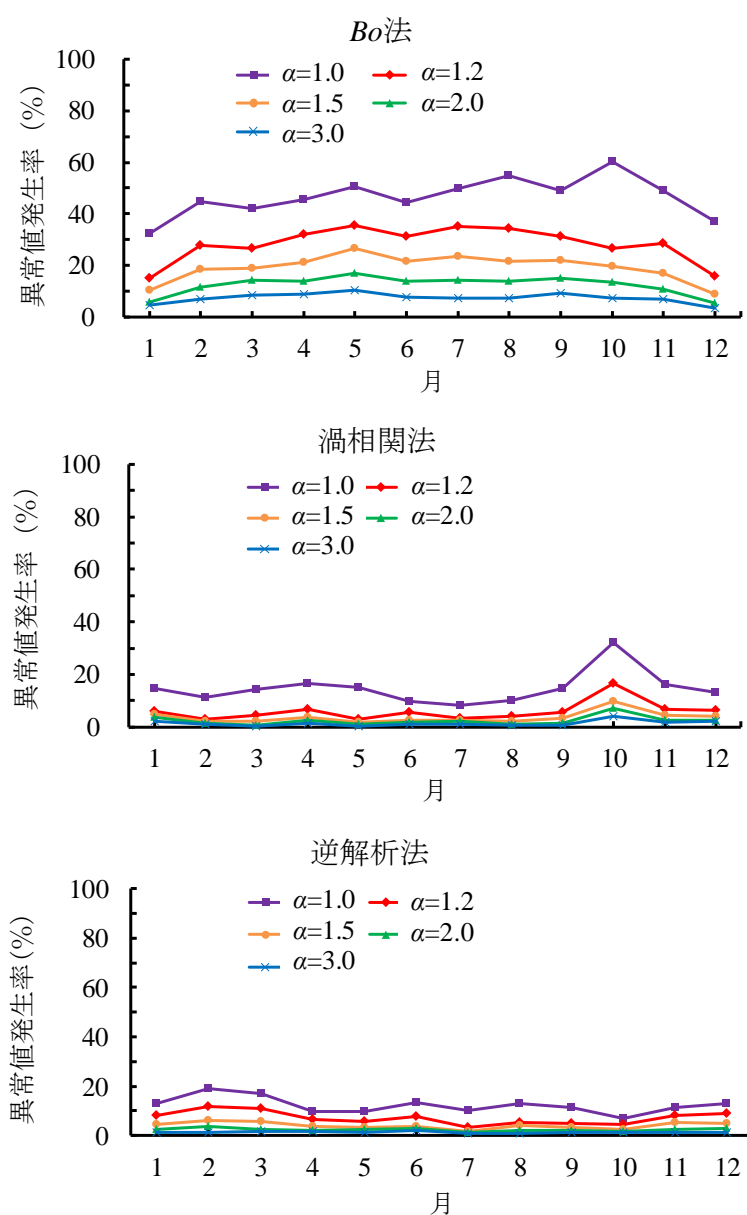


Fig. 3-10 逆解析法とBo法及び渦相関法の α による異常値率の月別変化

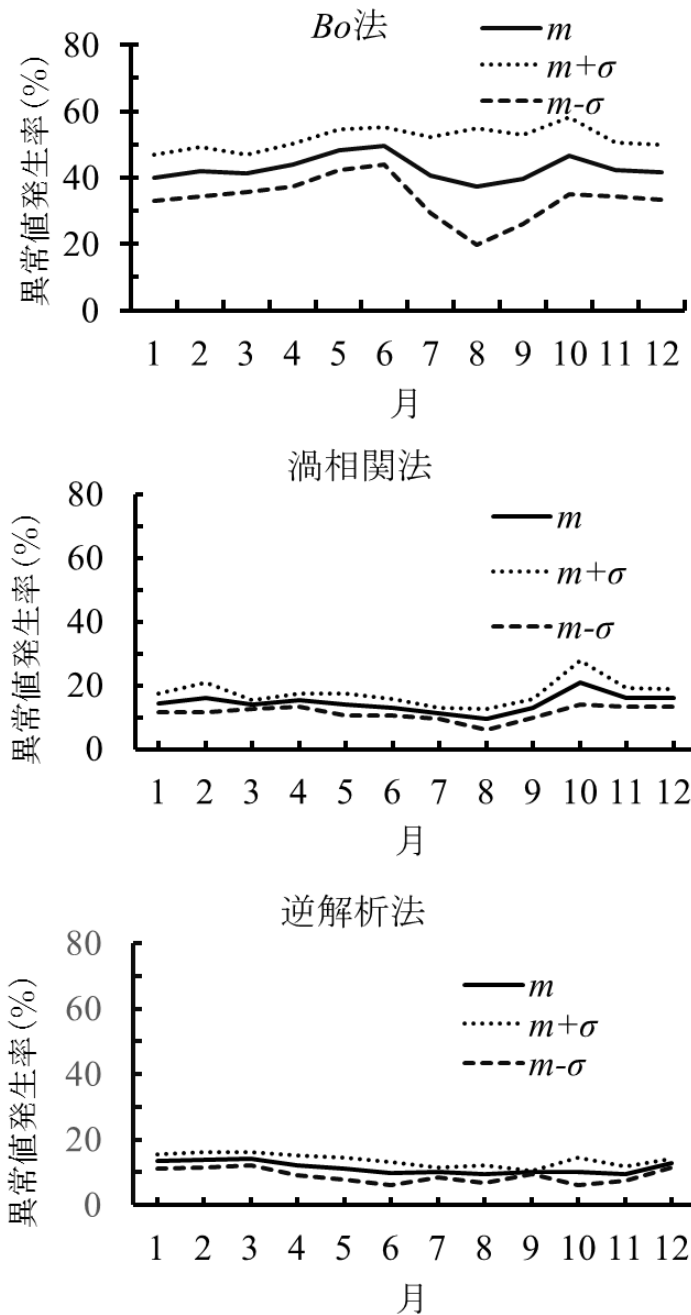


Fig. 3-11 逆解析法と Bo 法及び渦相関法の異常値発生率の月別変動と信頼区間
(6年間の平均, $\alpha=1.0$ の場合)

3.4.4 IEとHの分配状況の比較

次に、逆解析法と Bo 法及び渦相関法によって年間の潜熱と顕熱がどのように配分されているかを α ごとに整理し Table 3-3 に示した。Rn-G はそれぞれ IE と H の和であるが、前述の仮定どおり計算が行われており、いずれも年間の供給熱量と IE と H の和が一致している。 $\alpha=1.0$ の場合には逆解析法及び Bo 法は渦

相関法と近い値を示したが、 α が増加すると逆解析法及び *Bo* 法と渦相関法との差は大きくなり、再現性がよくないことが示された。Table 3-3に見られるように、 α の増加に伴って、*H*は減少し、反対に *lE*は増加した。この年間の変化は、逆解析法では 103.2mm、*Bo* 法では 36.2mm、渦相関法では 3.1mm と順次少なくなった。この理由は、渦相関法では異常値が少なく、*Bo* 法ではこれが多いこと、逆解析法では異常値は少ないが、最適化の際の拘束条件の影響があることによると思われる。なお、この解析の際に、 $\Delta e=0$ となる場合は、極めて小さな値（例えば 0.00001）を与えて計算上のエラーを回避した。

Table 3-3 α と逆解析法及び *Bo* 法と渦相関法の年間 *Rn-G* の *lE*・*H* の分配状況 (mm・year⁻¹)

α	逆解析法		
	<i>Hest</i>	<i>lEst</i>	<i>Rn-G</i>
1.0	263.0	631.3	894.2
1.2	215.5	678.8	894.2
1.5	175.7	718.6	894.2
2.0	163.5	730.7	894.2
3.0	159.7	734.5	894.2
α	<i>Bo</i> 法		
	<i>Hobs</i>	<i>lEobs</i>	<i>Rn-G</i>
1.0	214.7	679.5	894.2
1.2	198.8	695.4	894.2
1.5	190.3	703.9	894.2
2.0	183.8	710.4	894.2
3.0	178.5	715.7	894.2
α	渦相関法		
	<i>Hcov</i>	<i>lEcov</i>	<i>Rn-G</i>
1.0	254.4	638.0	892.4
1.2	251.6	640.8	892.4
1.5	250.7	641.7	892.4
2.0	250.5	641.9	892.4
3.0	251.3	641.1	892.4

3.5 討議

3.5.1 逆解析法の初期値問題

逆解析法の収束過程について付言しておく。最適化計算の初期値を **Fig. 3-3** に示したように、収束値にできるだけ近接して設定するために、いずれの初期値の場合にも最適化計算の前に、総資料数の約 29~30%はすでに収束している。この状態に先に示した初期値を与えて最適化計算を実施すると収束率は約 85~86%に向上する。さらに、最初に与えた初期値と異なる近傍の初期値を与えて計算を繰り返し、収束率を高める。このようにして最終的には約 96~97%の収束率を得た。なお、この熱収支残差（仮定値を入れたときの (10) 式の残差）は極めて小さく、 $10^{-12}\text{W}\cdot\text{m}^{-2}$ オーダー以下であった。

また、最適化計算の際の初期値の問題にも触れなければならない。**Fig. 3-12** は初期値を変えた場合の異常値条件 α の変化に伴う異常値率の変化を示したものである。異常値条件 α の増加に伴って異常値率が減少することは当然であるが、同一異常値条件であれば、初期値が実測湿度 $rehz$ に近いほど異常値率が少ないことに注目する必要がある。

3.5.2 農環研の資料による分析との比較

逆解析法はもちろん Bo 法についても年間にわたる蒸発散、すなわち顕熱と潜熱の分析は極めて少ない。著者らはすでに本地区に近接している農環研の 2016 年気象資料を使ってほぼ同様の研究を展開してきた（伊藤ら, 2019）。ここではこの先行研究と本研究の成果を比較考察する。本研究は、2017 年の資料を使って分析しているので、分析結果に差異が出るのは当然であるが、農環研では

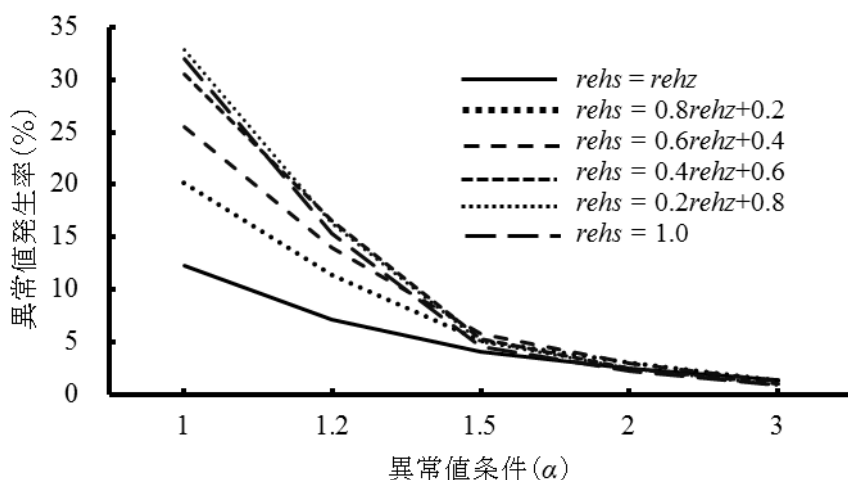


Fig. 3-12 初期値による異常値発生率の変遷

気温と湿度の測定高が、2m と 8m であるのに対し、農工研では、0.2m と 2.2m と大きく異なっている。農環研の資料は、高度差が大きいものにも関わらず夏期の気温差・湿度差は農工研の場合より大幅に小さい。この理由は、地表面近傍では気温勾配・湿度勾配がともに大きいためと考えられる。農環研は *Bo* 法を適用することを目的とした観測施設ではないので当然といえる。

しかし、*Bo* 法が逆解析法より圧倒的に異常値が多いこと、*Bo* 法では夜間に異常値が多いことは共通して認められた。また、逆解析法では、日中の異常値が多いことも共通して認められた。ただし、農工研の場合がより顕著にこの傾向が示された。また、逆解析法の場合、農環研資料の分析では、年間を通じて一定の初期値を使ったが、農工研の場合には作物生育期とそれ以外とは分けて別の値を使い、より再現性の良い結果を得た。今後は地域の気象条件に合わせた季節別の初期値の選択が望まれる。

3.6 本章のまとめ

本研究では 2017 年の農工研の気象資料を使って逆解析法と *Bo* 法及び渦相関法を比較検討した。その結果の要点は、次の通りである。

潜熱・顕熱の時間変化は、作物生育期間（5 月、6 月下旬～7 月上旬、9 月）には逆解析法（ $\alpha=1.0$ の場合）と *Bo* 法及び渦相関法は極めてよく一致した。しかし、晩秋から冬期（1 月及び 11 月）には、一致しなかった。

潜熱・顕熱の日変化は、逆解析法と *Bo* 法及び渦相関法では、潜熱ではほぼ一致したが、顕熱ではあまり良好な関係を示さなかった。しかし、*Bo* 法と渦相関法は決定係数も大きく、高い相関を示した。

潜熱の月別変化は、作物生育期間では逆解析法（ $\alpha=1.0$ 、 $rehs=rehz$ の場合）、*Bo* 法及び渦相関法の 3 者はほぼ一致し、水資源利用計画や灌漑計画に活用できることが分かった。

異常値率は *Bo* 法が極めて高く、渦相関法と逆解析法では低く、*Bo* 法の約 1/3～1/5 であった。月別に見ると *Bo* 法では作物生育期間ではほぼ均等であったが、冬期には少なかった。逆解析法はこの反対で、冬期に高い値を示した。渦相関法は 10 月に明確なピークを示した。

異常値率の時間別変化は、*Bo* 法では夜間が高く、 $\alpha=1.0$ の場合には約 65～77% にも達した。しかし、これまで指摘されている日没や日の出のピークは見られるものの、全体の異常値率が高いので明確ではなかった。この点、渦相関法では明確なピークが日没や日の出に見られた。逆解析法でも渦相関法ほど明確で

はなかったが、同様なピークが見られた。

上記の 2017 年の資料による研究成果に加えて、一般的な傾向を知るために 6 年間の資料分析に伴う平均値と分散による信頼区間の分析も行った。また先行研究との比較・考察も行った。

以上の研究成果から判断すると、本研究で使用した異常値処理方式は、*Bo* 法、渦相関法及び逆解析法に対して、よく機能していることが示され、異常値に対する作業仮説が妥当であることが認められた。

以上を総合して、初期値の決定に課題が残されているとはいえ、逆解析法は *Bo* 法、渦相関法とほぼ同等に使えることが明らかになった。*Bo* 法では 2 高度の気温と湿度の実測値が必要なことを考えれば、逆解析法は必要な気象要素が少ないので、利用面が飛躍的に拡大できる。また、渦相関法は最初に述べたような問題点が未解決であるので、逆解析法を参考にすることが有効であろう。

このような知見は、実際面で、灌漑計画や水資源利用計画に必要な作物の必要水量の研究に大いに貢献するとともに、蒸発散の基礎的研究に大きく貢献するものと考えられる。

引用文献

- Foken, T. (2008) : The energy balance closure problem: an overview, *Ecological Applications*, **18**(6), 1351-1367.
- Gavilán, P. and Berengena, J. (2007) : Accuracy of Bowen ratio-energy balance method for measuring latent heat flux in a semiarid advective environment, *Irrigation Science*, **25**, 127-140, doi:10.1007/s 00271-006-0040-1.
- 伊藤浩三, 丸山利輔, 瀧本裕士 (2019) : 蒸発散推定のためのボーエン比法と逆解析法との比較, 農業農村工学会水文・水環境研究部会, 応用水文 **31**, 51-60.
- 近藤純正 (1994) : 水環境の気象学—地表面の水収支・熱収支—, 朝倉書店.
- 近藤純正 (1999) : 大気境界層の気象 (Ⅲ) 地表面の熱収支と気象, 天気, **46** (11), 769-777.
- Maruyama, T. and Segawa, M. (2016a) : 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, doi:10.4236/jwarp.2016.87059.

Maruyama, T. and Segawa, M. (2016b) : 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, doi: 10.4236/ojmh.2016.64019.

Maruyama, T. and Segawa, M. (2017) : Estimation of the sensible and latent heat fluxes by reciprocal analysis at an arid and semi-arid region, *Open Journal of Modern Hydrology*, **7**, 38-64, doi: 10.4236/ojmh.2017.71003.

小谷廣通, 矢野友久, 金木亮一 (2001) : 熱収支フラックス比法による水蒸気フラックスの推定, *農土論集*, **213**, 1-10.

Ortega-Farias, S.O., Cuenca, R.H. and Ek, M. (1996) : Daytime variation of sensible heat flux estimated by bulk aerodynamic method over a grass canopy, *Agricultural and Forest Meteorology*, **81**, 131-143.

Perez, P.J., Castellvi, F., Ibañez, M. and Rossell, J.I. (1999) : Assessment of reliability of Bowen ratio method for partitioning fluxes, *Agricultural and Forest Meteorology*, **97**, 141-150.

桜谷哲夫, 岡田益己 (1985) : 蒸発散の測定法 (V), *農業気象*, **40**(4), 403-405.

Unland, H.E., Houser, P.R., Shuttleworth, W.J. and Yang, Z.-L. (1996) : Surface flux measurement and modeling at a semi-arid Sonoran Desert site, *Agricultural and Forest Meteorology*, **82**, 119-153.

Wilson, K., Goldstein, A., Falge, E., Aubinet, M., Baldocchi, D., Berbigier, P., Bernhofer, C., Ceulemans, R., Dolman, H., Field, C., Grelle, A., Ibrom, A., Law, B.E., Kowalski, A., Meyers, T., Moncrieff, J., Monson, R., Oechel, W., Tenhunen, J., Valentini, R. and Verma, S. (2002) : Energy balance closure at FLUXNET sites, *Agricultural and Forest Meteorology*, **113**, 223-243, doi:10.1016/S0168-1923(02)00109-0.

吉田武郎, 増本隆夫, 堀川直紀 (2012) : 農村工学研究所内における総合気象観測システムの構築とそのデータ品質管理, *農村工学研究所技報*, **212**, 43-52.

第4章 地区内調整池による洪水ピーク流量の低減効果

4.1 研究の目的

農林地に工場や住宅団地を開発（都市化）すると、洪水が激化し、深刻な洪水被害が発生することは広く知られている。その理由は、工場や住宅団地の開発によって、それまでの農林地に比較して地表面の浸透性が格段に低下し、地表面流が発生し易くなること、流域内の排水路網が整備され、洪水の到達時間が大幅に短縮されることによると考えられている。

この洪水被害を軽減するためには、河川の排水容量を増大することが考えられるが、このためには排水容量を都市化した地点から下流全域にわたって増大しなければならない。このような対応は、河川全体の排水計画を見直す必要が生じることから、一般的には困難なことが多く、現実的には地区内に調整池を設置して、洪水のピーク流量を低減させる方法がとられている。

これまでこの目的の事業は行われているがこれを詳細に検討した研究は行われていなかった。本論文はこの点に焦点を絞り、シミュレーションにより石川県手取川扇状地に位置する平地河川、倉部川流域を対象に、調整池の設置実態にもとづいて、このピーク流量の低減効果を評価したものである。

4.2 既往の研究

まず、都市化による洪水の変化に関するこれまでの研究成果を概観する。ただし、Eagleson (1962) のユニットグラフ法や流出関数法といったいわばマクロな流出解析法は除外する。この理由は、都市化による洪水流出量の増大問題を評価・検討するためには、流出場の物理性に基づいた解析が必要と考えるからである。この意味ではミクロな流出解析研究を概観することとなる。この嚆矢となるのは、Hicks (1944) のロサンゼルス法や Tholin and Keifer (1959) のシカゴ法といわれ、これが、以後、数多くの研究の先導的役割を果たしている。わが国でもこのような国際的な研究より若干遅れて、渡辺、豊国 (1989) の研究をはじめ数多くの研究が展開されている。また、都市化にともなう流出の変化については角屋 (1985) が詳細に報告している。中でも、渡辺、豊国 (1989) の研究は、市街地内の排水系統を詳細に調査し、それに基づいて流出解析を行った点で高く評価できる。しかし、これらの研究は、都市化地域内の流出現象を対象としたものであって、本研究のように農地から宅地に変換した場合の洪水量の増大を直接扱ったものではない。

一方、畑地や水田からの流出現象の研究には増本ら (2003) の耕作放棄地の流出解析、四方田と三浦 (1982) の水田転換畑の研究、千家ら (1987) の水田

転換畑の研究、および吉川ら（2009）の水田落水口からの流出研究などがある、これらの研究は、流出場の物理的性質に基づいた研究ではあるが十分ではない。その理由は農地や林地は流出場の物理性が複雑で、水理的・物理学的な、いわゆるミクロな研究になじまない点にあったと考える。近年、圃場整備が進行し、水田や畑地の流出場の物理的性質が明確となり、都市流出の場合と同様に、水理的な根拠に基づいた流出解析が可能となってきた。筆者らはこのような事情を踏まえ、水田から宅地に変換した場合の洪水流出量の変化をすでに研究してきた（瀬川ら, 2016; Manabu et al., 2016; 瀬川ら, 2017; Manabu et al., 2018）。

瀬川ら（2016）、Manabu et al.（2016）では、都市化に伴う洪水流出量の変化の見通しを良くする単位洪水量という新しい概念を提案した。この概念は、排水路上流端に流入する単位面積当たりの洪水流出量を土地利用別に、あらかじめ単位洪水流出量（原単位）を求めることを意図したものである。このような原単位を求めておけば、関係地域内の土地利用別の面積を乗ずることにより、その地域の洪水流出量が求められる。瀬川ら（2016）、Manabu et al.（2018）では、流域をいくつかのブロックに分割し、このブロックごとに先の単位洪水流出量を乗じてブロック流出量を算定し、流域の排水路システムにしたがって洪水追跡を行い、流域全体の流出量を算定する方法を提案したものである。この中でブロックごとに設置されている調整池（都市化に伴うピーク洪水量を低減する目的で設置する施設）の役割について予備的検討を行ったが、本格的に検討したものではなかった。

本研究は、この点に注目し、石川県手取川扇状地内の平地河川、倉部川流域において、具体的にこの調整池の設置状況を調査し、それに基づいて都市化に伴う洪水増大量が調整池によってどの程度低減されてきたかを分析したものである。また、理想的な容量を持つ調整池を設置すればさらにどの程度洪水ピーク流量が低減（以下、調整池の効果）されるかを検討した。この研究成果は、現在日本の各地で実施されている調整池による洪水ピーク低減の評価・判定に大いに参考になると考える。特に、本地域のように水田を宅地化した場合には、洪水量の増加率が大きいと、浸水などの被害が発生しやすいので問題が大きい。なお、筆者らの知る限り、このような洪水調整池の効果を具体的に評価した例はない。

4.3 研究の方法

4.3.1 試験流域の特徴

試験流域（倉部川）は、石川県の手取川扇状地のほぼ中央に位置する平地河川である。面積 17.5km^2 を有し、用排兼用という全国でも珍しい用排水系統を有

する。水路の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。このため本地区の排水路はバックウォーターを受けることが少なく、洪水追跡にあたっては、キネマティックウェーブ法を適用することが出来る。この点、他地区に本解析法を適用する場合には注意する必要がある。

4.3.2 土地利用の変化

この流域を排水系統にしたがって、**Fig. 4-1** 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 4-1** に示した。この面積は、国土数値情報（国土交通省，2014）の 100m メッシュデータによる。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。本研究では、2009 年の土地利用を基準とした。

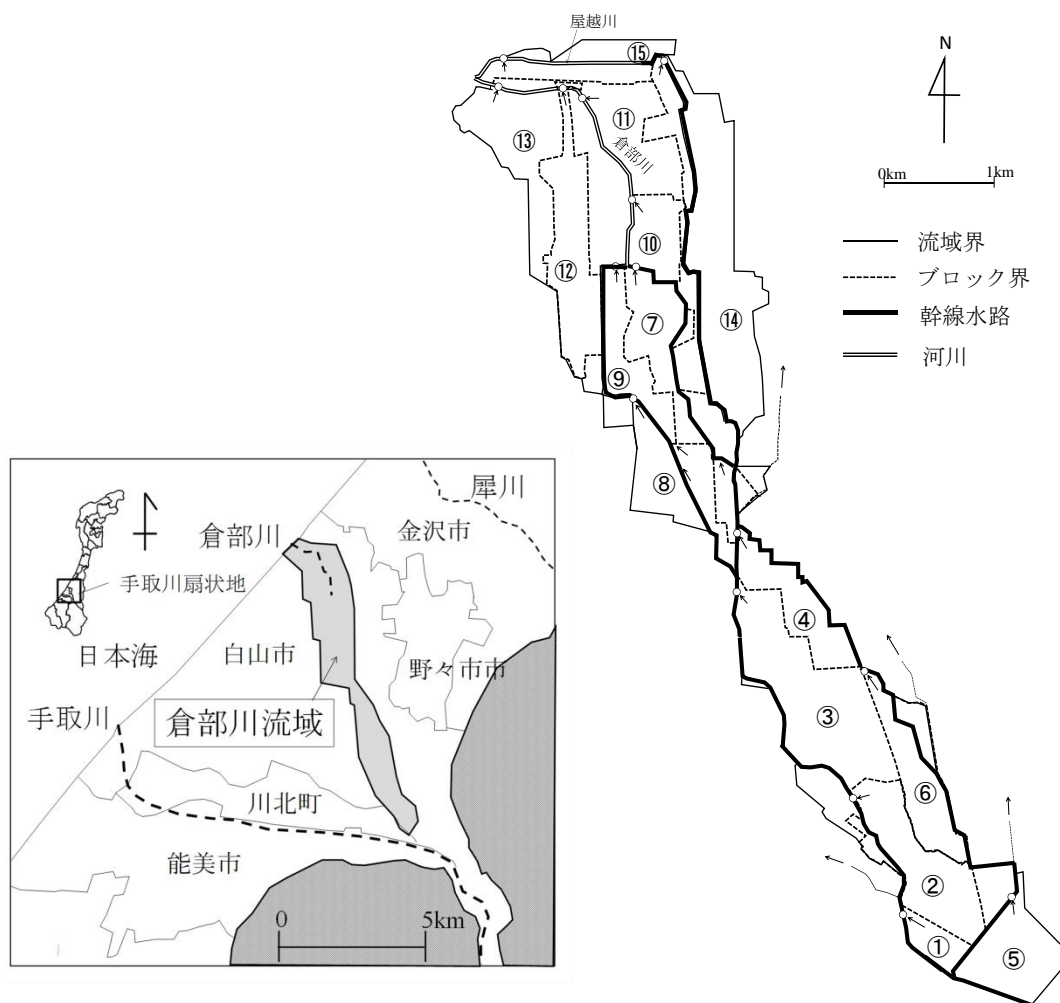


Fig. 4-1 倉部川流域とその分割流域（ブロック）と排水系統

Table 4-1 分割流域ごとの土地利用の変遷と年次別土地利用面積 (km²)

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
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
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
	合計面積	0.25	1.11	2.05	0.67	1.46	0.83	1.24	0.96
	宅地等面積増加比	2.63	1.84	1.04	1.13	1.67	1.66	1.47	1.40
年次	ブロック番号	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	
	ブロック名	3-2-1	K-4	K-3	K-2	K-1	3-5	Y	流域全体
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
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
	合計面積	0.83	0.49	1.42	1.19	1.08	2.71	1.26	17.55
	宅地等面積増加比	1.59	3.89	1.89	2.25	1.41	1.43	1.02	1.49

Note: 宅地等面積増加比=宅地等面積 (2009) / 宅地等面積 (1987)

4.3.3 洪水調節のための調整池の設置経過

都市化に伴って洪水被害が激化するため、石川県では1974年から新しく宅地開発する場合には、洪水のピークを低減するための調整池（以下単に調整池）の設置を指導してきた。また、本流域の所在する白山市でも順次この調整池の設置を義務づけた。その内容は、年の経過と共に少しずつ改良された。その変遷の経過は次のようである（石川県，1974；白山市，2005）。

1974年 石川県において「雨水排水協議基準及び調整池設置容量」を制定

対象面積：開発面積 1.0ha 以上

2005年 白山市において「白山市小規模開発雨水排水協議基準」を制定

対象面積：開発面積 0.3ha 以上 1.0ha 未満

（2003年から旧松任市において）

この白山市基準の主な内容として、調整池容量は、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すること、流出量の算出は合理式による（計画降雨規模 年超過確率 原則10分の1）こと、これにより開発面積に応じて調整池の容量が決まる。また、下流許容放流量（調整池からの最大放

流量) は、計画水位時の下流地点の流下能力に応じた量とするが、下流の流下能力が比流量 $2.5\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ より小さい場合は、河川管理者の協議により、 $2.5\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ 相当分とすることが出来ることとしている。

4.3.4 実際の調整池の設置状況と検討した調整池の容量

実際の調整池の設置状況は、石川県と白山市の担当部署に赴き当該課と協力して資料の収集に当たった。この結果を上述のブロックごとに **Table 4-2** のケース A 欄に 1987-2009 間の宅地開発面積 (0.3ha 以上) に対する調整池容量を示した。また、実際の状況とは異なるが 1987 年から 2009 年までのすべての宅地開発地 (0.0 ha 以上) を対象に白山市の基準により調整池を設置した場合をケース B 欄に示した。さらに、実際には当初想定した降雨より大きな降雨があり、この降雨によって発生した洪水をすべて調整できる容量をケース C 欄に示した。これは、計画時点では想定外の降雨となる。D は C とほぼ同様の条件に対する調整池容量であるが、後述する型式 II に対するもので、洪水の流下過程が異なるために容量に若干の差が出ている。なお、調整池容量の基本的考え方を **Fig. 4-2** に示した。

Table 4-2 検討したブロック別の調整池の容量

調整池 容量 (m ³)	宅地増加面積 (1987-2009)			
	開発面積 (0.3ha以上)	開発面積 (0.0ha以上)		
ブロック番号	ケース A	ケース B	ケース C	ケース D
2-2	959	3,076	6,300	3,900
3-1-3	4,597	10,128	19,840	14,400
3-1-2	291	359	790	1,880
3-1-1	0	341	790	380
2-1	0	4,780	12,980	5,770
2-4	245	2,840	7,250	3,300
3-3	1,980	11,300	30,130	25,650
3-2-2	3,634	9,472	18,970	17,280
3-2-1	73	8,813	24,990	20,260
K-4	0	2,048	5,260	2,048
K-3	12,642	16,466	33,230	24,860
K-2	11,124	13,275	33,230	23,180
K-1	256	5,855	15,900	14,290
3-5	11,629	24,841	54,000	45,770
Y	0	341	790	9,690
合計	47,430	113,935	264,450	212,658

	型式 I A	型式 I B	形式 I C	形式 II D
1987年以前の宅地開発	調整池:なし	調整池:なし	調整池:なし	調整池:なし
1987年以後の宅地開発 (0.3ha以上)	調整池:あり 容量:基準	調整池:あり 容量:基準	調整池:あり 容量:基準より大	調整池:あり 容量:基準より大
1987年以後の宅地開発 (0.3ha未満)	調整池:なし	調整池:あり 容量:基準	調整池:あり 容量:基準より大	調整池:あり 容量:基準より大

Fig. 4-2 形式・ケース別の調整池設置状況

なお、1987年から2009年までの全体の宅地開発面積は分かっているが、0.3ha以下と以上の宅地開発面積は区別されていない。白山市の基準 ($Q=1/40 \times A$) を使って、最大放流量 (Q) から0.3ha以上の流域面積 ($A=$ 宅地開発面積) を逆算し、全体の宅地開発面積からこれを差し引いて残りを0.3ha以下の宅地開発面積とした。なお、調整池の容量を関係宅地面積当たり水深換算するとAの場合は59.3mm、Bの場合は41.4mm、Cの場合は96.2mm、Dの場合は77.3mmとなる。

Table 4-2 に示されるように、調整池容量Aに対するBの割合は2.39倍、Cの割合は5.56倍、Dの割合は4.28倍となる。実際の調整池容量(A)は、基準を定めた時点の理想的な容量(B)やその後に実際の降雨に対する容量(C、D)と比較するとかなり小さいことになる。

4.3.5 調整池の形式

調整池には駐車場を利用したものが多いが、単独に貯水池を設置したものもある。また、洪水がすべて調整池を經由して下流に排水される形式〔形式I〕と排水路の容量を超過した流量が側溝をあふれて、側溝余水吐のように、調整池に流入する形式〔形式II〕とがある。この何れの形式によって調整されたかによって、ハイドログラフが異なるために、本研究では実際に本地区に多く設置されている(形式I)の場合を中心に検討し、つぎに(形式II)の場合を参考に検討することとした。

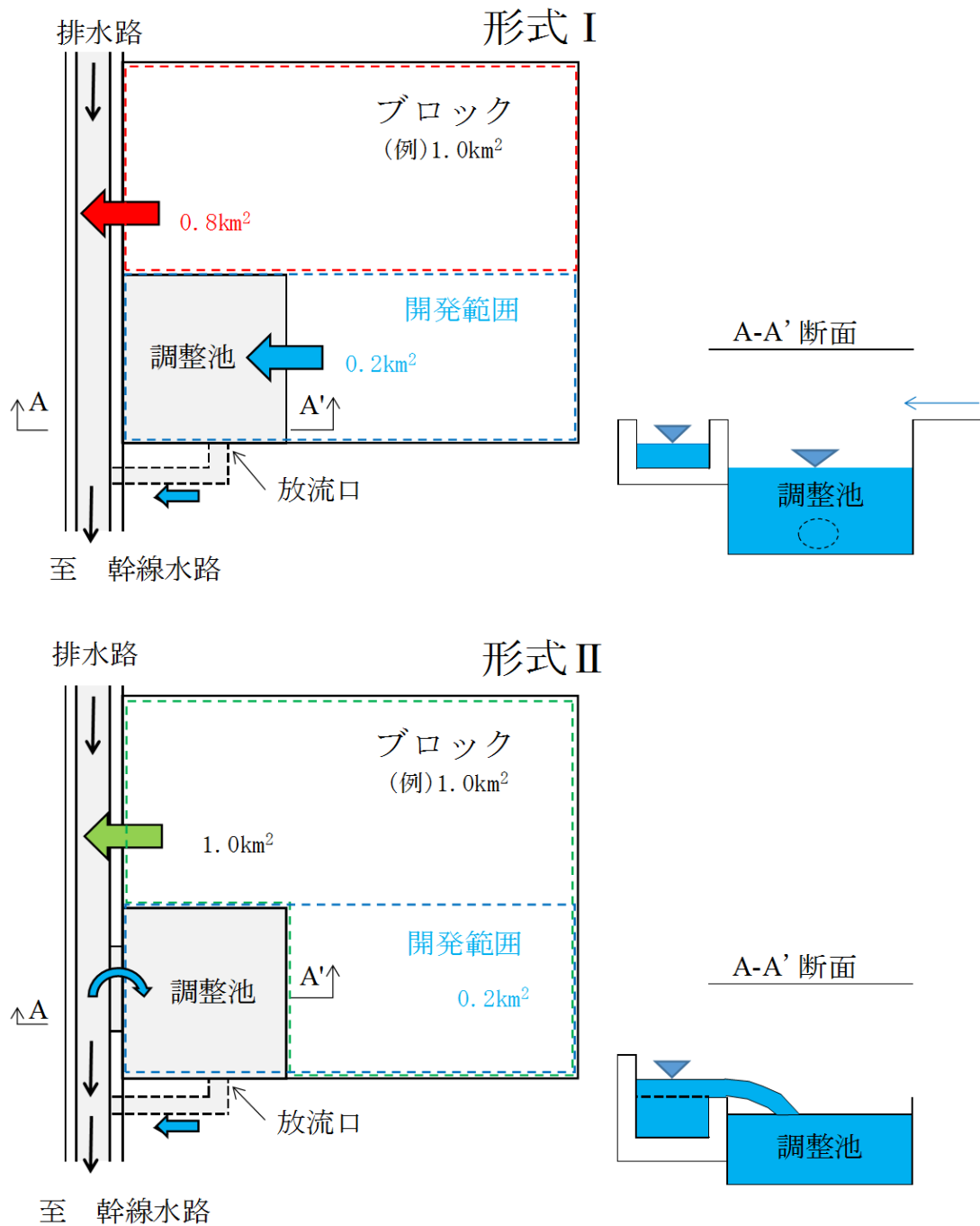


Fig. 4-3 調整池による洪水調節の形式 [形式 I と形式 II]

4.3.6 検討対象降雨

本研究には、宅地等からの流出解析を行うために 10 分間雨量が必要である。この資料は比較的近年になって整理されている。このための信頼できるだけ長期間の降雨資料として、金沢地方気象台の降雨資料を利用した。排水計画立案

のための検討対象降雨（選定基準）として 24 時間雨量 80mm 以上を採用している。本研究はこの基準に従い、2009～2016 年間の降雨 26 イベントを採用した。これらの対象降雨の発生期間、総降水量、10 分間ピーク降水量を **Table 4-3** に示した。なお、本研究では、降水は全流域同時に発生したとして検討を進めた。

Table 4-3 検討対象降雨の発生期間、総降水量、10 分間降雨量

降雨イベント No.	発生		始め			終わり			総降水量 (mm)	最大10分間雨量 (mm・10min ⁻¹)
	年	月	日	時	分	日	時	分		
3-1	2012	7	6	11	0	7	13	20	127.0	11.0
3-2	2013	7	29	2	40	30	4	50	126.0	8.5
3-3	2013	9	15	6	30	16	12	0	128.0	3.5
3-4	2009	7	16	16	50	17	7	50	116.5	7.5
3-5	2013	11	17	20	50	18	21	0	109.0	8.5
3-6	2013	10	24	12	40	25	18	0	116.5	2.0
3-7	2013	6	17	17	40	18	16	30	102.5	5.5
10-1	2009	6	22	6	50	23	6	50	93.0	13.5
10-3	2011	5	29	1	10	30	10	30	104.5	2.5
10-4	2011	8	25	9	10	26	11	40	93.5	14.5
10-5	2011	9	20	0	10	21	23	0	207.5	5.0
10-7	2012	8	13	8	40	14	6	50	93.5	10.5
10-8	2012	9	10	20	0	11	15	20	94.5	10.5
10-11	2013	8	23	9	0	24	7	10	138.0	13.0
10-13	2013	9	7	12	30	8	7	50	82.0	5.5
10-14	2013	10	15	14	10	16	10	20	90.5	3.0
10-17	2013	11	20	0	20	22	0	0	136.0	4.0
10-18	2014	6	12	1	10	13	23	30	95.0	15.5
10-19	2014	8	8	8	0	9	20	40	128.5	7.0
10-20	2014	8	16	0	10	17	22	10	166.0	15.5
10-21	2014	12	4	0	50	5	22	50	122.0	3.0
10-22	2016	9	18	1	0	20	0	0	119	7.5
10-23	2016	9	28	4	10	29	11	10	89.5	7.5
10-24	2016	10	8	1	20	9	6	20	84.5	6
10-25	2017	6	30	16	0	1	20	30	134	10.5
10-26	2017	7	4	2	0	5	3	40	110	16.5

4.3.7 ピーク流量解析法の概要

ピーク流量は、これまで行った研究成果を利用して求めた。前述したように、まず単位洪水流出量という概念を利用した（瀬川ら, 2016; Manabu et al., 2016）。この概念は、排水路上流端に流入する単位面積当たりの洪水流出量を水田、畑地、宅地など。あらかじめ土地利用別に求めたものである。このような単位洪水流出量を求めておけば、関係地域内の土地利用別の面積を乗ずることにより、

その地域の洪水流出量が求められる。次に、流域をいくつかのブロックに分割し、このブロックごとに先の単位洪水流出量を乗じてブロック流出量を算定し、流域の排水路システムにしたがって洪水追跡を行い、流域全体の流出量を算定する（瀬川ら，2017；Manabu et al., 2018）。この中でブロックごとに設置されている調整池の役割を検討した。

4.4 解析結果

4.4.1 調整池による洪水ピーク流量の調節効果（形式 I の場合）

調整池はブロック単位に設置される。このために、まず本流域の中で都市化率の大きい K-3 ブロックの例について調整池の効果を検討する。調整池がない場合を横軸に、調整池により洪水ピークを調整した場合を縦軸にとって、調整池の効果を評価した。Fig. 4-4 の A, B, C は Table 4-2 のそれぞれ A, B, C の場合に対応する。また、図中の太い実線は調整池のない場合と等しく ($Y=X$) 引かれ、この線より下に位置する洪水は、調整池の効果が発揮されていると判定される。ただし、宅地主体のブロックでは降雨パターンによらず最大の降雨強度によってピーク流出量が決定されることが多い。なお、調整池の平均的な効果は Fig. 4-4 のような調整池のある場合とない場合の関係直線の回帰係数（勾配）によって判断できる。この場合には、洪水は、当然単一ブロックを通過するのみである。同図の回帰係数から A の場合は約 22.4% ($R^2=0.913$)、B の場合は約 29.0% ($R^2=0.798$)、C の場合は約 44.7% ($R^2=0.987$) の調整池効果が期待される。形式 I の場合には新たに造成された宅地等の洪水流出量は、すべて調整池を通過するために、降雨の大小に関わらずすべて調整池の効果が現れる。

また、太い実線上にプロットされるデータも見られる。これは調整池の効果が見られないことを意味する。ピーク洪水が発生する前の洪水によって調整池が満杯となって、洪水調節が出来ないのである。このように、降雨パターンによっては調整池の効果は異なる。

C の場合、1987 年以降に開発された宅地に対して、対象降雨のすべてを洪水調節できる容量が与えられているが、それ以前に開発された宅地に対しては洪水調節がされないために、調整効果は一定値にとどまることとなる。

次に、全流域について検討する。洪水は流域内の排水幹線を流下するにしたがって、ハイドログラフは変化する。また、ハイドログラフは降雨パターンによって変化する。したがって、図に見られるように調整池の効果は、降雨パターンによって異なることになる。また、Fig. 4-5 に特徴的に見られるように、まれに調整池を設置しない場合よりも大きな洪水ピーク流量が発生することがあ

る。これは、当該時刻の降雨量よりも大きな降雨が連続して発生し、前の降雨による流出量と重なったために、まれに起こる現象である。A の場合にはこの係数が 0.970 ($R^2=0.899$), B の場合には 0.849 ($R^2=0.795$), C の場合には 0.713 ($R^2=0.781$) となり、A の場合には 3.0%, B の場合には 15.1%, C の場合には 29.7%の減少率となった。これによると、全流域に対する実際の調整池の効果 A は意外に小さいと推定される。調整池を設置しても全流出量は変化しない。このために、流域内の洪水の流下に伴う平均化作用によって、調整池の効果（平均化作用）が打ち消されるのが理由と考えられる。

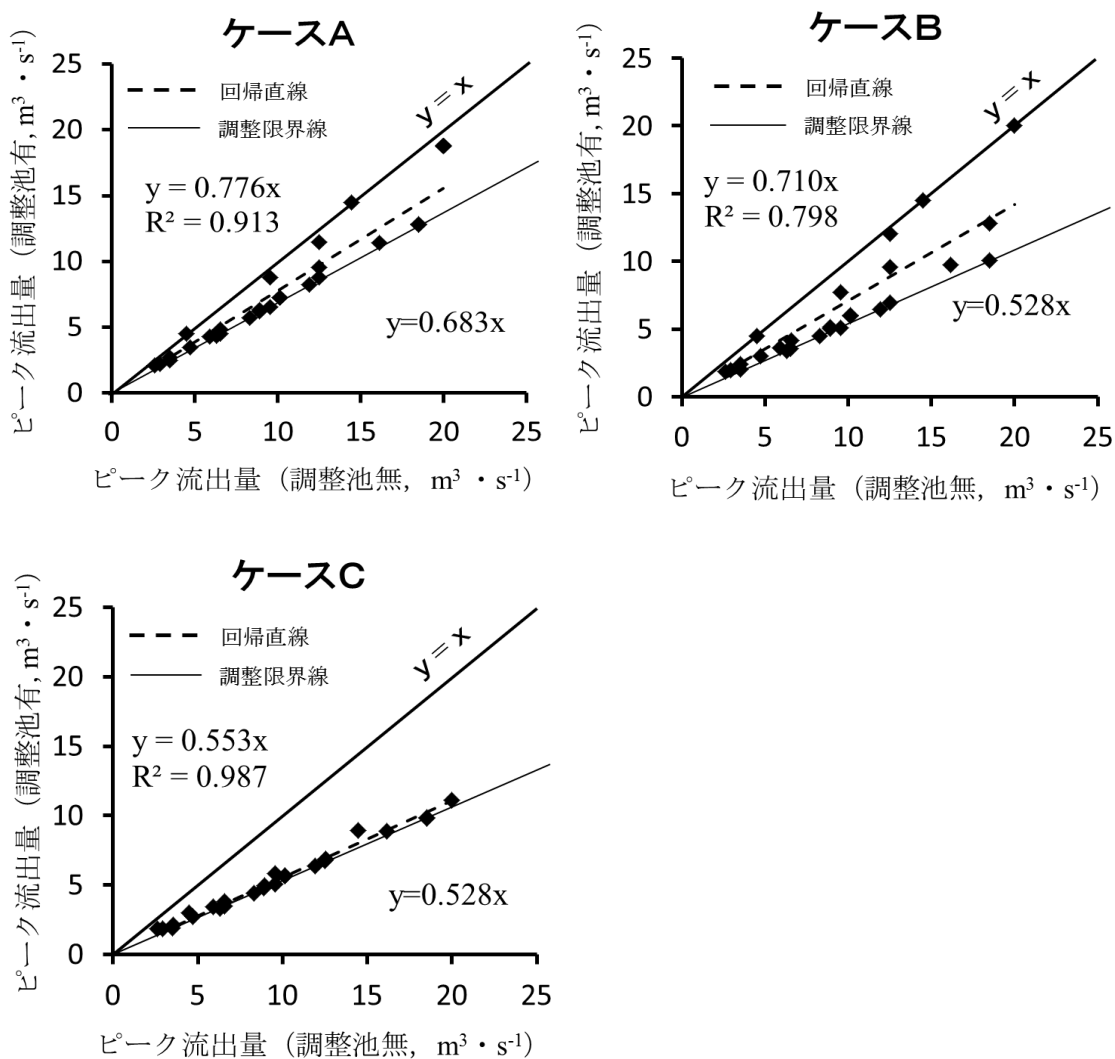


Fig. 4-4 調整池の容量による調整池効果 [K-3 ブロック]

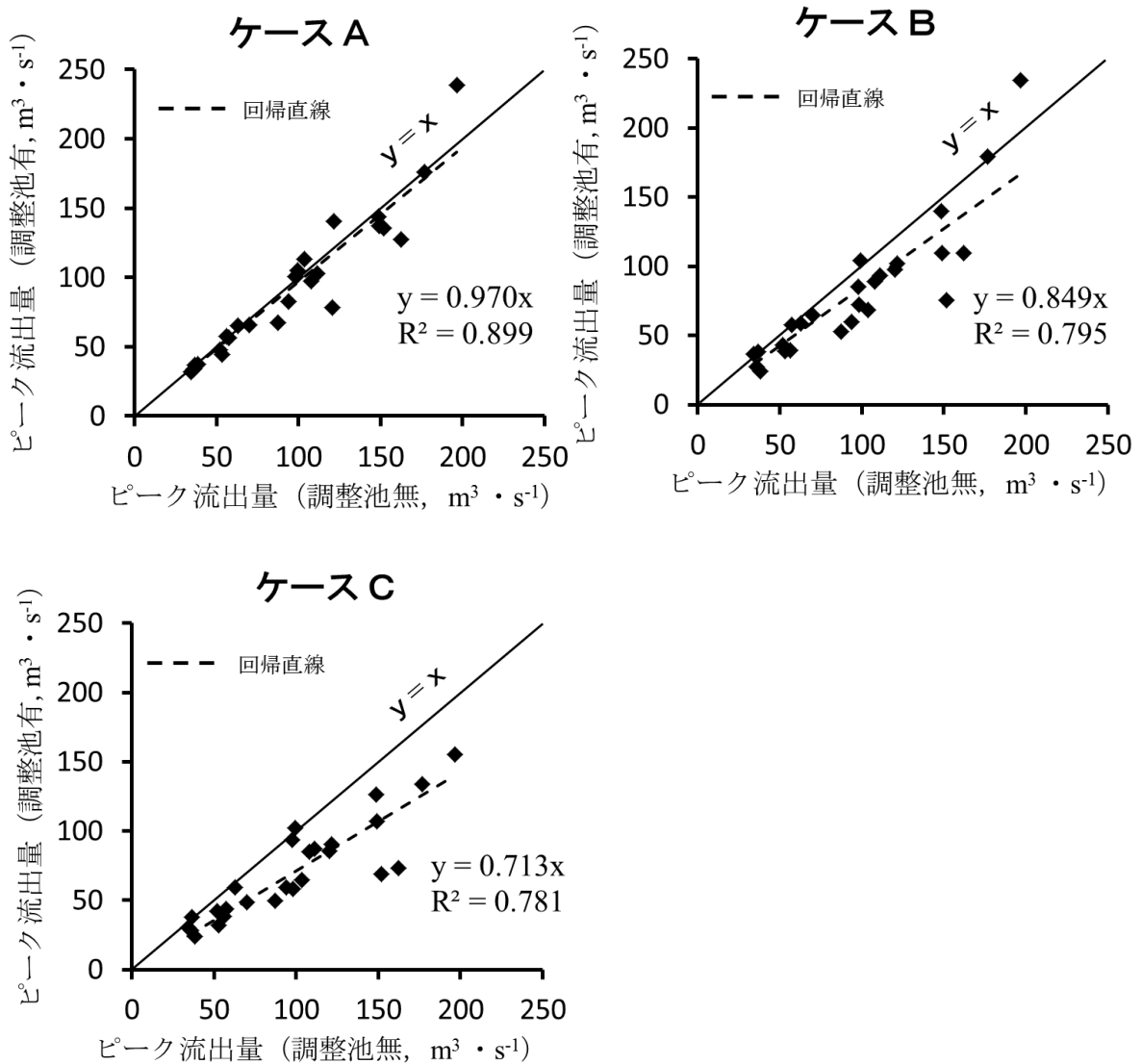


Fig. 4-5 調整池の容量による調整池効果 [全流域]

4.4.2 調整池による洪水ピーク流量の調節効果 (形式Ⅱの場合)

この場合には、新たに開発した宅地に対する洪水量が排水路の通水容量を超過した分だけ調整池を通過することになるので、調整池の効果の現れ方は、形式Ⅰの場合と大きく異なる。この調整効果を明確に表現するためにCの場合と同様すべての宅地を対象に1987年以降の洪水増加量を調整出来る理想的な容量の調整池を設置したとして検討した。

Fig. 4-6 の右図は1987年の土地利用を基準としてそれ以降の宅地開発によるピーク洪水量の増加分を調整できる全流域に対する調整池の効果であり、Fig.

4-6の左図は都市化の激しいK-3ブロックの同様の条件による調整池の効果の例である。K-3ブロックに対してはFig. 4-6から明らかなように、調整池のない場合の流量の約37%以上の流量は完全にカットされ、明瞭に調整池の効果が現れる。全流域に対しては、個別のブロックで調整された流量が流域の排水システムに応じて集められるので、Fig. 4-6の右図のように降雨ごとに異なった調整池の効果が現れる。しかし、大勢としては調整池のない場合の流量の約60%以下に抑えられている。

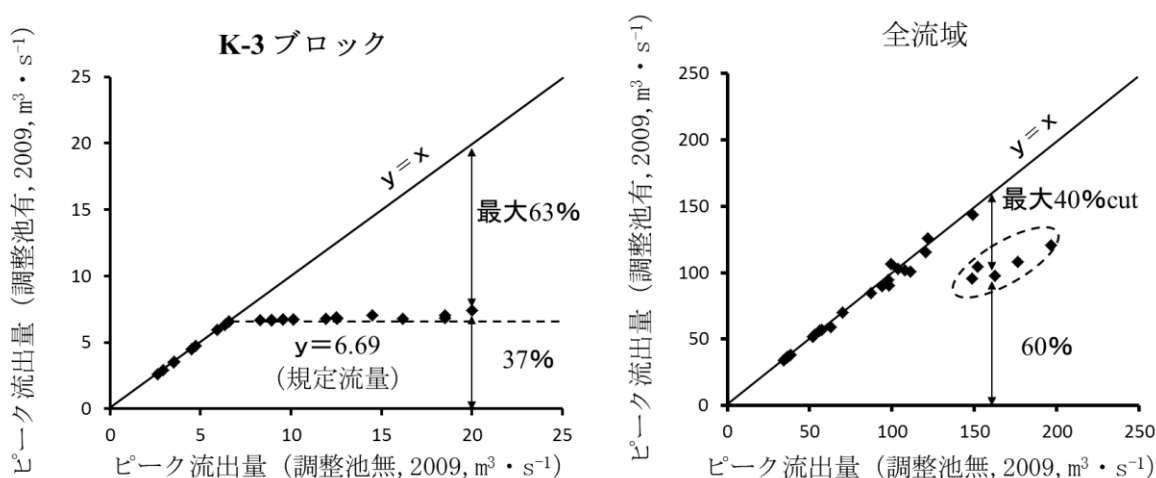


Fig. 4-6 形式IIによる調整池効果 [K-3ブロックと全流域]

4.5 考察

4.5.1 洪水ピークの調節効果に及ぼす降雨パターンの影響

降雨パターンによって調整池の効果がどのように影響を受けるか K-3 ブロックの例について考察する。Fig. 4-3 に降雨パターンによって影響を受ける効果と受けない効果とを分類した。ケース A の場合には直線 $Y=0.683X$ 上の降雨はパターンによらず一定の調節効果を示すと判断できる。この直線以上 $Y=X$ の直線以下の資料は降雨パターンの影響を受けていることを示す。この例では、26 イベントの中 6 イベントが大きく影響を受けていることになる。ケース B の場合には同様に $Y=0.528X$ 以上 $Y=X$ の直線以下の資料は降雨パターンの影響を受けていることを示す。この例では、26 イベントの中 7 イベントが大きく影響を受けている。さらに、ケース C の場合には B の場合と同じく $Y=0.528X$ の直線が降雨はパターンの影響を受けない限界となり、この場合には降雨パターンの影響を受けるイベントはない。換言すれば降雨パターンの影響を受けないためには C まで調整池容量を増加させなければならないことを意味する。

4.5.2 回帰係数によるブロック間の調整池効果 [I 形式の場合]

本研究で採用した各ブロックは都市化の程度が異なり、かつ調整池の容量も異なる。したがって、洪水ピークの調節効果も異なるはずである。このことを具体的に検証するために、調整池の設置容量 (A, B, C) ごとに、調整池を設置しない場合を基準に回帰係数によって、その効果を判断することとした (Table 4-4)。この表によると A の場合には全ブロック平均で回帰係数は 0.946 (標準偏差 $\sigma=0.078$)、B の場合には平均で 0.810 ($\sigma=0.100$)、C の場合には平均で 0.681 ($\sigma=0.169$) となった。このように、調整池の容量が大きくなるにつれ、当然のことながら、回帰係数は少しずつ小さくなり、調整効果が大きくなることが示された。決定係数は A の場合 0.982、B の場合 0.862、C の場合 0.956 となり、降雨イベントに関わらず、比較的斉一な関係が得られることが分かった。しかし、K-4 ブロックでは、B、C の場合、決定係数は 0.656 および 0.576 と他のブロックと比較してかなり小さくなっている。この理由は、宅地に対する水田の割合が大きく、かつ宅地増加率も大きいため、降雨パターンによって水田からの流出量の変動幅が大きくなることによる。

Table 4-4 回帰係数によるブロック間の調整池効果の評価

ブロック No.	ケースA		ケースB		ケースC	
	勾配	R^2	勾配	R^2	勾配	R^2
2-2	0.934	1.000	0.633	0.656	0.426	0.914
3-1-3	0.905	1.000	0.721	0.822	0.576	0.980
3-1-2	0.990	1.000	0.987	0.999	0.978	1.000
3-1-1	1.000	1.000	0.956	0.989	0.919	0.995
2-1	1.000	1.000	0.828	0.879	0.668	0.965
2-4	0.985	1.000	0.815	0.874	0.669	0.966
3-3	0.971	0.999	0.818	0.894	0.695	0.998
3-2-2	0.962	1.000	0.801	0.922	0.730	0.998
3-2-1	0.997	1.000	0.798	0.859	0.647	0.997
K-4	1.000	1.000	0.729	0.656	0.462	0.576
K-3	0.776	0.913	0.710	0.798	0.553	0.987
K-2	0.750	0.826	0.724	0.749	0.473	0.975
K-1	0.993	1.000	0.826	0.921	0.726	0.997
3-5	0.925	0.999	0.808	0.911	0.712	0.999
Y	1.000	1.000	0.991	1.000	0.987	1.000
Average	0.946	0.982	0.810	0.862	0.681	0.956
σ	0.078		0.100		0.169	

4.5.3 単位面積当たりの調整池の容量と洪水ピーク減少率の関係

調整池の効果をより明確にするために、調整池の容量と洪水ピーク減少率の関係に注目した。なお、洪水ピーク減少率は、Table 4-4 の勾配の補数（1.0-勾配）で示した。A, B, C の場合とも、調整池の容量が大きくなるにしたがい、洪水ピーク減少率は大きくなることが期待されたが、この関係は必ずしも斉一ではなかった。この原因はブロックの面積が異なるためと考えた。そこで、単位面積当たりの調整池の容量と洪水ピーク減少率の関係について整理した。

Fig. 4-7 は調整池容量を関係のブロック面積で除し、この両者の関係を示したものである。この図から明らかなように両者の関係はかなり明確となり、A の場合決定係数も 0.943 と斉一な関係が得られた。しかし、B, C と調整池容量が大きくなるにつれ、決定係数は小さくなり、良好な関係は得られなかった。

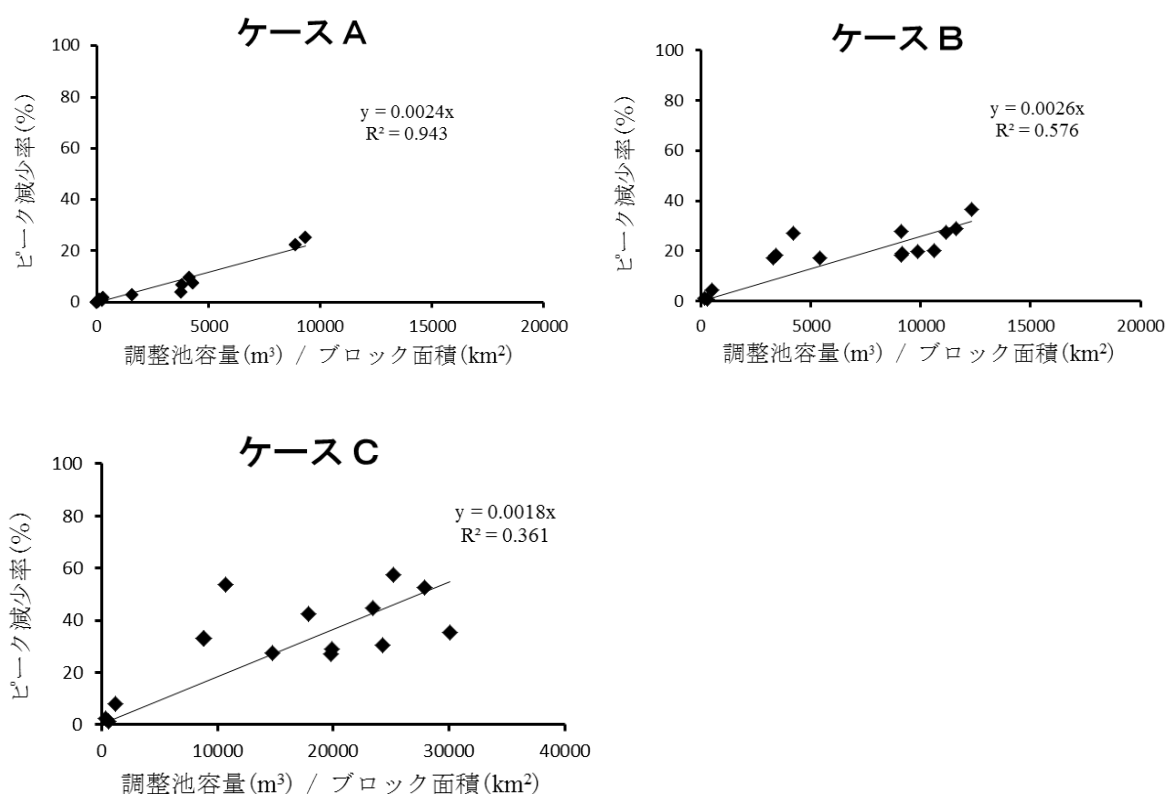


Fig. 4-7 洪水ピーク減少率と調整池容量の関係

4.5.4 洪水ピーク減少率と宅地単位面積（2009）当たりの調整池容量

調整池容量は開発された宅地面積によって決定されてはいるが、それが実際に洪水のピーク流量の減少にどのように影響されるかはまだ実証されていない。Fig. 4-8 は A, B, C の場合について実際に解析した資料を使ってこの関係を検証したものである。A, B, C 何れの場合も極めて斉一な関係を示し、宅地面積（2009）あたりの調整池容量に密接に関係していることがわかる。A の場合は最大 25%、B の場合は最大 37%、C の場合は最大 57%と A から C へと調整池容量が大きくなるに従い、ピーク減少率が大きくなることがわかる。宅地からの洪水流出が極めて瞬間的に行われるため、降雨パターンに依存することなくピーク降雨によってピーク流量が決定されることを示している。すなわち、ブロック内の宅地面積当たりの調整池容量によって洪水ピーク流量が減少していき、調整池が良く機能することが示されている。

ただし、調整容量の平均は A に対して B は 2.39 倍、C は 5.56 倍と非常に大きくなっているのに対し、最大ピーク流量の減少率は先に示したとおりであり、調整池によるピーク流量の調節には限界があることに注意すべきである。

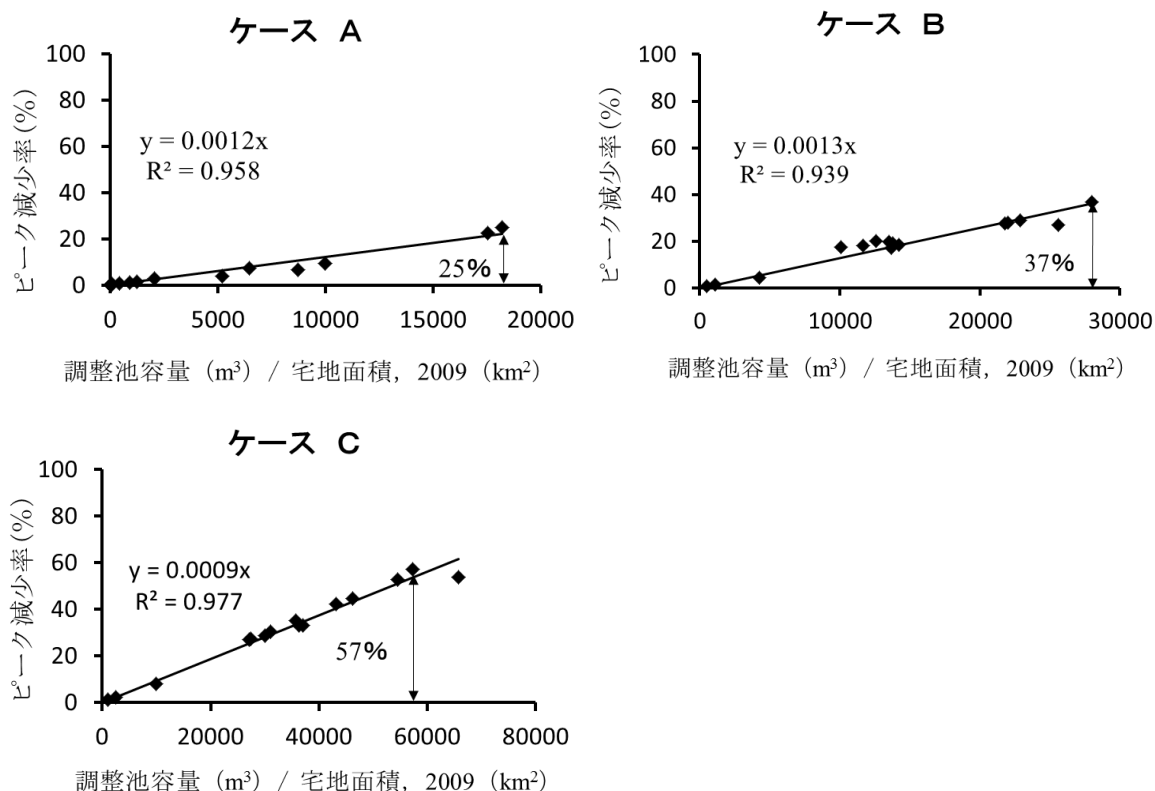


Fig. 4-8 洪水ピーク減少率と宅地単位面積当たりの調整池容量の関係

4.5.5 調整池による洪水ハイドログラフ変化の具体例

調整池の効果を洪水ピーク減少率に着目して、評価してきたが、ここでは調整池によって、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. 4-9** に示す。具体例に使用した降雨イベントは 10 分雨量の大きい 10-18 (2014.6.12) で、都市化が激しい K-3 ブロックにおけるケース A とケース B の計算結果である。調整池が無い場合におけるピーク流出量は $18.5\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ に対し、ケース A では $12.8\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 、ケース B では $10.1\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ と流出量のピークを抑えていることが分かる。また、本流域に多く設置されている形式 I の調整池は開発区域内に降った雨は全て調整池に流入する仕組みであるため、小規模な雨 (17:00) でも流出量を抑える。このように、本手法によって、調整池の効果をハイドログラフの変化で具体的に評価できる。

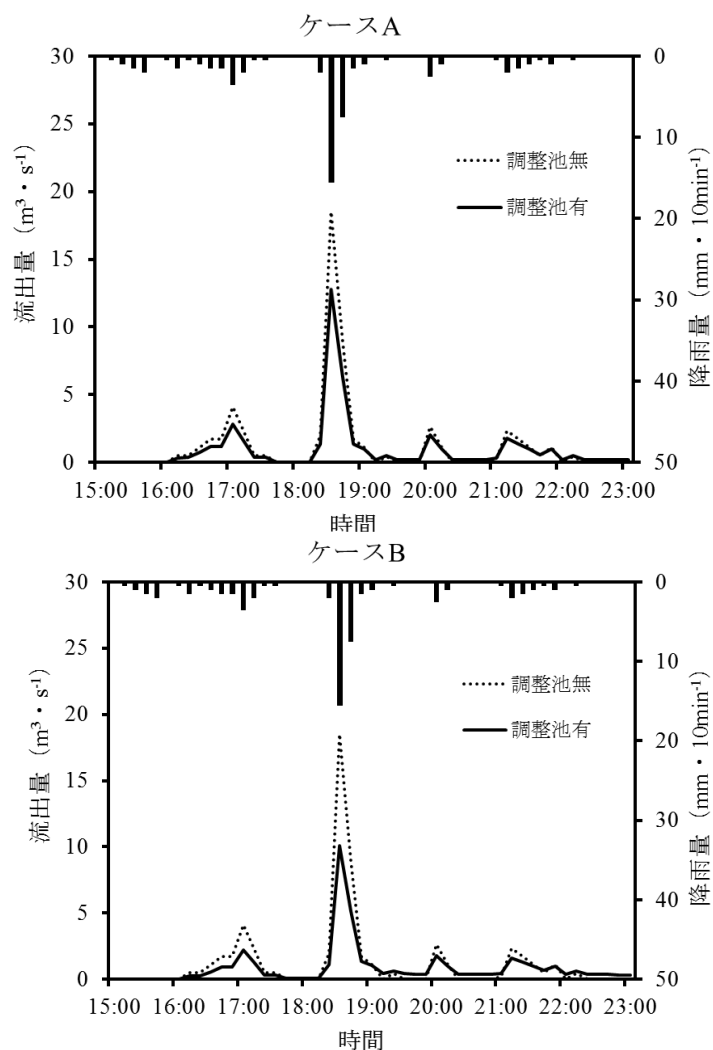


Fig. 4-9 調整池の有無におけるハイドログラフの変化例 (K-3 ブロック)

4.6 論議

4.6.1 全流域と各ブロックに対する調整池の効果

ブロック別の調整池の効果が大きいのに流域全体の調整池の効果が小さいのはなぜか？この現象が端的に示されたのは **Fig. 4-4** と **Fig. 4-5** の関係である。A の場合、前者では約 22.4%であるのに対し、後者では約 2.4%に過ぎない。この原因は、面積の小さいブロック内では洪水の到達時間が早いので調整池の効果が現れ易いのにに対し、面積の大きい流域全体では流量が平均化され調整池の効果が現れにくいのためと考える。このことから調整池の効果は、流域全体では小さいように見えても、ブロック内では調整池の効果は大きいことを示す。特に **Fig. 4-8** に見られるように、調整池の大きいブロック、すなわち都市化の急速なブロックではピーク流出量の削減効果が大きい。なお、調整池によって、洪水のピークは調節され、平均化されても総流出量は変化しないことにも留意する必要がある。

4.6.2 ブロック内の洪水流下時間

本研究では、ブロック内の洪水流下時間を無視して検討を進めた。本来ならばこの時間を考慮すべきである。しかし、実際には宅地と調整池の位置をブロック内で具体的に定めておらず、洪水追跡は出来ない。本地区内には 45 ヶ所に調整池が設置されており、ブロックあたりの調整池数は 0~12 ヶ所、平均 3 ヶ所となる。一方、本解析に採用したモデルの最小単位は 6.0ha (12) (14) なので、ブロック内の平均の最小単位数は約 20 (=1755ha/15 ブロック/6ha) となり、モデルで追跡しても実態とかけ離れる。したがって、ブロック下流端に調整池が集中しているものと考え上記のように取り扱った。本論のように調整池によってピーク洪水量がどの程度削減されるかを問題とする場合にブロック内のラグタイムを無視しても問題は少ないと考える、ただし、型式Ⅱの調整池の場合には、地目別の洪水量を合流したものを調整の対象としているので、近似的にはブロック内の洪水追跡をすることは可能である。試行的に検討をした結果では、ピーク洪水量は若干低下するが、ピーク減少率はほとんど変化しなかった。

4.7 本章のまとめ

本研究は、都市化に伴う洪水流量の増大による被害を軽減するために設置されている調整池の効果を具体的に検討したものである。手取川扇状地に位置する平地河川、倉部川を例にとり今日までに設置されている調整池を実際に調査し、その効果を具体的に評価・検討した。

まず、実際の調整池容量を (A)、これに新たに開発された全宅地を対象にし

た調整池容量を (B)、およびこれまでの最大ピーク洪水量を調整するに必要な調整池容量を (C) としてこの 3 ケースについて調整池の効果を検討した。その結果、都市化率の高い K-3 ブロックでは、A の場合約 22.4%、B の場合約 29.0%、C の場合約 44.7% の削減が期待されたのに対し、全流域では A の場合 3.0%、B の場合 15.1%、C の場合 29.7% の削減が期待され、実際の調整池 (A) の削減率は意外に小さいことが分かった。

都市化率の異なる 15 ブロック間の調整池効果を回帰係数によって調整池の効果を A、B、C の場合について明らかにした。その結果、調整池の効果は、調整池容量に依存することは認められ、ブロック単位面積当たりの調整池容量によって整理するとやや明瞭な関係が得られた。さらに、洪水ピーク減少率は宅地単位面積当たりの調整池容量によって整理すると極めて斉一な関係がえられ、この関係は、降雨のパターンに殆ど依存しないことが示された。

また、流域全体では、調整池の効果が小さく見えても、ブロック内ではより大きな効果が見られること、特にブロック内の単位面積当たりの貯水容量が大きい場合にはピーク減少率が大きいことが分かった。

これらの成果は、これまでの研究では明らかにされなかった事実であり、今後の調整池の設計等に大きく貢献すると考える。

しかし、以上に検討したように現在の基準で調整池を設置したのでは、今後増大傾向にある洪水増加量に対応することは困難である。これまで開発された宅地に対しても、個人住宅の駐車場地下に適切な雨水の貯留施設、(例えば宅地面積×60mm 程度) の設置を推奨する。あるいは義務づけるなどの対策が求められよう。

さらに、現在の調整池は、都市化に伴う洪水流量の増加分を軽減する目的で設置されているため、駐車場のようコンクリート等で舗装されている場合が殆どである。このため、地下水への涵養が制限され、地下水位低下の一因ともなっている。本地区は地下水利用の盛んな地域で特に消雪時の安全用水量が問題にもなっている。これを浸透性の地盤に置き換え地下水涵養を図ることも洪水調節とは別に今後検討しなければならない重要課題と考える。

なお、本論は、ピーク流量を軽減するという立場で検討したが、ピーク流量は短時間に発生するのであって、実際にこれが許容できるものであれば、洪水被害予防のためにこの量にこだわる必要はない。

引用文献

- Eagleson, P.S. (1962) : Unit hydrograph characteristics for sewerage areas, *Proceedings of ASCE*, **88**, 1-25.
- Hicks, W.L. (1944) : A method of computing urban runoff, *ASCE Transactions*, **109**, 1217-1257.
- Tholin, A.L. and Keifer, C.J. (1959) : The hydrology of urban runoff, *Proceedings of ASCE*, **85**, 47-106.
- 渡辺政広, 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.
- 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.
- 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.
- 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.
- 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.
- 吉川夏樹, 長尾直樹, 三沢眞一 (2009) : 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.
- 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.
- 瀬川学, 丸山利輔, 高瀬恵次 (2017) : 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*, **305** (85-2), 71-81.
- 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*, 195-211, DOI: 10.4236/ojmh.2016.64016
- Manabu Segawa, Kouzou Ito, Toshisuke Maruyama (2018) : Flood discharge changes by urbanization from farmland based on the unit flood concept at the Kurabe River, Japan, *Open Journal of Modern Hydrology*, 223-243, DOI:10.4236/ojmh.2017.73013

国土交通省 (2014) (参照 2017.6.1) : 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>>

石川県 (1974) (参照 2017.6.1) : 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>>

白山市 (2005) (参照 2017.6.1) : 白山市小規模開発雨水排水協議基準
<<http://www.city.hakusan.ishikawa.jp/data/open/cnt/3/1627/1/sidouyoukou28.4.1-.pdf>>

第5章 都市化に伴う調整池による洪水調節と地下水涵養

5.1 研究の目的

近年都市化の進行に伴って、洪水量が増加し、地区内に洪水調整池が設置される事例が数多く見られる。しかし、その実態は必ずしも明らかではなく、その効果も検証されていない。一方、都市化に伴って、流域内の不浸透域が増加し、地下水涵養量が減少することにより、地下水利用に障害が生じつつある。

本論文は、現にこのような問題が発生している石川県手取川扇状地、特に倉部川流域を中心に検討した事例である。内容は、洪水調整池の実態、効果等について検討すると共に、地下水位が低下している現状を踏まえて、地下水涵養の今後のあり方を提案するものである。

なお、激化する洪水への対策として、本報告で検討する都市化に伴う調整池による洪水調節の他に、水田の貯水機能を積極的に活用する「田んぼダム」も有効とされている（吉川ら，2012）。

5.2 試験流域の特徴

手取川扇状地は、石川県の中央部に位置し、面積約 18,000ha の形の整った典型的な扇状地で、平均勾配は約 1/140 の急勾配地形である。古くは典型的な水田地帯であったが、近年急速に都市化が進み、金沢市郊外の住宅地として発展している。また海岸地域を中心に工場地帯も展開している。手取川の水は白山頭首工によって取水された後、七ヶ用水や宮竹用水を通じて水田地帯に供給される。水田からの浸透によって供給された豊富な地下水は、水道用水や工業用水として利用されている。

検討対象である倉部川流域は、手取川扇状地のほぼ中央に位置する平地河川から成る。流域面積 17.5km² を有し、幹線水路が用排兼用という全国でも珍しい系統を有する。水路の上流部はコンクリートライニングされ、河口部は自然河川の形状となっている。手取川扇状地と同じく、水路・河川ともに急勾配であって、上流部で平均約 1/500 の勾配を有する。

この流域を排水系統にしたがって、**Fig. 5-1** に示す 15 ブロックに分割し、そのブロックごとの土地利用面積を **Table 5-1** に示した。またブロック内の洪水調整池の位置は **Fig. 5-1** に示したとおりであり、28ヶ所に上っている。



Fig. 5-1 倉部川流域および分割流域（ブロック）と排水系統

都市化に伴って洪水被害が激化するため、石川県では1974年から新しく宅地開発する場合には、洪水のピークを軽減するための調整池(以下単に調整池)の設置を指導してきた。また、本流域の所在する白山市でも順次この調整池の設置を義務づけた。

筆者らは、倉部川流域においてこの基準により1987年から2009年の間に設置されている調整池の実態を調査した。これらの資料に基づいてどの程度洪水調節がなされているか、その効果をシミュレーションにより検討した。検討対象とした降雨は、近年発生した降雨のうち10分間雨量の記録（宅地からの流出解析に必要）のある金沢気象台の26イベントを活用した。その内容は、第4章で詳細に述べているが、大要は以下のとおりである。

この地域内の調整池のタイプは2大別される。一つは、対象とする宅地開発地区の末端に設置するもので、Fig. 5-2に示すように、対象とする宅地からの表流水はすべて当該調整池を経て、下流水路に流下する。このために、調整の必要のない小さな流量までも調整し、時には調整の必要な大きな洪水が到達する

前に、相当量の貯水が行われる場合もある。このタイプには駐車場を兼用したものが多く、本地区では大部分がこのタイプであった。他の一つは、宅地開発地点の排水路容量を超過した水量のみ、余水吐形式で越流させ、調整池で受けて徐々に排水される方式である。理想的な方式であるが、駐車場等との兼用ができないため、本地区での設置例は少なかった。

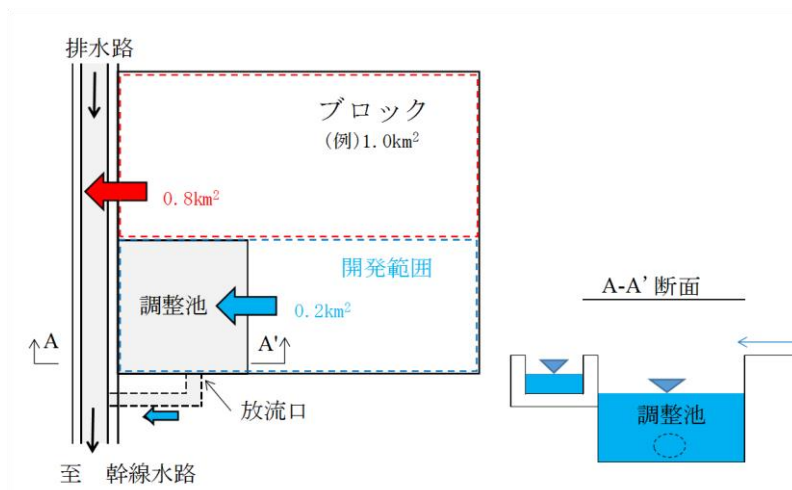


Fig. 5-2 洪水調整池の配置の一例

5.3 調整池の効果

本地区の都市化の進捗状況（1987年～2009年）を Table 5-1 にブロック別に表示した。ブロックによって都市化率は異なるが平均で 1.49 となっている。また、ブロック別に、1987 年以降に開発された 0.3ha 以上の団地に対して設置された調整池容量も合わせて示した。

Table 5-1 ブロック別土地利用面積 (km²) と調整池容量 (m³)

ブロック No.	1987		2009		都市化率	ブロック面積	調整池容量
	農地	宅地	農地	宅地			
2-2	0.21	0.04	0.14	0.11	2.63	0.25	959
3-1-3	0.86	0.25	0.65	0.46	1.84	1.11	4597
3-1-2	1.74	0.31	1.73	0.32	1.04	2.05	291
3-1-1	0.60	0.07	0.59	0.08	1.13	0.67	0
2-1	1.25	0.21	1.11	0.35	1.67	1.46	0
2-4	0.71	0.12	0.63	0.20	1.66	0.83	245
3-3	0.58	0.66	0.27	0.97	1.47	1.24	1980
3-2-2	0.46	0.50	0.26	0.70	1.40	0.96	3634
3-2-1	0.39	0.44	0.13	0.70	1.59	0.83	73
K-4	0.47	0.02	0.41	0.08	-	0.49	0
K-3	1.04	0.38	0.70	0.72	1.89	1.42	12642
K-2	0.92	0.27	0.58	0.61	2.25	1.19	11124
K-1	0.67	0.41	0.50	0.58	1.41	1.08	256
3-5	1.45	1.26	0.91	1.80	1.43	2.71	11629
Y	0.56	0.70	0.55	0.71	1.02	1.26	0
合計	11.92	5.63	9.17	8.38	1.49	17.55	47430

都市化率=1987年宅地面積/2009年宅地面積
 宅地：不浸透性の河川道路を含む

洪水量の推定は、末端水路に流入する地目別の流出量（単位流出量）と地目別面積の積によってブロック毎に算定した。ただし、ブロック内の流下時間は 0 秒と仮定した。全流域に対する流出量は、キネマティックウェーブ法（雨水流法）によって洪水追跡した。

調整池の設置によるピーク流量の調節効果（以下、調整池効果と称する）について、都市化率の高い K-3 ブロックの例を Fig. 5-3 に示した。横軸は調整池のない場合のピーク流量を、縦軸は調整池がある場合のピーク流量を示し、26 降雨イベントの調整池効果を評価した。図中の実線は、調整池のない場合と等しく ($Y=X$)、この線より下に位置する降雨については調整池効果が発揮されているものと判断できる。

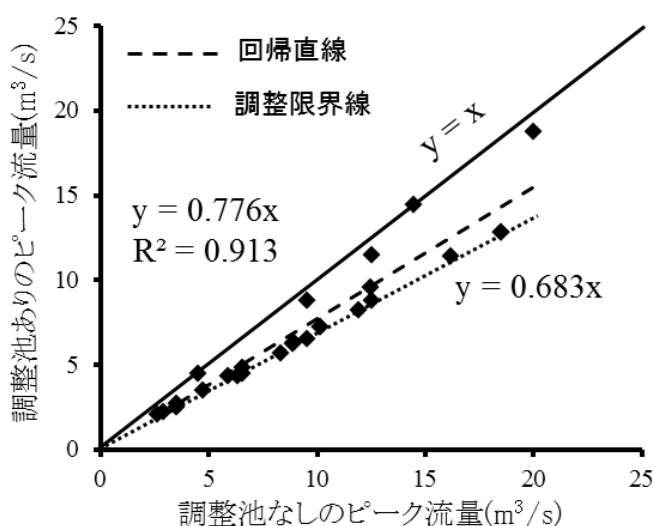


Fig. 5-3 K-3 ブロックの調整池効果

なお、調整池の平均的な効果は図中の破線に示す回帰係数（勾配）によって判断できる。この例では平均 22.4%の調整池効果が期待されることを示している。

ただし、調整池の設置を対象としない 1987 年以前に開発された宅地、開発面積 0.3ha 以下の宅地、農地からの流出量に関しては、調整の対象とならないので、調整池効果には限界がある。図中の点線 $Y=0.683X$ は調整限界線であり、最大で 31.7%までしか効果を発揮することはできない。

また、図中の $Y=X$ 線上にある降雨は、ピーク洪水が発生する前の降雨によって調整池が満杯となって洪水調節の機能が果たせないためであり、降雨パターンによって、調整池効果は異なる。

次に、各ブロックからの流量を集めた最下流の流量を **Fig. 5-4** に示した。この図から明らかなように、流域全体では調整池の効果は殆ど期待できない。流域内の洪水の流下に伴う幹線水路の平均化作用によって、調整池効果が打ち消されるのが理由と考えられる。

26 降雨イベントに対するブロック毎の回帰係数は **Fig. 5-3** の例に示したように極めて斉一な関係を示した。この性質を利用して、回帰係数による調整池効果をブロック毎に宅地面積当たりの調整池の容量で整理し、**Fig. 5-5** に示した。この指標とピーク減少率とは極めて斉一な関係があり、最大で 25% 程度のピーク減少率が期待できることを示している。

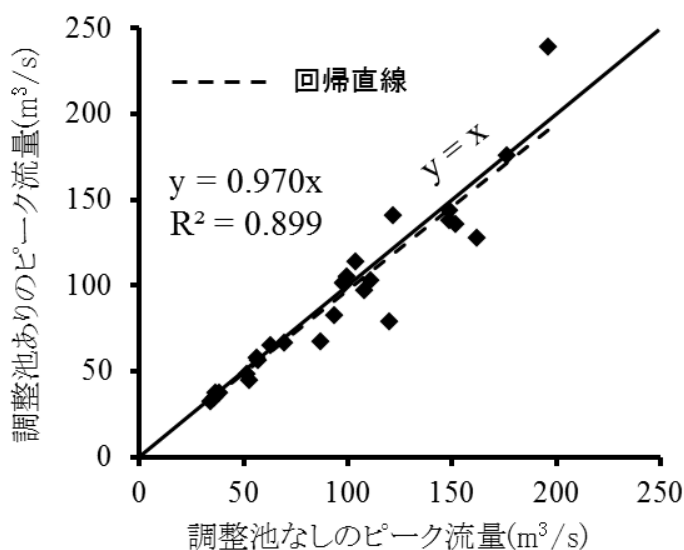


Fig. 5-4 全流域の調整池効果

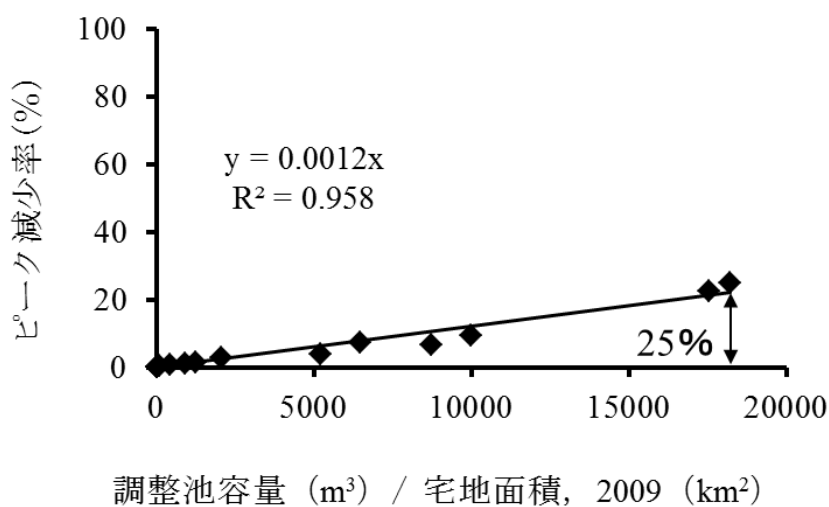


Fig. 5-5 回帰係数による調整池の効果

5.4 地下水涵養と地下水利用

5.4.1 地下水涵養の減少

手取川扇状地の水田は，黒部川扇状地と並んで，かつては代表的な漏水田であった。しかし，近年になって圃場整備が実施され，かつての漏水田が改良され，見違えるよう水持ちの良い水田になった（吉田ら，2012）。農家の方々は，この水持ちの良い水田を心から歓迎した。

一方，1960年代以降，住宅の進出が激しく，水田が壊廃され，都市化が進行した。このために，雨水の浸透は抑制され，地下水資源の枯渇が心配されるほどの状況になり，現状においても地下水位の低下が確認されている（Fig. 5-6）。さらに，近年では，手取川上流部では100年に一度といわれるような大規模な山腹崩壊（2015年）が発生し，その細粒度が水田に流入して，浸透を抑制した（田中ら，2018）。

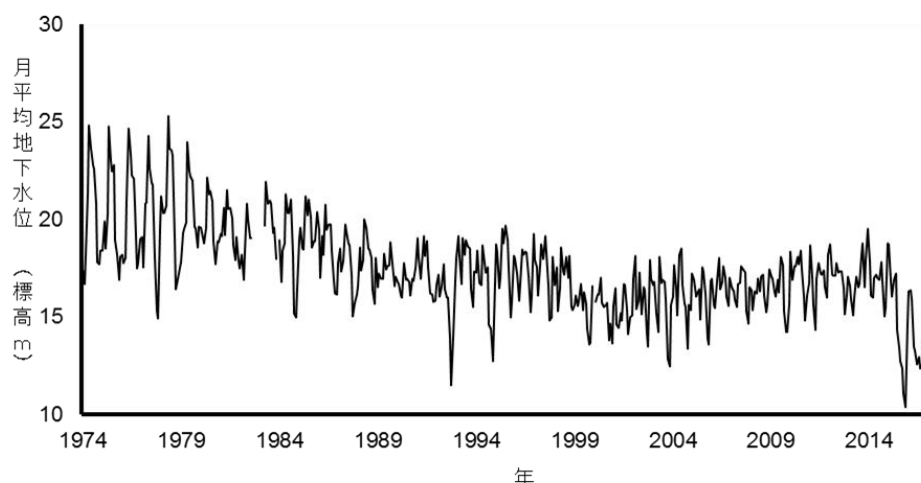


Fig. 5-6 地下水の経年変化 [白山市安吉町]

5.4.2 地下水利用の実態と問題点

本地域の地下水利用は，都市用水（工業用水，水道用水）が主体であるために，季節に関わらずほぼ一定である。近年の年間の揚水量は1.0~1.1億トンとなっており，この地域の重要な水資源となっている（Fig. 5-7）。

近年では冬期の消雪用水としての利用が多くなっている。総量としては約10%と多くないにしても，一時に揚水されるために地下水位の低下が著しく，観測結果によると3~5mの低下が見られる（Fig. 5-8）。このような急激な水位低下と経年的な水位低下のために，本地域のような明確な深層と浅層の区別ない（局所的に粘土を挟む）砂礫質扇状地でも地盤沈下が生じている（Fig. 5-9）。

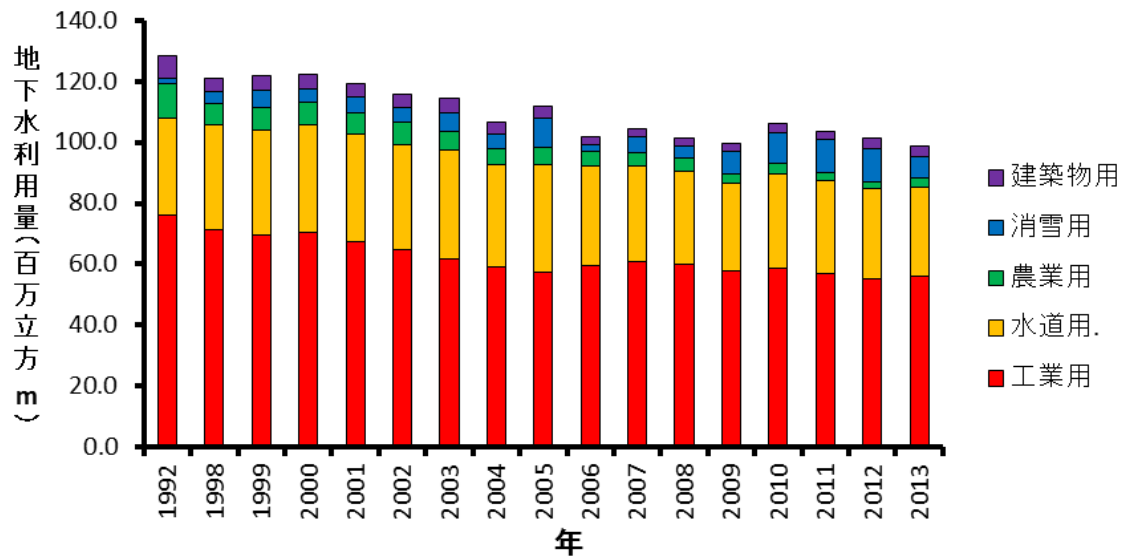


Fig. 5-7 地下水量の現状 (年間利用量の変化)

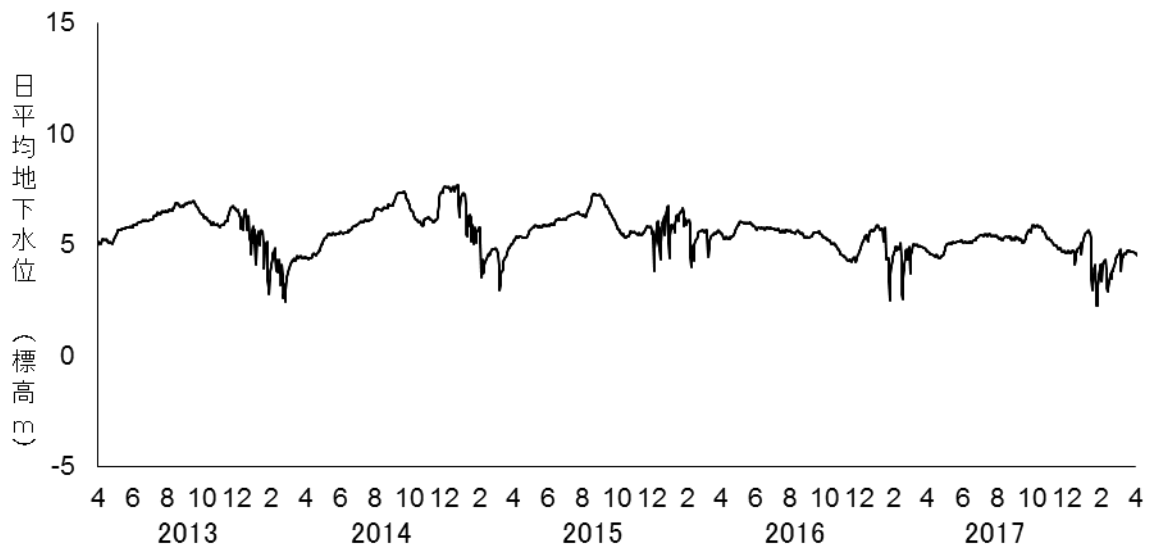


Fig. 5-8 地下水変化の一例 (野々市市太平寺)

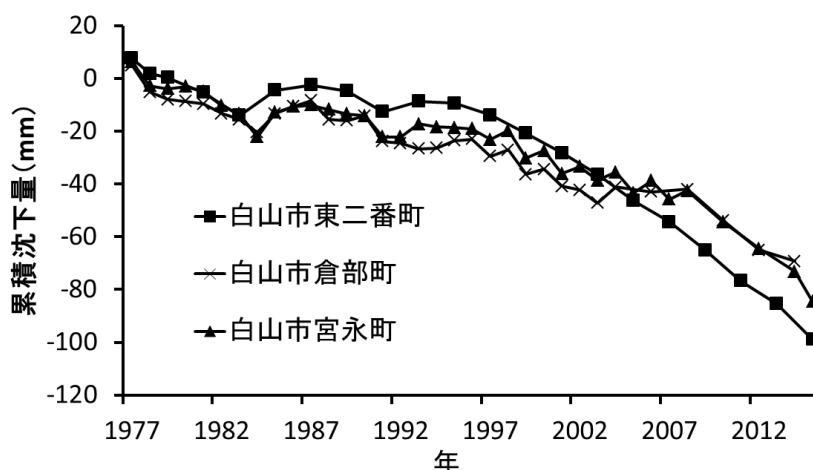


Fig. 5-9 倉部川流域内の累積沈下量

5.4.3 地下水涵養の増強

以上のように、都市化による地下水供給源の減少と地下水位の低下によって、地下水の安全利用に障害が生じつつある。早急に、地下水涵養を図らなければならない。これまで、本地域では地下水涵養はさほど注目されていなかったようであるが、改めて重視しなければならない。

現在、洪水調整池を駐車場と兼用されている場合が多いが、駐車場はアスファルト舗装され、雨水の浸透は期待できない。これを改め、浸透性の構造に変更する必要があるように思われる。例えば透水性ブロックの舗装材を設置することも一案であろう。

各家庭の駐車場の地下も洪水調節用の貯水地として利用するように義務づけると共に、その貯水池の底は透水性にして、地下水涵養を図るように配慮することも有効であろう。本地域は急勾配地形であるために、家庭の駐車場の下に設けられた調整池の排水も可能であろう。

現在残されている水田についても積極的に洪水調節の役割と地下水涵養の役割を強化すべきであろう。水田の貯水効果には莫大なものがある。具体的には、非かんがい期における水田からの浸透を増加させるために、土壌を乾燥させ、クラックを発生促進させるべきである。

5.5 本章のまとめ

現在、都市化に伴って洪水量が急速に増加し洪水被害が頻発している。併せて降水量もこれまでとは異なって、急速に増加する傾向にあり、被害を加速している。この両者が相まってさらに洪水被害が拡大している。これに対応する

ために、河川の排水容量を増大させることが本質的な解決策であるが、これは急速に対応できる方策ではない。

次善の策として開発された宅地や工場用地の下流に洪水調整池を設置している場合がしばしばみられる。しかし、この実態を整理した事例も少なく、かつその効果を研究した例も皆無に近い。

本報告は、近年行われたこの種の研究の要点をまとめたものである。具体的には、対象流域のブロック毎の調整池効果を示している。特に都市化率の高いK-3ブロックでは平均約22.4%のピーク流量の削減が見込まれた。他のブロックでも調整池の設置による洪水調節効果は認められた。

しかし、現在設置されている調整池は、洪水調節に主眼が置かれているために、地下水涵養の機能が見落とされている面がある。本研究が行われた手取川扇状地もこの典型的な例である。急速な都市化によって、地下水の涵養面積が減少し、砂礫質の扇状地であるにも関わらず地盤沈下が観測されるに至っている。この様な状況に対応するためには、積極的な地下水涵養を図らなければならない。このため、浸透性を備えた洪水調整池の設置が対策の1つとしてあげられる。

引用文献

吉川夏樹，長尾直樹，三沢眞一（2009）：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.

Kouzo Ito, Manabu Segawa, Hiroshi Takimoto, Toshisuke Maruyama (2017) : Effect of flood peak discharge control by a small reservoir in an urbanized area -Case study in the Kurabe River basin, Japan-, *Open journal Modern hydrology*, 314-330, DOI:10.4236/ojmh.2017.74018.

石川県（1974）（参照 2017.6.1）：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>>

白山市（2005）（参照 2017.6.1）：白山市小規模開発雨水排水協議基準

<<http://www.city.hakusan.ishikawa.jp/data/open/cnt/3/1627/1/sidouyoukou28.4.1-.pdf>>

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*, 195-211, DOI: 10.4236/ojmh.2016.64016.

瀬川学, 丸山利輔, 高瀬恵次 (2017) : 都市化に伴う流出量の変化, 一手取川扇状地, 倉部川流域を事例として一, 農業農村工学会論文集, **305** (85-2), 71-81.

Manabu Segawa, Kouzou Ito, Toshisuke Maruyama (2017) : Flood discharge changes by urbanization from farmland based on the unit flood concept at the Kurabe River, Japan, *Open Journal of Modern Hydrology*, 223-243, DOI:10.4236/ojmh.2017.73013.

吉田匡, 丸山利輔, 能登史和, 高瀬恵次, 瀧本裕士 (2012) : 手取川扇状地試験地における水田用水地区内還元水の分析, 農業農村工学会論文集, **282**, 35-42.

田中健二, 瀬川学, 藤原洋一, 高瀬恵次, 丸山利輔, 長野俊介 (2018) : 高濃度濁水が扇状地の水田浸透量・河川伏流量に及ぼす影響, 農業農村工学会論文集, **306** (86-1), 47-54.

石川県, 金沢市, 七尾市 (2016) : 石川県地下水保全対策調査報告書

第6章 河北潟干拓地内における灌漑排水のエネルギー分析

6.1 研究の目的

本研究は石川県河北潟干拓地における灌漑排水に要するエネルギー（電力使用量）と灌漑排水システムの現状を分析・評価し、将来の在り方について検討したものである。河北潟干拓地は、1986年に完成した畑作主体の干拓地で、今日まで、金沢市の近郊の優良畑地として活用されてきたが、問題点は少なくなかった。今回、河北潟防潮水門が新設改良されるに伴って、河北潟周辺の灌漑排水施設も改良される運びとなり、近代的な施設に更新できる可能性が生まれてきた。これを機会に現在問題となっている河北潟干拓地の用排水にかかわるエネルギー（主として電力使用量）を分析し、現在の問題点を明確にするとともに、問題解決のために灌漑排水システムの分析を行い、より合理的な将来の灌漑排水改良システムを提案したものである。なお、本研究のように、干拓地の灌漑排水に必要なエネルギーを分析し、その対策を提案した研究は、これまでに見られない。

6.2 分析の方法

6.2.1 河北潟干拓地の概要

河北潟干拓地は、Fig. 6-1に示すように、石川県の中央部、金沢市の近郊に立地し、面積1,356haを有する。この干拓は1963年に着工され、23年を要して1986年に完成した。計画当初は水田稲作を想定されていたが、途中で米の生産調整の時代に入り、稲作から畑作に干拓の目的が変更された。このために工事の途中で大幅な計画変更が行われ、排水機能の増設や畑地灌漑システムの導入などが行われた。土地利用の内訳は、普通畑786ha、特殊畑67ha、飼料畑226ha、施設用地46ha、堤防等231ha、合計1,356haである（北陸農政局河北潟干拓建設事業所、1986）。

6.2.2 灌漑システムの概要

灌漑計画では、土地利用によって適切な方法を選択している。普通畑に対しては管網システムによるスプリンクラー灌漑、飼料畑に対しては畦間灌漑、特殊畑に対しては湛水灌漑が採用されている。灌漑用の揚水機場（用水のためのポンプ場）は、普通畑に対しては、東部第1-1、東部2、西部および南部排水機場が設置され、特殊畑に対しては東部1-2、飼料畑に対しては西部取水口（2ヶ所）から取水する計画となっていた（北陸農政局河北潟干拓建設事業所、1986）。



Fig. 6-1 河北潟干拓地平面とポンプ場の位置図

しかし、実際には西部取水口からは殆ど取水されず、飼料畑は殆ど灌漑されていない。普通畑の灌漑用水量は平均して10年に1回程度の渇水年である1973年を計画基準年とし、この年の灌漑期（4月1日～10月31日）における連続干天日数は28日、有効雨量は535mmであり、ピーク時の日消費水量は5mm/dayとしている。以上の条件で設置した揚水機場の諸元はTable 6-1のとおりである。この表から明らかなように、全揚程は東部第1-2揚水機場ポンプを除いて、65～75mと非常に高いことに注目する必要がある。この理由はスプリンクラー灌漑によることは付言するまでもない。

6.2.3 排水システムの概要

干拓地内の排水計画として計画基準雨量は、3日連続雨量222mm(確率1/10)、第2日目の日雨量150mmとし、1974年7月豪雨の降雨パターンに準じて配分している。このために、内灘、津幡、金沢の3機場を設置し、河北潟と東部承水路に排水している。後に西部承水路から東部承水路に排水するために宇ノ気排水機場を増設しているが、これは干拓地の水収支には関係しない。排水機場の諸元はTable 6-2のとおりである。この内、津幡排水機場と内灘排水機場5号機はディーゼルエンジンを使用しているが、他は電動機を使用している。また内灘排水機場3号、4号機の実揚程は3.3mと小さいがこれは洪水時の内水位が高いことによる。

Table 6-1 揚水機場のポンプ諸元

名称	台数 (台)	ポンプ口径 (mm)	動力 (kW)	全揚程 (m)	揚水量 (m ³ /s)	灌漑面積 (ha)	
東部第1揚水機場	1-1	2	200	90	67	0.166	118
	1-2	2	250	55	27	0.200	67
東部第2揚水機場	2-1	2	200	100	74	0.174	127
	2-2	2	200	90	75	0.154	114
西部揚水機場	2	250	120	65	0.238	179	
南部揚水機場	2	200	100	70	0.180	133	
	2	200	75	64	0.155	115	

Table 6-2 排水機場のポンプ諸元

名称	台数 (号)	台数 (台)	ポンプ口径 (mm)	型式	動力	実揚程 (m)	計画排水量 (m ³ /s)	動力
内灘排水機場	1,2	2	800	立軸斜流	90kW	4.7	2.4	電動機
	3,4	2	1500	立軸斜流	260kW	3.3	9.84	電動機
	5	1	1500	立軸斜流	550ps	4.2	5.4	ディーゼル
金沢排水機場	1,2	2	800	横軸斜流	100kW	4.9	2.8	電動機
津幡排水機場	1,2	2	1500	立軸斜流	550ps	5.5	10.4	ディーゼル
宇ノ気排水機場	1,2	2	800	横軸斜流	55kW	2.6	2.6	電動機

6.2.4 電力使用量（料金）の算定

河北潟干拓地では近年、灌漑排水用の電力料金の負担が大きな問題となっている。そこで電力使用量と電力料金を調査することとした。揚水機については河北潟干拓土地改良区が管理しており、毎年、揚水機稼働実績（使用量・料金）を月ごと、揚水機場ごとに整理している。これを活用して使用電力量と料金を整理することとした。電力料金は農事用電力として支払っているため、一般の電力料金よりは安価である。なお、使用した資料は第6章末尾に資料リストとして掲載する（以後同様）。

6.2.5 取水量と排水量の算定

本調査研究では、河北潟干拓地の水収支計算をおこなって、水収支を構成する各要素の重要性を検討するとともに、実測不可能な堤防下の浸透量を求めることとした。このために用水として干拓地内に取水した量と排水としてポンプにより干拓地外に排水した水量を求める必要がある。

河北潟干拓土地改良区では毎年、揚水機場別運転操作年報を整理しており、揚水機場別にポンプごとの運転時間と取水量（配水量）を月単位で整理している。取水量は電磁流量計で実測している。この資料を使って、ポンプにより干拓地内に取水した水量を算定した。また、西部取水口からの取水量は飼料畑に

対して計画されていたが、前述のように実際には使用されていなかったものでゼロとした。

排水量に関しては直接実測した資料はない。しかし、石川県河北潟基幹施設管理所では、排水機場運転年報・日報を整理しており、排水機場ごとに毎日のポンプ運転時間が整理されている。この運転時間に **Table 6-2** に示したポンプごとの計画排水量を乗ずれば、排水量が推定できる。本研究では、原則としてこの方法によって排水量を月別に算定し、年別に集計した。実際の揚程は、計画より大きくなる場合と小さくなる場合があり、それに応じて排水量は変化するが、ポンプ性能曲線を利用して長期（2011.5～2012.4）にわたり月別に計算した結果、**Fig. 6-2** のように殆ど差がないことを確認している。ただし、内灘排水機場3号、4号機は洪水時の排水のために設けられているため、内水位の高い時に最高のポテンシャル効率が得られるよう計画実揚程は3.3mとなっている。しかし、常時の実揚程は4.7mであるので、ポンプ効率は低下する。**Fig. 2** に示すように計画排水量の約70%（回帰係数0.66）が排水されることが分かった。したがってこの値を使って排水量を求めた。

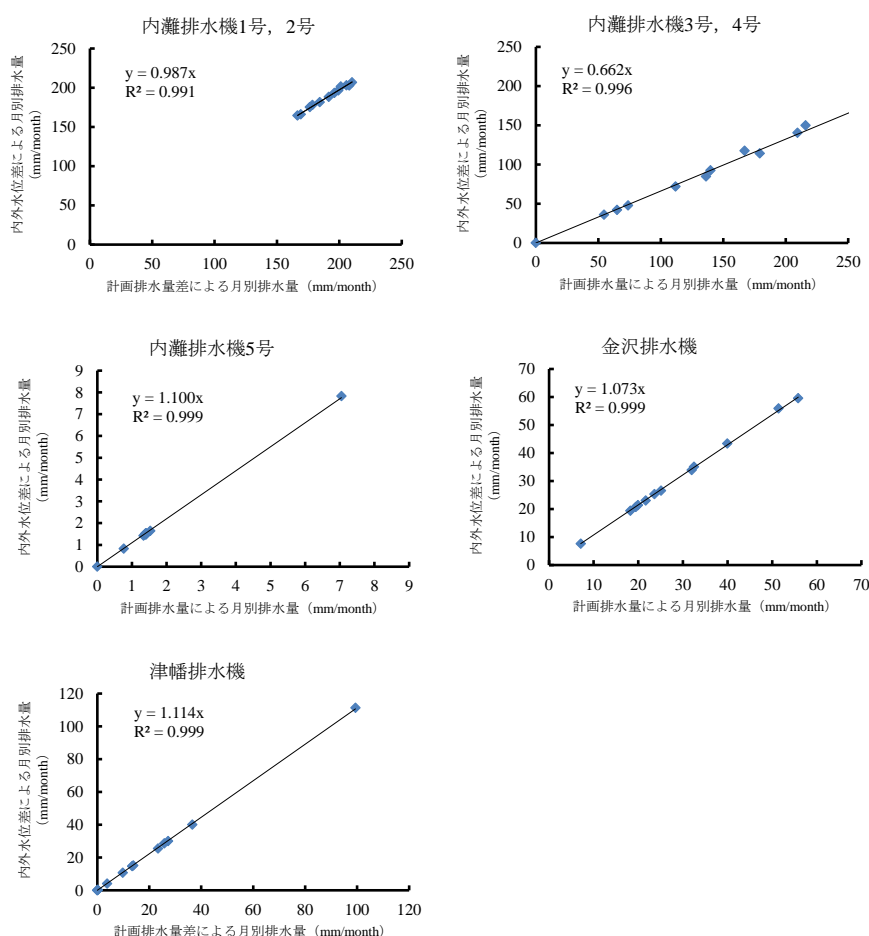


Fig. 6-2 内外水位差から算出した排水量と計画排水量から算出した排水量の比較

6.3 分析結果

6.3.1 電力使用量（料金）の分析

揚水および排水に使用した 2010～2016 年までの 7 年間の電力料金を Fig. 6-3 に示した。これらの資料から明らかになるように、2014 年の電力料金は約 4,160 万円にも上がり土地改良区と農家に大きな負担となっている。特に 2010 年から 2014 年に約 2,830 万円から 4,610 万円と 1,780 万円も増加し、最近大きな問題となっている。

また、揚水費と排水費の割合も問題である。7 年間の平均では揚水費と排水費の割合はおよそ 2:1 であるが、年次によって多少の変動がある。排水費は干拓地の性格上節約できる可能性は少ないが、揚水費は灌漑システムの改良によって改善の余地がある。

6.3.2 ポンプ揚水実績から見た用水利用状況

ポンプ揚水量は普通畑と特殊畑の灌漑用に計画されている。ただし、飼料畑も灌漑の対象になっているが、実際には灌漑されていないので除外した。この考え方にに基づき、2010 年から 2016 年までの月別揚水量を普通畑（786ha）と特殊畑（67ha）の面積あたりの水深（mm/day）で表したものが Fig. 6-4 である。この図から明らかかなように、4 月から 8 月までは、4mm/day 前後の取水を行い、ほぼ計画通りの水利用を行っていることが分かる。一般的に降雨の多い北陸地方でこのように計画通りの用水を使っていることは注目すべきである。他の地域では揚水費が高いために、用水の利用を控えているところもある。

6.3.3 揚水ポンプ運転時間から見た用水利用状況

次に、揚水ポンプの 1 日当たりの運転時間を 2010 年から 2016 年までの 7 年間について、月別平均値で整理した。その結果を Fig. 6-5 に示す。揚水ポンプ場には 2 台のポンプが設置され、原則として交互に運転するように計画されている。この図から明らかかなように 2010 年では、灌漑期 5～8 月にほとんどの 20～24 時間運転している。ただし、東部 1-2 については、1 台のポンプでは用水需要に応じきれず、2 台のポンプをフル運転していることがわかる。この用水はレンコン畑に使われている。2011 年以降はこの揚水利用のパターンが除々にくずれ、9 月から翌年 3 月にかけての非灌漑期の揚水利用が増加している。ポンプ場によっては、1 日当たり 20 時間以上も運転している。この理由は必ずしも明らかではないが、レンコンの作付面積の増加と収穫用水の増加によるものと考えられる。今後の揚水計画にあたっては、このような近年の揚水需要の増加・逼迫にも注目しなければならない。

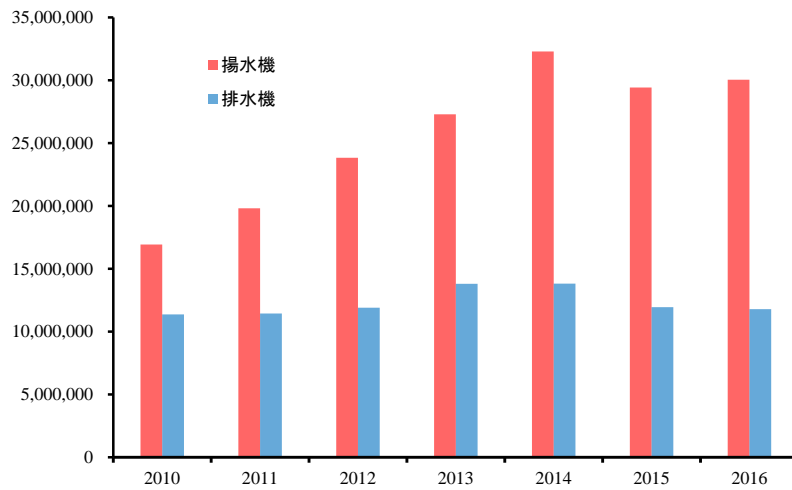


Fig. 6-3 揚排水機の年間電気料使用実績 (円)

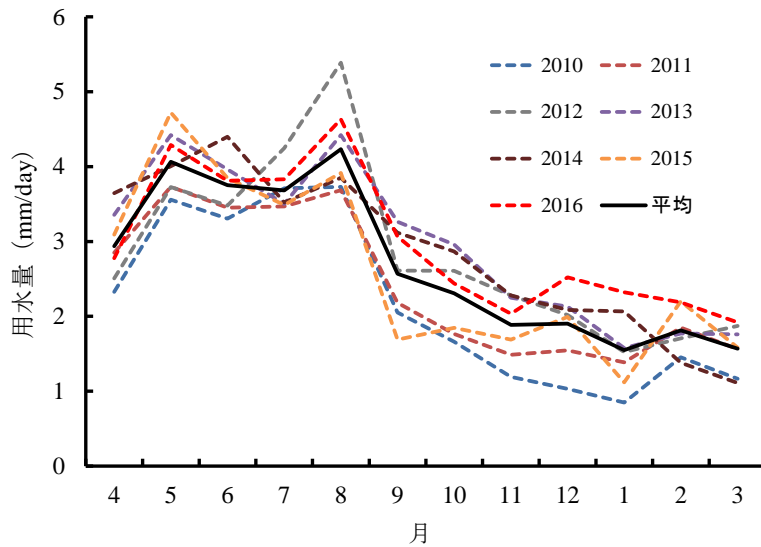


Fig. 6-4 普通畑の月間使用水使用実績 (mm/day)

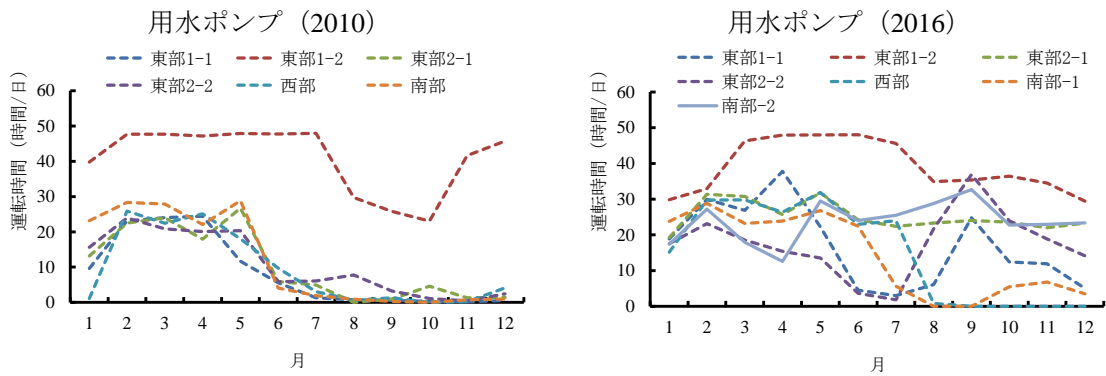


Fig. 6-5 1日当たりのポンプ運転時間の月別・年次別変化

6.3.4 水収支による堤防下浸透量の推定

秋田県にある八郎潟干拓地南部 2 工区の例（金子ら，1965）に倣い，河北潟干拓地の水収支を検討した．堤防下浸透量は干拓地へのインプットとアウトプットの差で求められる．干拓地へのインプットは降水量，ポンプ揚水量，自然取水量であり，アウトプットはポンプ排水量，蒸発散量である．ただし，干拓地では深部浸透は無視できる．降水量は内灘および津幡で実測した資料（平均）を用い，ポンプ揚水量は，先に述べたように，実測の配水量から算定した．ポンプ排水量は，先述のように，ポンプ運転時間にポンプごとの計画排水量を乗じて求め，内灘排水機場 No.3，No.4 号は別途扱った．蒸発散量はペンマン法によって算定したポテンシャル蒸発散量に係数 0.7 を乗じて算定した．自然取水量は先に示したようにゼロとした．これらの数値を使って水収支を算定した結果が **Table 6-3** である．この結果によると堤防下浸透量が大きく 2011 年～2016 年まで 6 年間の年平均で 2,245mm と降雨量 2,000mm の約 1.12 倍となっている．これほど大量の浸透水がポンプ排水の負荷になっていることは干拓地の特性といえ，注目すべき事柄である．水収支各要素の大きさは **Fig. 6-6** を見れば具体的に理解できる．

Table 6-3 河北潟干拓地の水収支 (mm/year)

年	降水量	排水量	揚水量	蒸発量	堤防下浸透量
2011	2,015	4,105	554	780	2,316
2012	1,723	3,905	653	833	2,363
2013	2,732	5,078	678	833	2,502
2014	2,107	4,294	658	788	2,318
2015	1,619	3,464	619	806	2,033
2016	1,803	3,485	565	822	1,939
平均	2,000	4,055	621	811	2,245

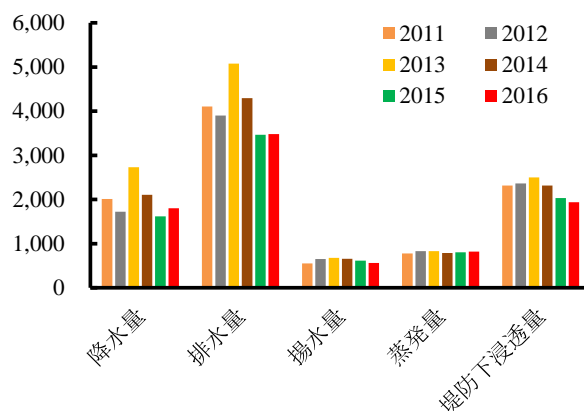


Fig. 6-6 河北潟干拓地の水収支要素 (mm/year)

6.3.5 降雨と排水量の時間変動（月別，7ヶ年分）

降雨に対してポンプ排水量がどのように対応しているかは，排水ポンプが正常に機能しているかを判定する上で重要である．2010～2016年度の全てについて月毎に求めたが，**Fig. 6-7**は2010年の春夏秋冬の例を示したものである．何れも降雨に対して排水が行われていること，降雨に拘わらず何れの時期にも常時排水（ほぼ最低排水量に相当）が行われていることが示されている．この常時排水は，先に示した堤防下浸透量に対応するものと考えられ，干拓地の特徴の一つといえる．

6.3.6 排水量の月別変化

ポンプの運転時間とポンプ能力から算定した排水量の月別変化を**Fig. 8**に示した．ポンプ排水量は降水量の多寡によって決まるので，当該年度の降水量に左右される．河北潟干拓地は，北陸地方特有の11月から1月にかけて降雨のためにこの期間の排水量が多い．年度によっては夏期に大きな降水量があるので年に応じて排水量が大きくなることもある．本地区の特徴としては，1年を通じて約200mm/monthの排水量が見られることである．これは先に述べた堤防下浸透量による．堤防下浸透量は，**Table 6-3**に示したように年間1,900～2,500mmと推定されるので，月平均では約160～210mmの浸透量になる．**Fig. 6-8**の降雨に関わらず見られるコンスタントな排水量はこの堤防下浸透量に相当すると考える．

6.3.7 豪雨時の排水状況

干拓地において自然排水が不可能なために，ポンプ排水が排水のすべてを担うことになる．この排水量は，干拓地内に栽培されている作物に害がでないように定められる．そのためには豪雨時の流出状況が明らかでなければならない．本調査では，石川県の河北潟基幹施設管理所が整理している排水施設管理日報を利用して豪雨時の降雨と排水量のハイドログラフ，内灘排水機場の内外水位，金沢排水機場の吸水位を検討することとした．これらの資料が整理されれば，これから整備される排水機の容量が適切か否か，すなわち干拓地内の湛水状況が推定されることとなり，計画の妥当性が具体的に判定できる．これまでの豪雨時の降水イベントについて資料を整理し，その結果最も内水位が高くなり危険な例を**Fig. 6-9**に示す．

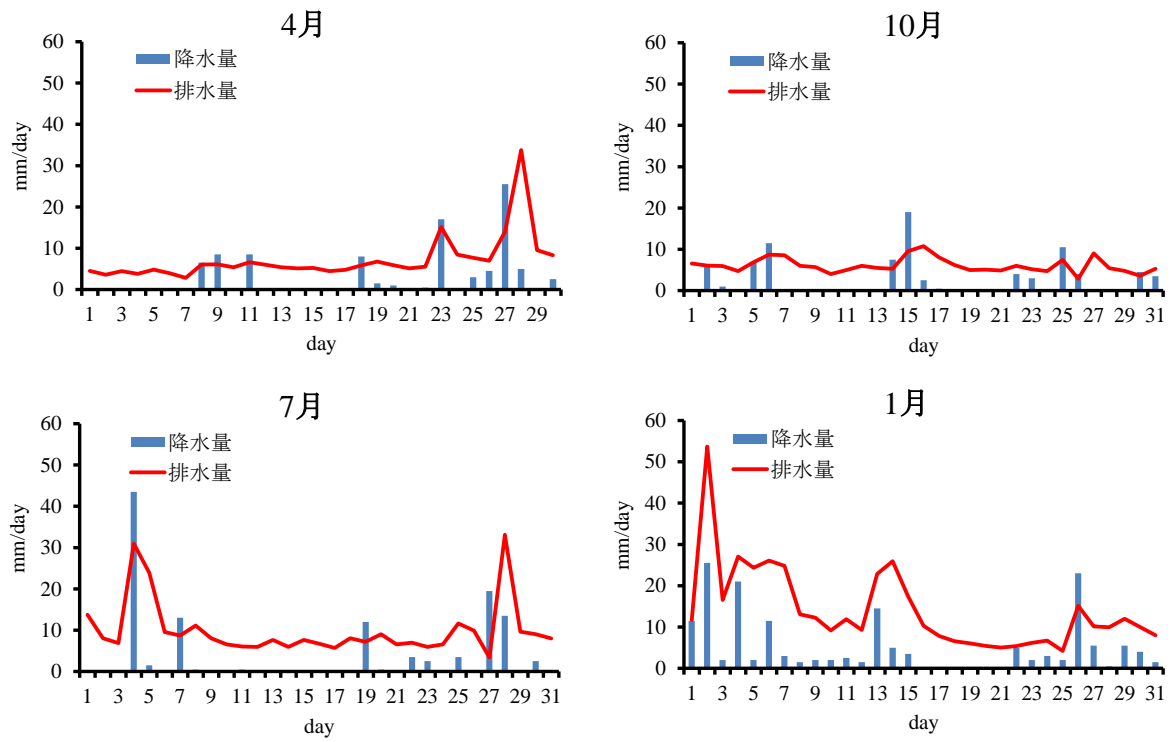


Fig. 6-7 ハイドログラフの一例 (日単位)

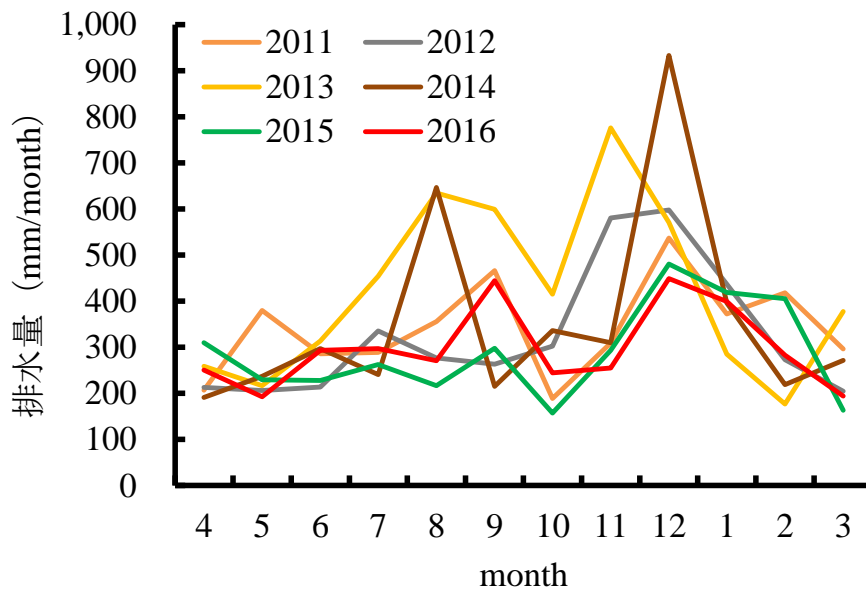
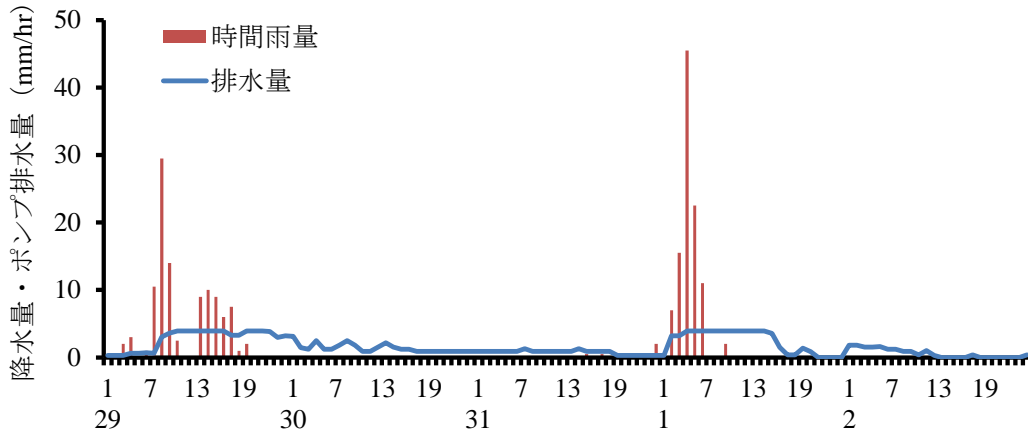


Fig. 6-8 排水量の月別変化 (mm/month)

No.2 総降水量：213.5mm



河北潟内外水位変動

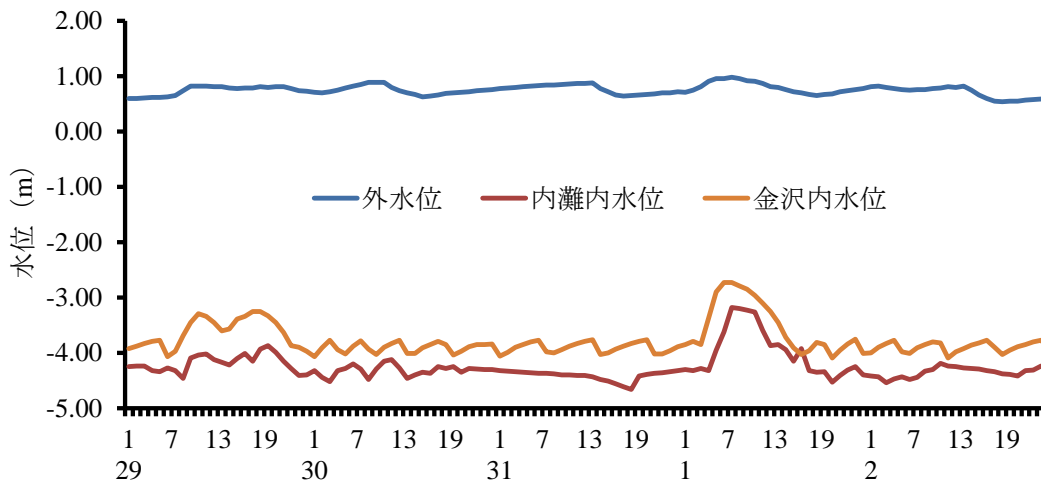


Fig. 6-9 豪雨時のハイドログラフと内外水位の変動 (1例)

6.4 提案 (今後の灌漑排水システムの提案)

6.4.1 灌漑用水のスプリングクラー (加圧方式) から自然取入れへの変換

本地区の普通畑ではスプリングクラー灌漑を計画しており加圧方式が採用されている。このために、水源において水柱にして 65~75m もの高い水圧が必要である。したがって、この加圧のために年間約 3,230 万円 (2014 年) もの電気料金を支払っている。これは、河北潟干拓土地改良区にとっても関係農家にとっても大きな負担である。一方、Fig. 6-4 に示したように、普通畑に対する水利利用も活発に行われ、降雨の多い北陸地方にも関わらず水に対する農家の要求は強いように思われる。

しかし、実際の営農状況調査によると、干拓当時の普通畑 786ha の中に現在約 200ha の水田とレンコン畑があり、これが大量の用水を利用している。水稲以外の作物に活発に水利用が行われているわけではない。北陸地方は降雨が頻繁にあるので、普通作物に対する灌漑用水は、特別な無降雨時期を除いて必要は少ないはずである。

上記の理由を勘案して考えられる灌漑方式は、水源地点における加圧方式による送水方式を、東部承水路や河北潟からの自然取水に改め、灌漑の必要な普通畑の近傍で必要であれば加圧するとか、作物によっては畝間灌漑方式に切り替えることは考えられないだろうか。もちろん、水田や特殊畑（レンコン）は加圧する必要はないので、自然取水を利用すべきである。加圧水が必要な作物に対しては、灌漑が必要な畑地の近傍に水源を設置し、必要な水源のみ加圧する方式に改める、いわば小型分散型灌漑方式である。例えば、ハウス栽培で加圧水が必要な場合には、ハウスの近傍に貯水タンクを設置し、水中ポンプで加圧すれば電気料は大幅に節減でき、受益者も明確になるので、受益者負担の原則も容易に実施できよう。今後の重要な検討事項として、揚水の自然取入れと小型分散型灌漑方式を検討しては如何だろうか。

6.4.2 排水方式（ポンプ増強後の推定内水位変動の推定）

現在、排水ポンプの増強が検討されている。この計画によって、湛水被害が発生しないか否か検討が必要である。現在までの調査資料では、本地区の最低標高は、津幡排水機場パネルによれば-1.9~-2.7m と記載されている。このためには、これまでの豪雨時の洪水状況を分析し、本地区の水位～容量曲線を使って地区内湛水位が計画限度内に収まるかチェックしておく必要がある。先に示した豪雨時の排水流量分析結果はこのために活用できよう。

この資料によると、2011年～2016年の間で、先に示した計画排水量算定相当の降雨 5 イベントの場合、実際の内水位（金沢排水機場吸水位および内灘排水機場内水位）は最高で、-3.2m しか上昇しないことが確かめられた、したがって、計画降雨量相当の豪雨時でも湛水被害は発生しないと判断される。このことは、これまでの豪雨に対して湛水した経験がなかったという河北潟基幹施設管理所職員の経験とも合致する。

6.4.3 用排水の管理体制の在り方

4.1 で示したような自然取入れと小型分散型灌漑方式を採用した場合、懸念されるのは用水の過剰取水である。この過剰取水は直ちに排水量の増大につながり、排水ポンプの電力料金に反映する。従って、この過剰取水を防止するため

の管理体制の構築が極めて重要である。現在分離している石川県の河北潟基幹施設管理所の排水管理業務と河北潟干拓土地改良区が担当している用水管理を一元化し、用水と排水を同時に注目した水管理を考える必要がある。

6.4.4 堤防下浸透量の抑制

Table 3 に示したように、本干拓地では、6年間平均 2,245mm の堤防下浸透量が推定された。これはこの間の平均降水量 2,000mm の約 1.12 倍である。本干拓地は、降雨以外にこれだけ大量の排水を行わなければならない宿命を持っている。これは大きな排水費用につながる。これを減少させることも重要な将来の課題である。長い堤防下に斜水壁を設置することなど到底考えられないが、浸透の大きいところが特定できれば局所的にはこの方法も検討の必要性はある。本干拓地事業誌、河北潟干拓によれば内灘排水機場は支持力の高い砂地盤のところを選定して設置したようである。もしこの近傍に堤防下浸透量が集中しているようであれば、現実味を帯びてくることになる。また、堤防下浸透量は、干拓地独特の現象であるので、環境的な費用として、社会的な立場から検討する方策も考えられる。

6.4.5 豪雨時のポンプ運転頻度

今回の事業計画では、排水機場のポンプ能力を増強することが計画されている。しかしポンプ能力が増強されても排水路の能力とバランスが取れていなければ、正常な排水はできない。この問題をあらかじめ検討するために、豪雨時のポンプの運転状況（On-Off の回数）を整理した（Table 6-4）。この資料によると内灘排水機場 2 号機 No.3 のイベントでは 1 日に最高 17 回も運転の開始と停止が繰り返されている。これは極端な例であるが、10 回程度繰り返されているのは特殊な場合とはいえない。この理由は、排水路の能力とポンプの能力とがマッチしていないために起きる現象と考えられる。これまでのポンプ能力でもこのような現象が見られることから、ポンプ増強される将来においては、なお、頻繁にこのような現象が発生すると考えられる。浚渫などによって、排水路の能力を高めることも一案であるが、この方法は排水路に土砂が堆積すれば再度問題になるので、排水機場に調整池を設置し豪雨時の排水がスムーズに行われるよう配慮する必要性も検討課題となる。

Table 6-4 排水ポンプの運転回数

	年 月 日	降雨量 津幡内灘平均 (mm)	内灘排水機場					津幡排水機場		金沢排水機場	
			1号機	2号機	3号機	4号機	5号機	1号機	2号機	1号機	2号機
No.1 284.5 mm	2011 9 19	8.5	2						2		
	20	130.5	5	11	7	6			2	3	
	21	83.5	7	8	4	6	1	1	2		
	22	62	3	10	2	3			1	2	
	23	0	3	9	1				3	1	
No.2 213.5 mm	2013 7 29	107	2	5	6	5	6	1	1	2	1
	30	0	12	9	8	4	1	1	1	6	
	31	3	2		2					4	
	8 1	103.5	3	5	5	6	9	2	1	3	1
	2	0	4	6	6	6				2	3
No.3 225.5 mm	2013 31	35	11	10	8	6		1	1	1	5
	1	19.5	7	17	9	4			1	4	3
	2	54.5	14	9	9	9		2	2	4	2
	3	66.5	5	5	8	8	3	1	1	4	1
	4	48	7	13	11	8		3	4	4	2
	5	1.5	9	4	4	1		1		5	
	6	0.5	4	2	2					3	
No.4 84 mm	2013 9 7	40	3	6	3					4	
	8	44	7	10	9	11	2	1	2	3	1
	9	0	3	2	2					4	
No.5 258.5 mm	2014 12 1	32	6	5	3	3		1	2	2	3
	2	6.5	5	6	2	4		1	1		6
	3	19	2	5	3	3					6
	4	95	5	2	4	5		1	1	1	1
	5	13.5	4	13	3	6					7
	6	44.5	3	6	1	5					6
	7	22.5	4	2		2					6
	8	8	4	7	1	4					7
	9	17.5	7	4	2	2					6
最高頻度 (回)			14	17	11	11	9	5	4	6	7

6.5 考察

河北潟干拓地の堤防下浸透量は6年平均2,245mmであった。この値は年降水量の1.12倍と非常に多い。八郎潟干拓地、南部2工区でもほぼ同様な方法で堤防下浸透量を算定し、灌漑期と非灌漑期で多少の変動があるが、月平均で、592～740mmの値を得ている(金子ら, 1965)。これは19～24mm/dayに相当する。年間に換算すると6,935～8,687mmと河北潟干拓地よりはるかに多い。この理由は河北潟干拓地が面積1,356haであるのに対し八郎潟干拓地南部2工区は面積60haと大きな差があること、すなわち、前者に対して後者が干拓地単位面積当たりの堤防延長が長いことが一つの理由としてあげられる。他の一つの理由は堤防下の土質の違いによるものである。前者は粘土質土壌の上に干拓堤防が築造さ

れているのに対し、後者は砂地盤の上に干拓堤防が築造されていて透水性が高いことによる。

6.6 本章のまとめ

本論文は、河北瀉干拓地防潮水門の更新を中心に検討されている国営事業に関連して、干拓地内の用排水システムの問題点を指摘し、新しいあり方の方向を検討した内容である。まず、最近数年間の灌漑排水に関わる電力使用量と料金を分析し、農事用電力を使用しているにも拘わらず、全体で年間約 4,600 万円（2014 年）を使用していること、その約 2/3 が揚水費であること、1/3 が排水費であることを明らかにした。

つぎに、このような高額な揚水費が生ずる原因は、普通畑に対して計画されているスプリンクラー（加圧）灌漑に原因があることを指摘し、この改良が重要なことを指摘した。また、本地区全体の水収支を検討し、堤防下の浸透量が、6 年間平均降雨量の 1.12 倍に達すること、これを減少させることが、排水費の減少につながり大切なことも指摘した。

さらに、灌漑システムを合理化し、電力料の節約のために、東部承水路又は河北瀉からの取水を加圧取水から自然取水に改め、干拓地内は小型分散型灌漑方式又は畦間灌漑に改めることの有用性を提案した。

しかし、実際には国営施設応急対策事業により、揚水ポンプの改修が進行中であり、この事業と上記の合理的な方法との整合を図らなければならない。この方法として、現在殆ど使われていない西部取水工（2ヶ所）の活用と排水路の反復利用を提案した。

これらの事項は、地区内関係者の営農に関わることであり、十分に意見調整して、具体的に検討を進めることが重要である。加えて、豪雨時の排水状況を分析し、現在の状況で、地区内湛水の可能性は低いが、増強されるポンプ能力と排水路の能力のマッチングが大切なことを指摘し、排水機場に調整池の設置を検討する必要性も指摘した。

引用文献

石川県県央農林総合事務所・河北潟基幹施設管理事務所：国営造成揚水施設等
管理事業 河北潟地区 概要書

河北潟干拓土地改良区（2017）：かんがい施設（オンライン）

< <http://www.kahokugata.com/kairyoku3.php> >

北陸農政局河北潟干拓建設事業所（1986）：河北潟干拓，ヨシダ印刷株式会社

金子良，中川昭一郎，丸山利輔（1965）：低湿地における堤防下浸透量の水文学
的考察（Ⅱ）－八郎潟南部2工区における水理学的計算との比較－，農業土
木研究，**32**(5)，265-269.

資料リスト

石川県河北潟基幹施設管理所：

電力料金実績入力表，平成22年度（2010）～平成28年度（2016）

排水機場運転年報，平成23年度（2011）～平成28年度（2016）

排水施設管理日報，平成22年度（2010）～平成26年度（2014），

排水機場運転時間集計表，平成23年（2011），平成25年（2013），平成26年
（2014）

河北潟干拓土地改良区：

揚水機場別運転操作年報，平成22年度（2010）～平成28年度（2016）

揚水機場稼動実績（使用量・料金）平成22年度（2010）～平成28年度（2016）

第7章 結言

7.1 本研究の要約

本研究で取り上げた課題別の要約は以下のとおりである。

7.1.1 熱収支ボーエン比法における異常値の定義とその適用例

ボーエン比 (Bo) が -1 の近傍で発生する異常値の新しい定義と処理方法を提案するとともに、それを実際に適用した結果について述べた内容である。すなわち、異常値を供給熱量 ($Rn-G$) の α 倍以上の潜熱 (IE) または顕熱 (H) と定義する。その時の Bo の範囲を異常な範囲とし、 α によって変わる Bo の異常範囲を数学的に明らかにした。この異常値の定義を実際の資料に適用した結果、 α によって、時間単位、日単位では若干変動するが、月単位の潜熱、顕熱の推定量に大きな変化は見られず、水資源利用計画や灌漑計画に必要な月別蒸発散量をもとめるためには、熱収支ボーエン比法 (Bo 法) では $\alpha=1.0\sim 3.0$ にとればよいことを明らかにした。さらに、異常値の発生は時間別、月別に検討し、夏期より冬期におおいこと、昼間よりも夜間に多いことを明らかにした。

7.1.2 蒸発散量推定のための逆解析法と Bo 法及び渦相関法との比較

Bo 法の異常値の処理に対する新しい研究成果を受けて、本研究は逆解析法と Bo 法及び渦相関法の特徴を比較検討した内容である。逆解析法は $Rn-G$ の実測を前提に、1 高度の温度と湿度を使って最適化手法により、地表面の温度と湿度を推定し、 Bo 法の考え方により、蒸発散量を推定する方法で著者らの提案した方法である。まず、逆解析法で問題となる湿度の初期値は実測湿度に近い値をとれば Bo 法と一致することを明らかにした上、水資源利用計画や灌漑計画に必要な月別蒸発散量は、 Bo 法と渦相関法はよく一致することを明らかにした。以上の研究結果から、初期値の問題を除外すれば、 Bo 法より逆解析法がすぐれていると結論できる。

7.1.3 地区内調整による洪水ピーク流量の低減効果

本研究は、近年急速に進展している都市化に伴う洪水ピーク流量を減少させるために設置されている小規模な調整池の効果をシミュレーションにより検討した内容である。これまでこの目的の事業は行われているが、これを詳細に検討した研究は行われていなかった。試験流域として、石川県手取川扇状地、平地河川の倉部川を選定し、実際の調整池容量を詳細に調査し、それを基準に、さらに理想的となる調整池容量、近年に発生した豪雨に基づいた調整池容量を仮定して検討を進めた。また流域を 15 ブロックに分割し、ブロック内の調整池

と全流域の調整池の効果を比較した。その結果、全流域に対しては、調整池効果が少ない場合でも、ブロックごとに評価すれば大きいこと、特に宅地単位面積当たりの調整池容量が大きい場合に効果が大きいことが分かった。また、現制度では、基準制定以前の宅地開発や開発面積が基準以下の宅地開発については、調整池の設置が義務付けられていないため、調整池の効果には限界値があることが分かった。調整池の結論として、調整池の大きさによる効果と限界を明らかにした。本研究の結果は、今後のこのような調整池の設計に大きく貢献するものとする。

7.1.4 洪水調節と地下水涵養

前報の研究成果を受けて、洪水調節効果とその限界と特徴を関係技術者の分かりやすいように解説すると共に、洪水調節に主眼が向けられているあまり、地下水涵養の面が軽視されつつあることに警鐘を鳴らした内容である。即ち、本地区・手取川扇状地では、地下水利用が活発であるが、近年の都市化に伴い、地表の不浸透面積の増大、土地転用による水田面積の減少、圃場整備による水田浸透性の低下などによって地下水涵養量が著しく減少している。一方、通常の都市用水利用に加えて、消雪用水など一時的に大量の地下水利用が活発になり、地下水を中心とした水循環が安定的に行われなくなる状況となりつつある。このために、本地区のような砂礫質扇状地でも地盤沈下が起こり、しかも近年その速度が加速しつつある。そのような状況を踏まえて、調整池として設置されている駐車場に透水性を持たせること、現在義務化されていない個別の宅地にも貯水タンクの設置の必要性を提案した。

7.1.5 河北潟干拓地内の灌漑排水エネルギー分析

石川県河北潟干拓地の水循環を詳細に分析し、用排水システムの問題点を明らかにするとともに新しいあり方を提案した内容である。ポンプ揚水による灌漑では加圧方式による送水で高額な電気料金が発生することを問題とし、河北潟承水路からの自然取水方式や圃場内小規模分散型貯水タンク利用方式を取り入れた合理的な灌漑システムを新たに提案した。また、堤防下浸透量も定量的に推定し、その抑制が排水ポンプの負担軽減になることを提案した。

7.2 本研究により明らかにされた新知見

本研究により明らかにされた、従来の知見を超える主な点を列記する。

(1) これまでの蒸発散研究において必ずしも明らかにされていなかった、ボーエン比が -1 に接近するときの異常値の新しい定義を $Rn-G$ の α 倍の関数として提案し、その有用性を確認している。すなわち、時間単位・日単位の蒸発散を

推定する場合には $\alpha=1.0$ 程度を採用することが必要であるが、水資源計画や灌漑用水量計画に必要な蒸発散量は、 $\alpha=1.0\sim 3.0$ に取ればよいことを明らかにした。

(2) 近年新しく提案された逆解析法と従来世界的に広く使われている *Bo* 法及び渦相関法とを、実際の資料に基づいて比較検討し、逆解析法の初期値を実測湿度に近い値を取ればよいことを明らかにした。この成果は、初期値の設定に役立つことから、逆解析法の普及を容易にする。このようにこれまで課題であった逆解析法の初期値の問題が解決すれば、2 高度の気温と湿度の情報が必要であった従来の *Bo* 法よりも逆解析法が優れているといえる。

(3) 都市化地域の洪水激化を一時的に緩和するために、地区内に調整池を設置することを指導されてきたが、この効果を実際に検証した研究は行われていなかった。本研究はこの点にメスを入れたもので、手取川扇状地・倉部川流域を事例に洪水調節効果の特徴と限界を明らかにした内容であり、今後の調整池の計画や異なる洪水調節方法の必要性の判定に貢献できる。

(4) 都市化に伴う洪水対策に関心が集まり、地下水涵養の面が顕在化している。手取川扇状地の地下水利用は、この地域の人々の生活と経済発展を支えている基盤である。このため、洪水対策と併せて、地下水涵養を図ることの常用性は多くの人々の共通の認識でなければならない。本論文は、この点を改めて指摘したもので、今後の施策の決定や人々の生活の中で生かされて行くべきであると考えます。

(5) 河北潟干拓地内の水循環を詳細に分析し、用排水システムの問題点を明らかにするとともに新しいあり方を提案した。ポンプ揚水による灌漑では加圧方式による送水で高額な電気料金が発生することを問題とし、河北潟承水路からの自然取水方式や圃場内小規模分散型貯水タンク利用方式を取り入れた合理的な灌漑システムの提案をした。また、堤防下浸透量を定量的に推定し、その抑制が排水ポンプの負担軽減になることを提案したもので、現在進行中の更新事業においてこの提案は参考になると考える。

著者論文リスト

1. 蒸発散研究に関する論文（第2章，第3章）

伊藤浩三，瀧本裕士，丸山利輔（2019）：熱収支ボーエン比法における異常値の定義とその適用例，農業農村工学会水文・水環境研究部会，応用水文 No.31，41-50.

伊藤浩三，丸山利輔，瀧本裕士（2019）：蒸発散推定のためのボーエン比法と逆解析法との比較，農業農村工学会水文・水環境研究部会，応用水文 No.31，51-60.

伊藤浩三，丸山利輔（2019）：蒸発散推定における異常値の定義と熱収支ボーエン比法への適用，農業農村工学会論文集，No.309(87-2)，159-167.

Toshisuke Maruyama, Kouzo Ito, Hiroshi Takimoto (2019) : Abnormal Data Rejection Range in the Bowen Ratio and Inverse Analysis Methods for Estimating Evapotranspiration, Agricultural and Forest Meteorology, 323-334. DoI.org/10.1016/j.agrformet.2018.12.013.

丸山利輔，伊藤浩三（2019）：蒸発散推定のための逆解析法とボーエン比法及び渦相関法との比較 —異常値を処理した場合の事例—，農業農村工学会論文集，No.309(87-2)，169-178.

2. 洪水調節に関する論文（第4章，第5章）

Manabu Segawa, Kouzo Ito, Toshisuke Maruyama (2017) : Flood Discharge Changes by Urbanization from Farmland Based on the Unit Flood Concept at the Kurabe River , Japan , Open Journal of Modern Hydrology, 223-243, DOI:10.4236/ojmh.2017.73013.

Kouzo Ito, Manabu Segawa, Hiroshi Takimoto, Toshisuke Maruyama (2017) : Effect of Flood Peak Discharge Control by a Small Reservoir in an Urbanized Area -Case study in the Kurabe River Basin,Japan-, Open Journal of Modern Hydrology, 314-330, DOI:10.4236/ojmh.2017.74018.

伊藤浩三，瀨川学，瀧本裕士，丸山利輔（2018）：調整池による洪水ピーク流量の低減効果 —手取川扇状地倉部川流域の事例—，農業農村工学会水文・水環境研究部会，応用水文 No.30，39-48.

伊藤浩三，瀧本裕士，丸山利輔（2019）：都市化に伴う調整池の設置による洪水調節効果と地下水涵養の重要性，農業農村工学会誌 水土の知

87(1), 31-35.

3. 灌漑排水エネルギーに関する論文（第6章）

伊藤浩三，瀧本裕士，丸山利輔（2018）：河北潟干拓地における灌漑排水のエネルギー分析とその改良システムの提案，農業農村工学会水文・水環境研究部会，応用水文 No.30 「論文編」，21-30.

口頭発表

2017.12.1-2，農業農村工学会水文水資源研究部会，伊藤浩三，瀧川学，瀧本裕士，丸山利輔，調整池による洪水ピーク流量の低減効果－手取川扇状地倉部川流域の事例－

2018.9.4-6，農業農村工学会大会，伊藤浩三，瀧本裕士，丸山利輔，都市化に伴う調整池の設置による洪水調節効果と地下水涵養の重要性

2018.11.30-12.1，農業農村工学会水文水資源研究部会，伊藤浩三，瀧本裕士，丸山利輔，熱収支ボーエン比法における異常値の定義とその適用例