

データ寡少な東南アジア流域の利水・治水の課題解決に向けた多目的貯水池の最適操作規則の提案

高田, 亜沙里

<https://hdl.handle.net/2324/4475195>

出版情報 : 九州大学, 2020, 博士 (農学), 課程博士
バージョン :
権利関係 :

データ寡少な東南アジア流域の
利水・治水の課題解決に向けた
多目的貯水池の最適操作規則の提案

高田亜沙里

2021

目次

頁

第 1 章 緒論	1
第 2 章 解析対象流域	9
2.1 Dau Tieng 流域の概要	9
2.2 Ho Chi Minh 市の水問題	12
2.3 Dau Tieng 貯水池の機能と需要水量	12
2.4 Dau Tieng 貯水池の操作規則	14
第 3 章 分布型降雨流出モデルの開発	17
3.1 序論	17
3.2 分布型降雨流出モデル	19
3.2.1 分布型降雨流出モデルの概要	19
3.2.2 土地利用別タンクモデルと流域地下水タンクモデル	21
3.3 Dau Tieng 流域データベースの構築	24
3.3.1 流域境界	24
3.3.2 標高	25
3.3.3 土地利用	26
3.3.4 降雨量	26
3.3.5 蒸発散量	28
3.3.6 流域流出量	29
3.3.7 流入・流出行列	30
3.3.8 集水図	33
3.3.9 河川幅	35
3.4 基礎方程式	36
3.5 再現精度評価	38
3.6 Dau Tieng 流域への適用結果と考察	38
3.7 結論	47

第 4 章	多目的貯水池ルールカーブの最適化手法の開発	48
4.1	序論	48
4.2	SCE-UA 法	49
4.3	Dau Tieng 貯水池のルールカーブ最適化手法の開発	54
4.3.1	放流量の計算	55
4.3.2	貯水量の計算	58
4.3.3	目的関数の設定	59
4.3.4	最適化における決定変数	65
4.3.5	最適化の計算結果と考察	67
4.4	結論	74
第 5 章	総括	76
	謝辞	81
	参考文献	82

第 1 章 緒論

熱帯多雨地域に位置する東南アジア新興諸国では，人口増加，都市化，工業化，および乾季の河川流量低下に伴った塩水遡上などを要因とした水不足が生じている (Be *et al.*, 2007). 近年では，灌漑，都市用水，水力発電など様々な目的に対する需要水量が増加しており，水はますます希少な資源となっている (Li *et al.*, 2010 ; Trieu *et al.*, 2014). そのため，必要水量の確保と効率的かつ適切な水供給が，持続可能な水資源管理のための重要な課題である．一方では，雨季の洪水による浸水被害が深刻な問題となっている (Thu *et al.*, 2019 ; Be *et al.*, 2007). 特に，東南アジア新興諸国の沿岸部の低平地域では，都市化，地盤沈下，および気候変動に伴う集中豪雨，上流域からの洪水流入，海面上昇などを要因とした浸水被害の増加が懸念されている (Nguyen *et al.*, 2015). つまり，東南アジア新興諸国の水管理においては，利水と治水のトレードオフ問題が顕在しており，その効果的な解決策の提案が急務である．

貯水池は統合的な水管理のための最も効率的なツールの一つである (Zhou and Guo, 2013 ; Trieu *et al.*, 2014). 貯水池は農業，工業，上水，環境需要など様々な目的に対する水供給の信頼性を高め，渇水時の水利用の脆弱性を軽減するための最も重要な施設である (Hsu and Wei, 2007 ; Trieu *et al.*, 2014). 一方では，有効な洪水対策としてダム建設が行われており，洪水軽減ツールとしても貯水池が運用されている (Shenava and Shourian, 2018).

多くの貯水池システムは，事前に定義された操作規則に基づき管理されている．これらの操作規則は，その時々貯水位，降雨量や河川流況などの水文気象条件，季節に基づいて，貯水池システムの適切な放流・貯水操作を実現しようとするものである (Ngo *et al.*, 2007). 貯水池の操作規則は，一般に

グラフや表の形式で提示されており (Wurbs, 1993), 「ルールカーブ」と呼ばれている。10日~1ヵ月毎の基準貯水位 (あるいは基準貯水量) としてルールカーブが提示される場合が多く, その時々貯水位 (あるいは貯水量) がルールカーブを超過するか否かで, 洪水防除のための放流操作や渇水軽減のための貯水操作が決定される。このように, ルールカーブは貯水池の操作方針を効率的に決めるための重要なツールとして活用されている。

これまで多くの研究者がルールカーブおよび放流量・貯水量の最適化, つまり需要水量を満たすように放流できる, あるいは洪水を防ぐように貯水可能なルールカーブの提案に向けた研究を行ってきた。Yeh (1985) は線形計画法 (Linear Programming; LP), 非線形計画法 (Nonlinear Programming; NLP), 動的計画法 (Dynamic Programming; DP) といった従来の最適化手法を貯水池の管理・運用方法の最適化に適用した研究を包括的に紹介している。しかし, 従来の最適化手法は, 解の制約条件の導入の難しさや, 局所的な最適解を導く可能性があるなど, 多くの問題点が指摘されており (例えば, Guariso *et al.*, 1986; Chen, 2003; Reddy and Kumar, 2007), 複雑な貯水池システムの最適化には不向きである (Chen, 2003)。複雑な最適化問題を解くために, 近年では進化的計算やニューラルネットワークなどの人工知能技術が普及してきている。その代表的な手法として, 遺伝的アルゴリズム (Genetic Algorithm; GA) が挙げられる。GA はルールカーブの最適化 (Chen, 2003; Chang *et al.*, 2005; Chen *et al.*, 2007; Zhou and Guo, 2013), 放流量・貯水量の最適化 (Chang, 2008; Trieu *et al.*, 2014) など, 貯水池における非線形の最適化問題を解くための大域的な探索方法としてよく知られている。その他にも, SCE-UA 法 (Shuffled Complex Evolution method, University of Arizona), 帝国主義競争アルゴリズム (Imperialist Competitive Optimization Algorithm; ICA) がルールカーブの

最適化 (Ngo *et al.*, 2007 ; Shenava and Shourian, 2018) に、粒子群最適化 (Particle Swarm Optimization ; PSO) が放流量・貯水量の最適化 (Reddy and Kumar, 2007) に適用されている。

大域的な探索手法をルールカーブの最適化に適用した研究では、ほとんどの場合、10日間～1ヵ月単位ステップの放流量・貯水量のシミュレーション結果を用いた最適化計算、および得られたルールカーブの性能評価が行われてきた。例えば、Chen (2003) と Chen *et al.* (2007) は台湾北部に位置する Fei-Tsui 貯水池の 41 年分・10 日間ステップの貯水池流入量データを用いて、Chen (2003) では様々な需要に対する給水不足の最小化を目的関数として、Chen *et al.* (2007) では給水不足の最小化と水力発電量の最大化を目的関数として、10 日間毎の貯水池運用を定めたルールカーブを最適化した。

Zhou and Guo (2013) は、中国南部地域から北部地域への輸水により慢性的な水不足を解消する「南北水調プロジェクト」の実施エリアである Han River 流域の Danjiangkou 貯水池を対象とした。そして、40 年分・10 日間ステップの貯水池流入量データを用いて、①下流域の洪水リスクの最小化、②下流域への給水量の最大化、③北部地域への分水量の最大化、④水力発電量の最大化、⑤河川環境の維持を目的とした環境用水量の最大化の 5 種類の目的関数に基づき、10 日間毎の貯水池運用を定めたルールカーブを最適化した。Chang *et al.* (2005) は台湾北部に位置する Shih-Men 貯水池の 36 年分・10 日間ステップの放流量・貯水量のシミュレーション結果を用いて、様々な需要に対する給水不足の最小化を目的関数として、毎月の運用を定めたルールカーブを最適化した。

渇水は数日～数ヵ月の長期間での問題となるため、水不足を防止するための最適化計算も 10 日間～1ヵ月単位ステップの放流量・貯水量のシミュレーション結果を用いることが一般的である。一方で、洪水は数時間～数日単位の短期間での問題であるため、長期間単位ステップでの放流量・貯水量の

シミュレーション結果を用いた最適化計算では、洪水の軽減を考慮することは難しい (Shenava and Shourian, 2018). そこで本研究は、1 日単位ステップの放流量・貯水量のシミュレーション結果を用いて、渇水軽減と洪水防除を同時に考慮可能なルールカーブの最適化手法の開発を目的とした. Shenava and Shourian (2018) は 1 日単位ステップの放流量・貯水量のシミュレーション結果による最適化計算で、1 日毎のルールカーブ (毎日の目標貯水量) を提案した. しかし実状としては、貯水池の操作方針を決める際に、月単位あるいは 10 日間単位のルールカーブが用いられることが多い. また、1 日単位のルールカーブを最適化の対象とすると、決定変数が 365 個 (あるいは 366 個) と膨大になるため、大域的探索法を用いるには計算時間の面が懸念される.

以上のように、東南アジア新興諸国の水管理においては、利水と治水のトレードオフ問題が顕在化しており、その効果的な解決策の提案が急務である. これらの課題解決に向けて本研究は、統合的な流域水管理のための最も効率的なツールの一つである貯水池に焦点を当て、その操作規則であるルールカーブの最適化に着目した. ルールカーブの最適化に関するこれまでの研究では、10 日間～1 カ月単位ステップの放流量・貯水量のシミュレーション結果が用いられることが多く、長期間スケールの問題である渇水、および短期間スケールの問題である洪水を同時に考慮することが難しかった. 渇水と洪水を考慮するため 1 日単位ステップの放流量・貯水量のシミュレーション結果による最適化計算で、1 日毎のルールカーブを提案した事例もあるが、実状としては、貯水池の操作方針を決める際に、月単位あるいは 10 日間単位のルールカーブが用いられることが多い. そこで本研究では、1 日単位ステップの放流量・貯水量のシミュレーション結果による最適化計算で月単位のルールカーブを提案し、得られたルールカーブが利水と治水に与える影響を定量的に評価することを最

終目的とした。

対象貯水池は、ベトナム南部に位置する Dau Tieng 貯水池である。同貯水池は、下流に位置する Ho Chi Minh 市の洪水防除と様々な需要に対する水供給を担う多目的貯水池であり、月単位のルールカーブを用いた操作・管理が行われている。現行のルールカーブによる操作では、需要水量に対する供給水量が不足している問題がある一方で、同貯水池からの洪水流入が下流の Ho Chi Minh 市の浸水被害を引き起こす一要因となっているため (Nguyen *et al.*, 2015), 最適なルールカーブの提案が不可欠である。そこで、下流域における渇水軽減と洪水防除を目指した目的関数を設定し、他の最適化手法と比べて強力な最適解探索能力を有すると言われている (田中丸, 1995 ; Ngo *et al.*, 2007) SCE-UA 法を最適化手法として採用した。

最適化計算における放流量・貯水量のシミュレーションのためには、貯水池流入量データが必須である。しかし、東南アジア流域ではデータの寡少性がしばしば問題となり、本研究で対象とする Dau Tieng 貯水池でも貯水池流入量の長期観測が行われていなかった。そのため、降雨流出モデルによる流出量の長期シミュレーションが必須となる。ここで必要となる降雨流出モデルの要件として、(i) 一般にルールカーブの大域的最適化では数十年間の水文気象データが必要であるため、短時間で降雨流出計算ができるモデルであること、(ii) データ寡少性がしばしば問題となる東南アジア流域を対象とするため、パラメータ値が推定し易いモデルであること、(iii) 将来的な地域開発や気候変動による流出量への影響を評価可能なモデルであること、以上が挙げられる。降雨流出モデルを空間的な構造の違いで分類すると、集中型降雨流出モデルと分布型降雨流出モデルに分けられる。上記の (i) と (ii) を考えた場合、流域を一つの計算単位として取り扱い、比較的単純な記述によって流量を推定しようとする集中型降雨流

出モデルが有効であるが，集中型降雨流出モデルは (iii) で求められる土地利用や降雨量の空間分布を組み込むことができないため，本研究では分布型降雨流出モデルを構築することにした．分布型降雨流出モデルは，流域を細分して流出計算を行うため，計算時間の増加やパラメータ同定の難しさが課題として挙げられるが（例えば，宮本ら，2015；清水ら，2014），本研究では，これらの課題を克服したうえで流出計算が可能なモデルの開発を試みた．

1970年代後半から現在にかけて，数多くの分布型降雨流出モデルが提案されてきた．代表例として TOPMODEL (Beven *et al.*, 1984) が挙げられる．TOPMODEL はパラメータの数が少なく，かつ物理的な意味を持つという特徴を有することから，これまで多くの適用事例があり，様々な改良モデルが提案されてきた．しかし，土壌－地形指標を基準として流出量を推定しており，流域を同じ土壌－地形指標毎に部分流域に分割したうえで各部分流域で流出計算を行うなど，パラメータの空間分布が細かく考慮されていないため，細やかな土地利用状況の表現には適さない（敖ら，1999）．TOPMODEL の改良モデルの例として Takeuchi *et al.* (1999) や風間ら (2003) がある．前者は流域を任意のサイズで分割したブロック毎，後者はメッシュ毎の土地利用に応じてパラメータを定めている．そのため，土地利用状況を的確に捉えるためにはブロックまたはメッシュを細かく設定する必要があるが，計算時間の増大が予想される．分割した各メッシュで，土地利用データをもとにパラメータを定めたとうえで降雨流出計算を行っている市川ら (2001)，佐山・寶 (2003)，佐山ら (2005) のモデルも同様のことが言える．現在の計算能力を用いれば，数百 m の空間分解能で数万 km² の流域を対象とする流出予測も十分な速度で実行できるとも言われているが（佐山ら，2005），ルールカーブの大域的最適化には，メッシュサイズの拡大等により計算時間を可能な限り短縮したモデルが望ましい．小尻ら

(1998) や朴ら (2003) の分布型降雨流出モデルは、流域を分割した各メッシュの土地利用を反映させたうえで流出計算を行うことができ、パラメータのほとんどが従来の知見により推定可能であるという特徴を有する。しかし、都市表面流、下水道流、水田用水路流、その他土地利用の地表面流と河川流をそれぞれ **Kinematic Wave** 法で、また地下水流は鉛直方向の 4 段の層を線形貯留法で追跡して流量を推定することから、やはり計算時間の面で問題が残る。陸ら (1989) のモデルでは、流域をメッシュ分割し、降雨による流出を表面流出、中間流出、基底流出の 3 成分に分離したうえで各流出を簡易的な線形貯留法で表現し、擬河道網に沿って **Kinematic Wave** 法で雨水流を追跡している。そのため、計算時間が比較的短いという利点があるが、多くのパラメータが存在するため、パラメータの設定が困難であることが課題として挙げられている (平岡ら, 2012)。この課題の解決策として、平岡ら (2012) は観測流量データを活用したパラメータの設定を提案しているが、本研究で対象とする東南アジア流域においては観測データ数の乏しさが故に、適用が難しいと考えられる。

このように、必要な降雨流出モデルの要件 (i) ~ (iii) を満たすためには、従来までのモデルをそのまま用いるのではなく、新たなモデルの開発が必要である。そこで本研究では、流域全体を矩形メッシュの集合体として表現し、各メッシュに土地利用別タンクモデルを配置した新しい分布型降雨流出モデルを開発することにした。ここでは、メッシュ分解能を数 km 単位とし、計算時間の問題の克服を試みた。また、各メッシュに研究事例が多く、降雨流出特性の表現能力に優れたタンクモデルを複数の土地利用別に設定し、モデルのパラメータ値を既往研究を参考に推定し易くすることで、東南アジア流域におけるデータ寡少性および低精度を克服し、また粗視化されたメッシュの各土地利用からの流出過程を的確に表現できるようにした。開発した分布型降雨流出モデルで計

算した Dau Tieng 貯水池への流入量データを用いて放流量・貯水量のシミュレーションを行い，SCE-UA 法による大域的最適化でルールカーブを作成した。

本論文の構成は以下の通りである。第 2 章で解析対象とする Dau Tieng 流域の概要，および同流域の治水・利水管理が大きく影響している Ho Chi Minh 市の水問題について説明した。そして，Dau Tieng 貯水池の機能と需要水量，現行のルールカーブと操作規則についてまとめた。

第 3 章では，Dau Tieng 貯水池のルールカーブの最適化に先立って，放流量・貯水量のシミュレーションに不可欠な貯水池流入量を計算するための分布型降雨流出モデルを開発した。分布型降雨流出モデルの構造を決定した後，モデルに必要な各種流域データベース，水文・気象データベースを構築した。そして，モデル検証のための実測データが入手できた 11 年間を対象に流域流出量を計算し，評価指標を用いて構築モデルの妥当性を検討した。

第 4 章では，Dau Tieng 貯水池の下流域における渇水軽減と洪水防除を同時に考慮可能なルールカーブの最適化手法を開発した。まず，ルールカーブの最適化手法として採用した SCE-UA 法のアルゴリズムと特徴についてまとめた。そして，ルールカーブに基づき，1 日単位ステップでの放流量・貯水量のシミュレーションを行った。Dau Tieng 貯水池の下流域における渇水軽減と洪水防除を考慮した目的関数を設定し，ルールカーブを構成する変数を最適化した。最後に，得られたルールカーブによる放流量・貯水量のシミュレーションに基づき，利水と治水に対して与える影響を定量的に評価した。

第 5 章では，各章で得られた成果を総括した。

第 2 章 解析対象流域

2.1 Dau Tieng 流域の概要

本研究は，ベトナム南部に位置する Dau Tieng 流域を対象とした．流域の位置を **Fig. 2-1** に，概要を **Fig. 2-2** にそれぞれ示す．

ベトナム最大の経済都市である Ho Chi Minh 市は，ベトナム南部最大規模の河川システムである Sai Gon - Dong Nai 川流域内に位置する (**Fig. 2-1**)．Sai Gon - Dong Nai 川流域には 6 つの主要な多目的貯水池が配置されている．Sai Gon 川上流の Dau Tieng 流域は，Ho Chi Minh 市から北西に約 90 km 離れた場所に位置し，流域面積は約 2700 km² で，その約 10 % を流域下流部の Dau Tieng 貯水池が占めている (Trieu *et al.*, 2014)．年間降雨量は約 1800 mm で，その約 77 % は 7 月から

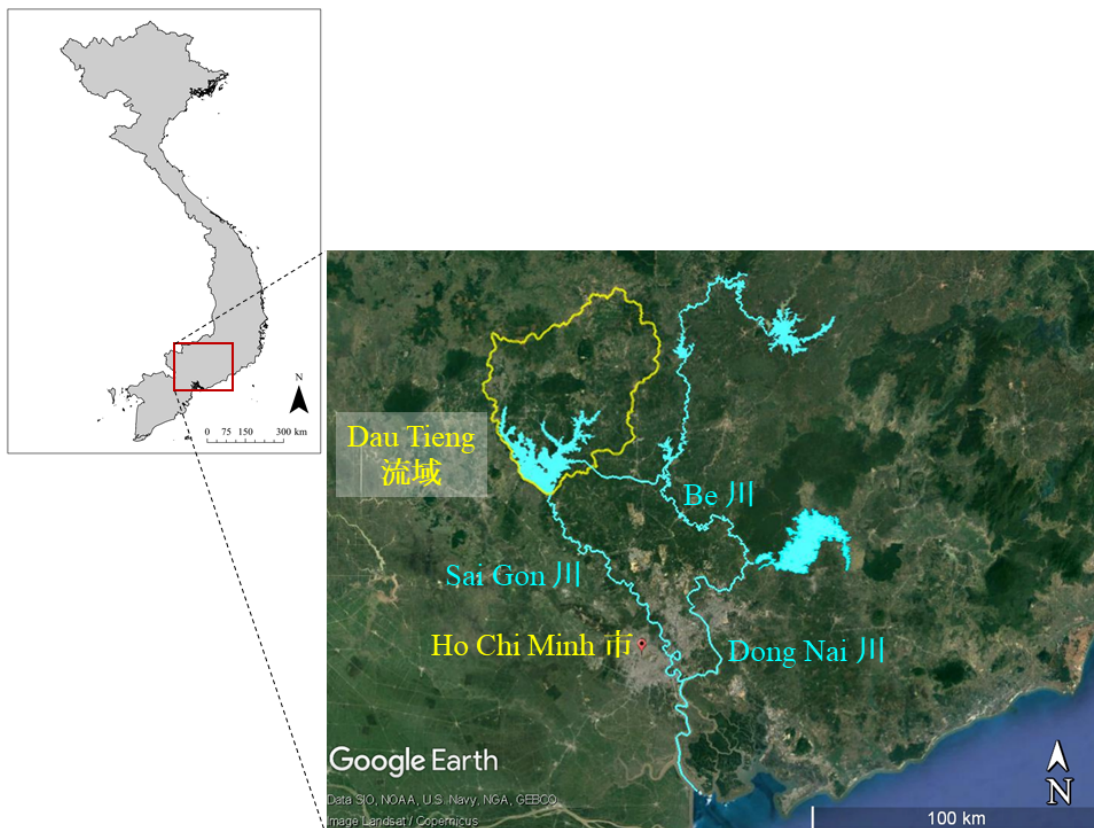


Fig. 2-1 Dau Tieng 流域の位置

11月にかけて降る (Trieu *et al.*, 2014). ベトナム総理大臣名で公布された Sai Gon - Dong Nai 川流域の貯水池運用方針 (The Vietnamese Prime Minister of Government, 2016) では, Dau Tieng 流域の洪水期は 7 月 1 日から 11 月 30 日, 乾期は 12 月 1 日から翌 6 月 30 日と定められている. 同流域内外には 5 つの降雨量観測所が存在する (Fig. 2-2). 各観測所の降雨時系列の一例 (Fig. 2-3) が示すように, 流域内で降雨の空間分布が大きく異なる.

Dau Tieng 流域の水管理システムを対象としたこれまでの研究事例を以下に記す.

Trieu *et al.* (2013) は集中型降雨流出モデルである NAM モデル (Nedbor-Afstromings Model; デンマーク語で「降雨流出モデル」を意味する) やタンクモデルを用いた長期流出解析

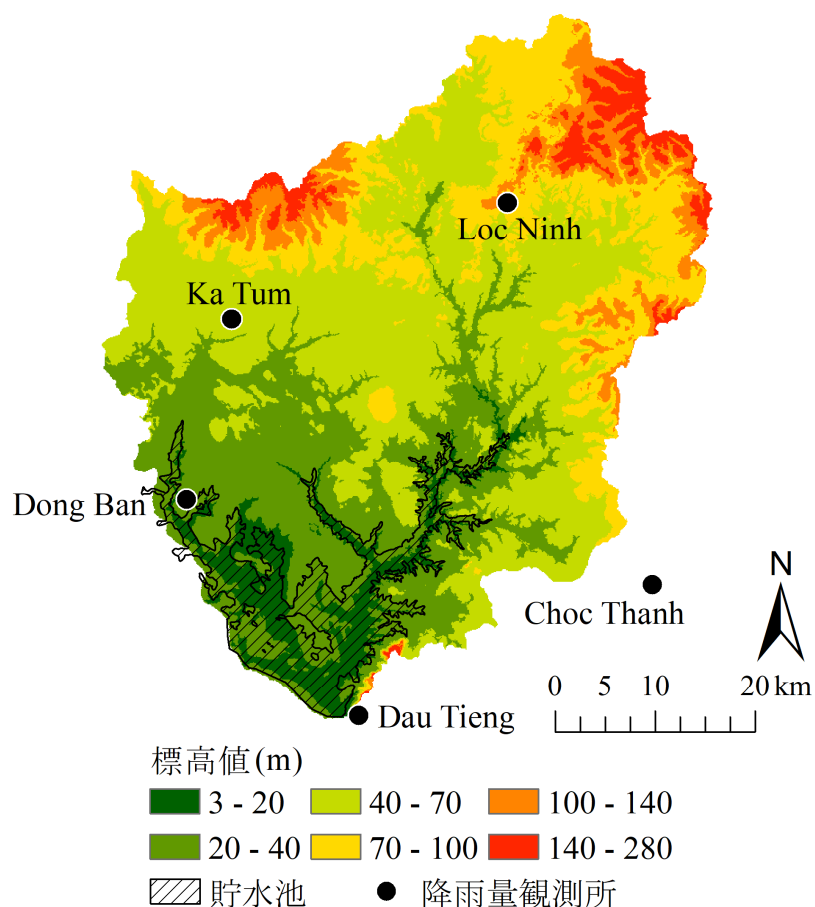


Fig. 2-2 Dau Tieng 流域の概要

を, Takada *et al.* (2017) は分布型降雨流出モデルを用いた短期流出解析を行った. また, George *et al.* (2004) は Dau Tieng 貯水池から用水が供給されている Cu Chi 灌漑システムをモデル化し, Cu Chi 灌漑システムの運用性能の改善策を提案した. Trieu *et al.* (2014) は環境用水需要を満たすこと, および貯水池の洪水調節容量を確保することを目指して, Dau Tieng 貯水池からの放流量を GA で最適化した. なお, ここでの環境用水とは, 河口部における塩水遡上の抑制や河川環境の維持を目的とした用水を指す.

東南アジア流域においては, 一般にモデルの開発や検証に必要な降雨量, 蒸発散量, 流出量などの水文データ, および標高や土地利用などの流域データが十分でない場合が多いが,

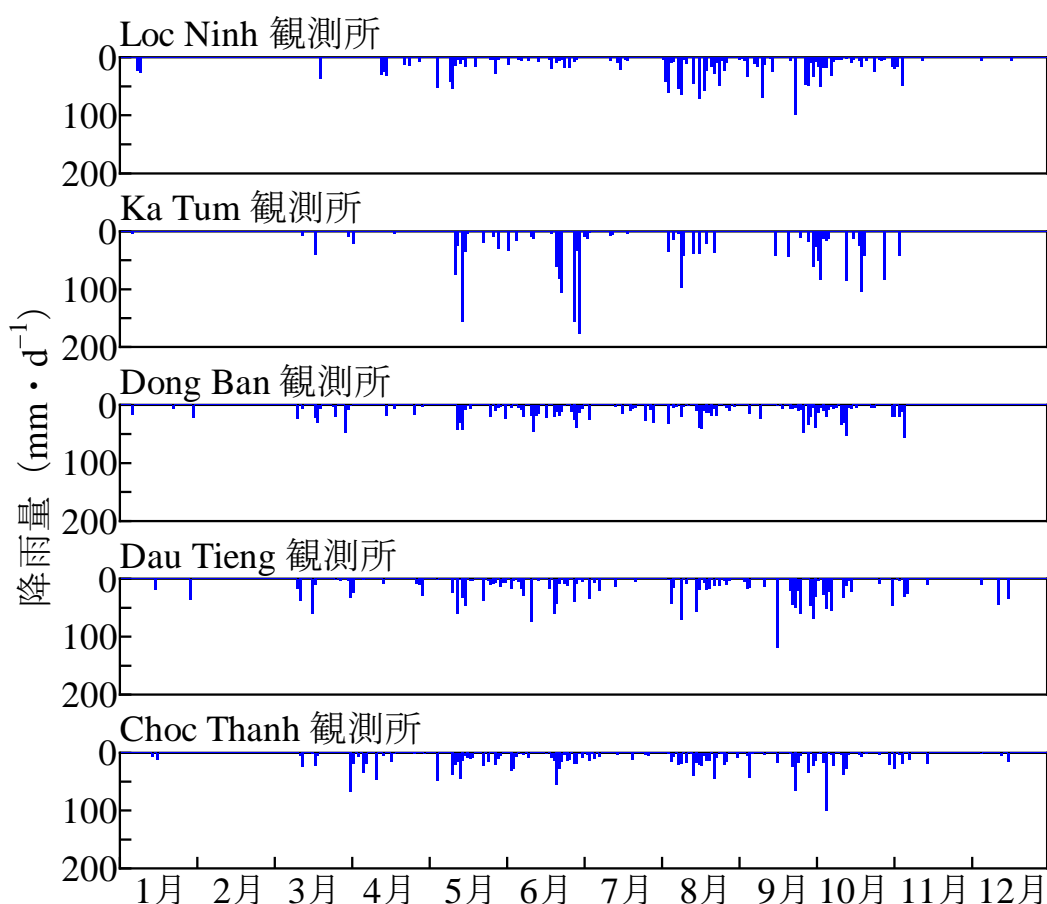


Fig. 2-3 Dau Tieng 流域の降雨量観測所における日降雨量 (2001 年)

Dau Tieng 流域はそれらのデータが比較的揃っている。したがって、上述したように Dau Tieng 流域では水管理システムに関する様々な研究が行われてきたが、分布型降雨流出モデルを用いた長期間の流出解析や、Dau Tieng 貯水池のルールカーブを最適化した既往の研究事例は無い。以上の諸点を考慮して、本研究では Dau Tieng 流域を対象とした。

2.2 Ho Chi Minh 市の水問題

現地でのヒアリング調査より、Ho Chi Minh 市における水問題に関して、以下の情報が得られた。

・ 渇水に関して

水不足は毎年 2 月から 5 月にかけて発生しており、特に 4 月下旬から 5 月上旬にかけて深刻である。同市の 90 % の生活用水は Sai Gon 川（45 %）と Dong Nai 川（45 %）から、10 % は地下水から取水される。取水施設の多くは Sai Gon 川と Dong Nai 川沿い、河口から約 40 km ~ 60 km 離れた場所に位置する。乾期は河川流量が減少するため、河口から約 70 km ~ 100 km まで塩水遡上が発生し、施設での取水が困難となる。その結果、深刻な水不足が発生し、甚大な被害をもたらしている。

・ 洪水に関して

洪水期（7 月 ~ 11 月）には、毎年のように洪水が発生している。洪水の原因としては、洪水対策用インフラ整備の遅れ、地域開発による上流域からの流出量の増大、海面上昇、地盤沈下、集中豪雨などが挙げられる。近年では 1999 年、2000 年、2002 年に大規模な洪水が発生した。2000 年の被害が最も甚大で、Ho Chi Minh 市全域の約 42.3 % が浸水した。

2.3 Dau Tieng 貯水池の機能と需要水量

Dau Tieng 貯水池は 1981 年に築造が始まり、1985 年に完成した (Trieu *et al.*, 2014)。ベトナム国内最大規模の多目的貯

水池で，総貯水容量は $1.58 \times 10^9 \text{ m}^3$ で，有効貯水容量は $1.11 \times 10^9 \text{ m}^3$ である（The Vietnamese Prime Minister of Government, 2016）. ダム堤体の平均標高は 28 m，長さは 1100 m で，6 つの洪水吐を有しており，洪水吐の最大放流量は $2800 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ である（The Vietnamese Prime Minister of Government, 2016）. 同貯水池の機能として優先度順に，①洪水制御，②生活用水の供給，③工業用水の供給，④環境用水の供給，⑤農業用水の供給が挙げられる（Trieu *et al.*, 2014）. Dau Tieng 貯水池には，生活用水，工業用水，環境用水，農業用水に対する毎月の需要水量が設定されている（Table 2-1）. 生活用水と工業用水は年間を通じてほぼ同量の需要水量が設定されているが，環境用水は渇水の危険性が高い 1 月から 5 月のみ需要水量が設定されている．農業用水は Dau Tieng 流域における作物の栽培状況に合わせて需要水量が設定されている．Dau Tieng 流域における水稻栽培期間を Fig. 2-4 に示す．

Table 2-1 Dau Tieng 貯水池に対する需要水量

	需要水量 ($\times 10^6 \text{ m}^3$)				
	生活用水	工業用水	環境用水	農業用水	合計
1 月	15.5	71.3	21.4	213.8	322.0
2 月	14.0	64.4	29.0	235.2	342.6
3 月	15.5	71.3	32.1	342.2	461.1
4 月	15.0	69.0	31.1	141.5	256.6
5 月	15.5	71.3	16.1	0.0	102.9
6 月	15.0	54.3	0.0	69.3	138.6
7 月	15.5	71.3	0.0	173.0	259.8
8 月	15.5	71.3	0.0	0.8	87.6
9 月	15.0	69.0	0.0	0.0	84.0
10 月	15.5	71.3	0.0	0.0	86.8
11 月	15.0	69.0	0.0	238.6	322.6
12 月	15.5	71.3	0.0	217.7	304.5

	1 月	2 月	3 月	4 月	5 月	6 月	7 月	8 月	9 月	10 月	11 月	12 月
水稲 (冬～春)	12月15日～ 3月24日											
水稲 (夏～秋)				4月5日～7月19日								
水稲 (秋～冬)							8月5日～12月4日					

Fig. 2-4 Dau Tieng 流域における水稲栽培期間

2.4 Dau Tieng 貯水池の操作規則

Dau Tieng 貯水池における現行のルールカーブを **Fig. 2-5** に示す。同図は貯水池操作における 5 つの基準水位，すなわち上から，排除水位 (Retarding Water Level)，上位水位 (Upper Water Level)，下位水位 (Lower Water Level)，限界水位 (Critical Water Level)，死水位 (Dead Water Level) から成る。各基準水位は，需要水量や季節を基に定められた毎月 1 日の基準水位 12 カ月分，計 12 点で構成されている。ルールカーブと貯水位の関係に基づき，以下の操作規則が設定されている (Trieu *et al.*, 2014)。

1. 貯水位が排除水位を上回った場合は，直ちに洪水吐を最大限開き，貯水位が排除水位になるまで最大流量を放流する。
2. 貯水位が排除水位に達した場合は，直ちに洪水吐を開き，貯水位が上位水位になるまで速やかに放流する。
3. 貯水位が上位水位を上回った場合は，放流を最優先に行い，貯水位を上位水位に維持する。

4. 貯水位が下位水位を下回った場合は，放流を制限する．
この場合，生活用水と工業用水に対する供給を十分に行い，農業用水への供給を制限する．
5. 貯水位が死水位を下回った場合は，生活用水以外の全ての需要項目に対して給水を止める．

Figure 2-5 における排除水位は，Dau Tieng 貯水池の Design Flood Level（設計洪水水位）を示している．この水位を越えると洪水吐を最大限開く必要があるため，下流域での洪水の危険性が高まる．また，死水位は Dau Tieng 貯水池の運用計画上の最低水位を示している．この水位を下回ると生活用水以外に対する給水が止められるため，下流域での水不足の危険性が高まる．したがって，貯水池の放流量の管理に当たっては，貯水位を死水位（= 17.0 m）以上，排除水位（= 25.1 m）以下に保った上で，その時々貯水位に応じて，適切な放流を行う必要がある．そこで本研究では，各需要項目に対する給水量を決める基準となる上位水位の 12 点，下位水位の 12

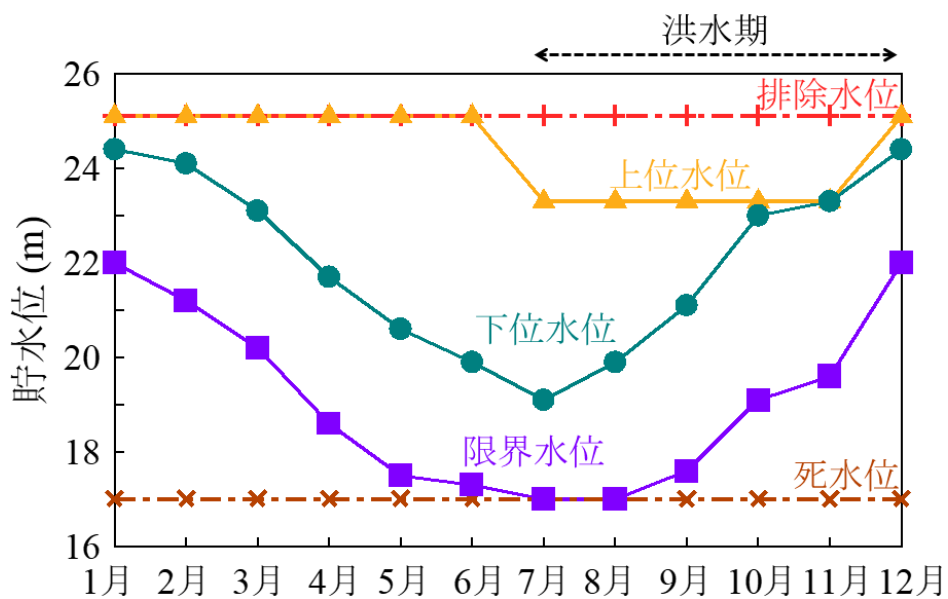


Fig. 2-5 Dau Tieng 貯水池の現行ルールカーブ

点，限界水位の 12 点を最適化手法により新たに決定した．
なお，排除水位と死水位は貯水池の諸元をもとに規定された
水位であるため，最適化の対象としなかった．また，Dau
Tieng 貯水池には上記 5 つの基準水位に加えて，Checking
Flood Level (= 26.92 m) が設定されている．Checking Flood
Level は排除水位よりも高く設定されており，ダムの崩壊を
防止しつつ貯水可能な最高水位を示している（The
Vietnamese Prime Minister of Government, 2016）．

第 3 章 分布型降雨流出モデルの開発

3.1 序論

本章では Dau Tieng 貯水池のルールカーブの最適化に先立って、貯水池シミュレーションに不可欠な貯水池流入量を計算するための分布型降雨流出モデルの開発を行った。第 1 章で述べたように、(i) 計算時間が短い、(ii) モデルパラメータ値が推定し易い、(iii) 将来的な地域開発や気候変動による流出量への影響を評価可能であるという 3 つの要件を満足する新たなモデルの開発を目指した。

まず、将来的な地域開発に伴う土地利用変化や、熱帯地域特有の降雨の空間的不均一性にも対応可能とするため、流域を矩形メッシュの集合体で表現する分布型降雨流出モデルを採用した。先行研究として Takada *et al.* (2017) は、Dau Tieng 流域を対象に 90 m メッシュの数値標高モデル (Digital Elevation Model, 以下 DEM) や土地利用データを用いて、メッシュサイズ 900 m の分布型洪水流出モデルを構築した。しかし、同モデルは対象流域を 79×69 、合計 5451 メッシュで表現したうえで流出計算を行ったため、計算時間が膨大となった。また、Table 3-1 と Fig. 3-1 に示す 90 m メッシュの土地利用データを 900 m に粗視化する際に、各メッシュ中の最大面積の土地利用を当該メッシュの土地利用として割り当てた。そのため Fig. 3-2 のように、オリジナルデータでは面積が小さかった市街地が拡大するなど、土地利用を的確に反映した流出計算が行われていなかった。そこで、90 m メッシュの DEM や土地利用の各種データを 4500 m メッシュに粗視化することで計算時間を大幅に短縮させた一方で、モデルによる流出量の再現性を高めるため、分布型降雨流出モデルの各メッシュに土地利用別に設定したタンクモデルを導入した新しいモデルを構築した。土地利用別タンクモデルの導入により、4500 m という大きなメッシュサイズにおいても、流域内

Table 3-1 土地利用項目の分類

オリジナルデータ（90 m メッシュ）における土地利用項目	分類後の土地利用項目
Water, River	水域
Forest, Woods, Coffee, Rubber, Cashew, Orchard, Evergreen Needleleaf Forest, Evergreen Broadleaf Forest, Deciduous Needleleaf Forest, Deciduous Broadleaf Forest, Mixed Forest, Woodland, Woodland Grassland, Closed Shrubland, Open Shrubland	森林
Cropland, Barren, Upland tree, Mixed crop and upland tree, Grassland, Fallow	畑地
Urban, Residential land, Urban and Built-up	市街地
Mixed Paddy and Row, Paddy, Aquaculture, Mixed Paddy and aquaculture, Row	水田

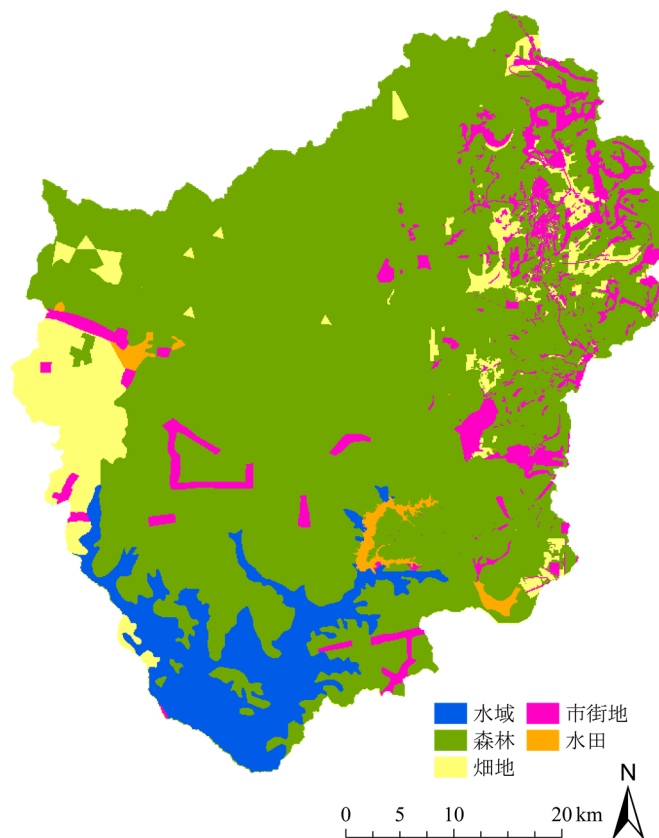


Fig. 3-1 土地利用データ（90 m メッシュ）

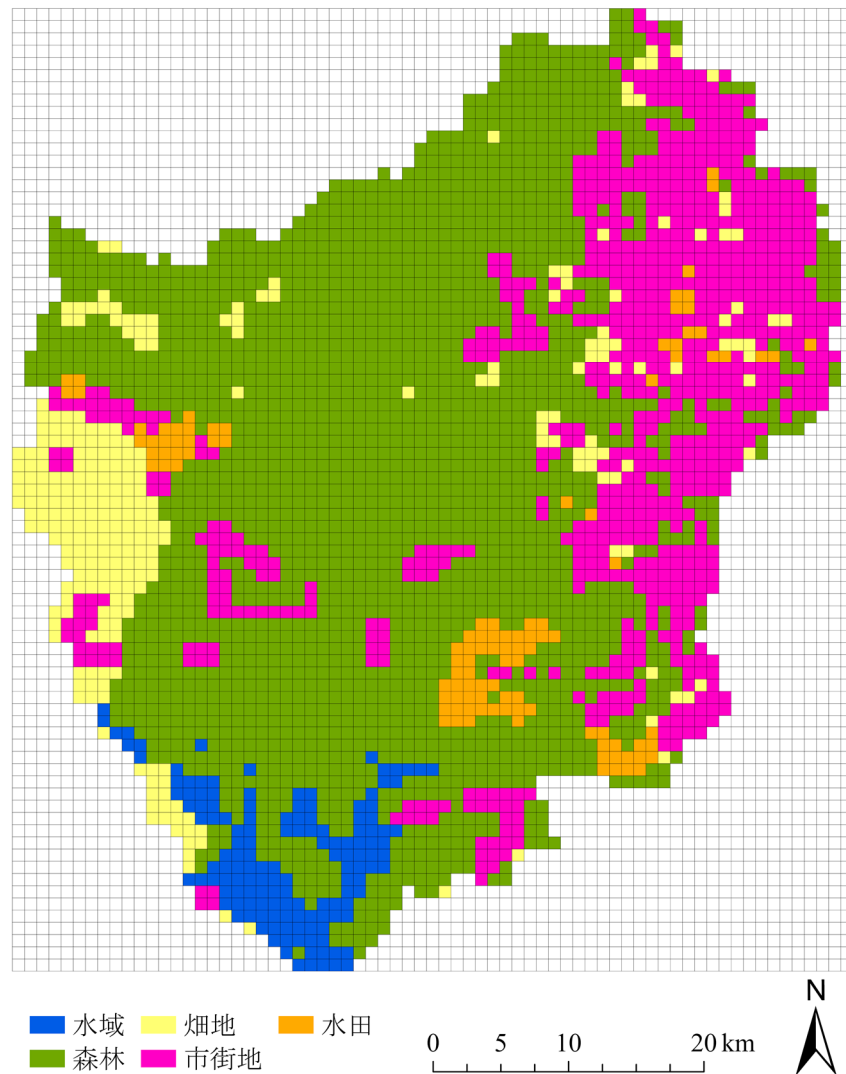


Fig. 3-2 土地利用データ（900 mメッシュに粗視化）

の土地利用状況を的確に表現でき，将来的な地域開発による土地利用変化をより厳密に反映させることが可能となった。

3.2 分布型降雨流出モデル

3.2.1 分布型降雨流出モデルの概要

まず，流域を構成する4500 mメッシュを陸域メッシュと貯水池メッシュに分類した。ここでは，各メッシュ面積の20%以上を貯水池が占めていた場合に当該メッシュを貯水池メッ

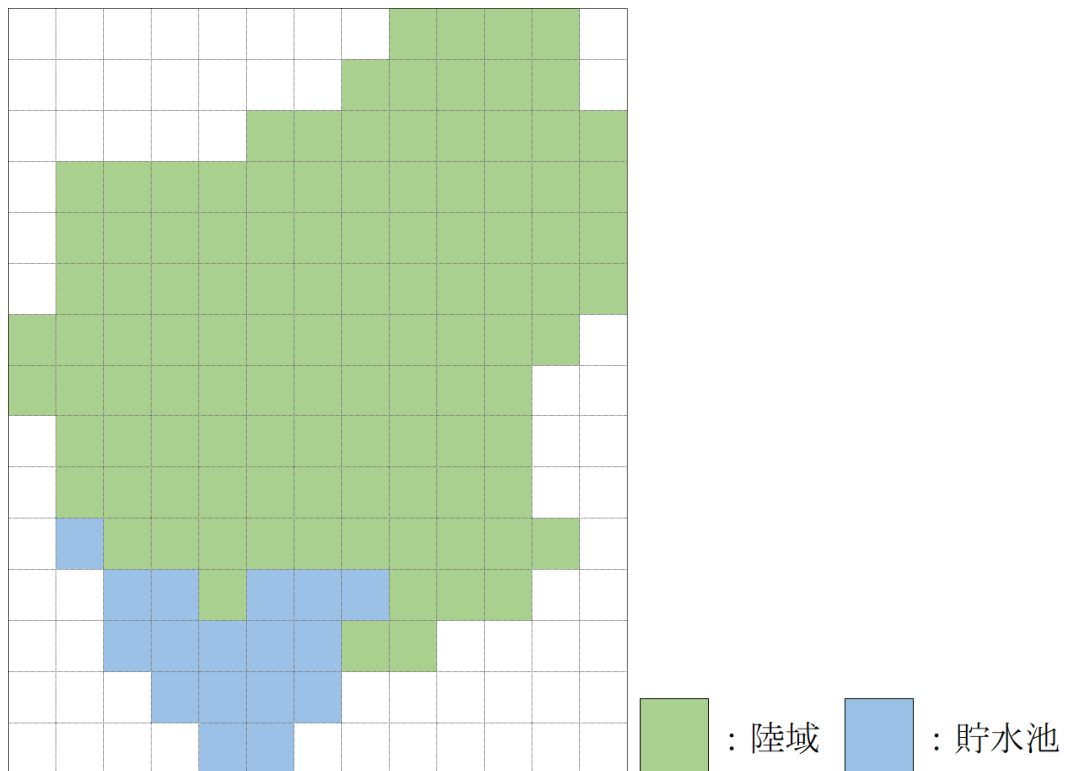


Fig. 3-3 陸域・貯水池の分類結果（4500 m メッシュ）

メッシュと設定した。陸域メッシュと貯水池メッシュの分類結果を **Fig. 3-3** に示す。

構築した分布型降雨モデルの概要を **Fig. 3-4** に示す。流域内全ての陸域メッシュには、主要な土地利用である森林、水田、畑地、市街地を各面積率に応じて、また河川を集水面積に応じて配置した。森林、水田、畑地、市街地ではそれぞれタンクモデルを設定するとともに、土地利用別タンクモデルからの流出量は当該メッシュの河川に流入させ、各メッシュ間の河川流量を後述の河道モデルで計算した。さらに、時間的に安定した基底流成分を表現するため、流域地下水タンクモデルを流域全体に 1 つ配置し、各メッシュの土地利用別タンクモデルの最下段タンク浸透孔から雨水を供給した。

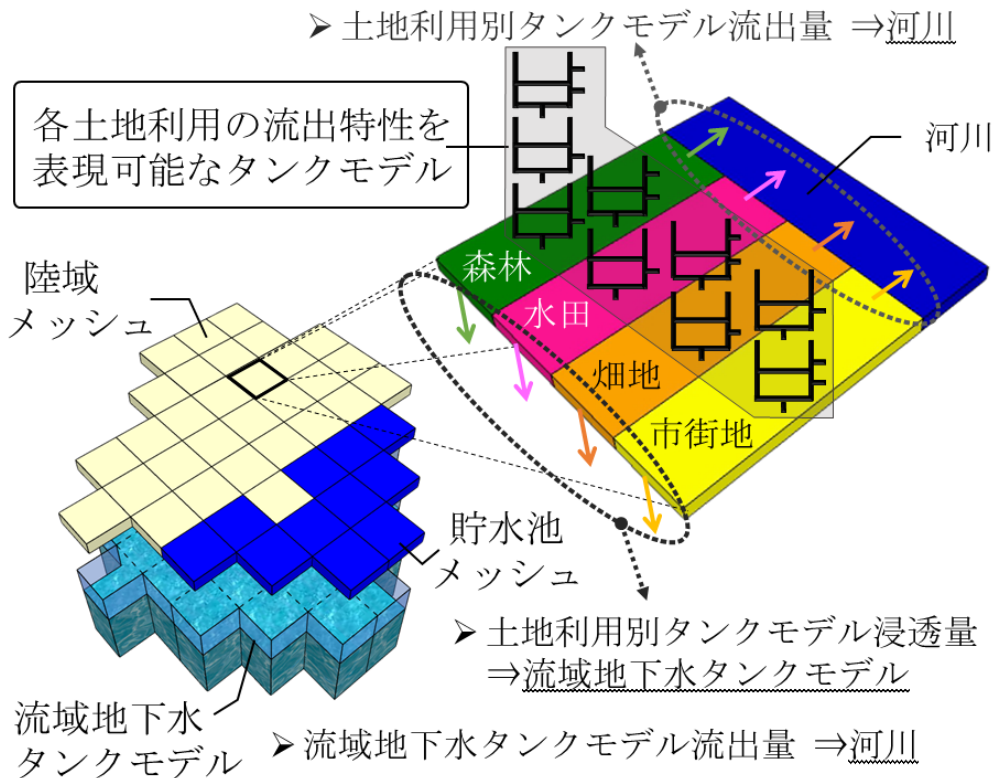


Fig. 3-4 構築した分布型降雨モデルの概要

3.2.2 土地利用別タンクモデルと流域地下水タンクモデル

土地利用別タンクモデルの概要を Fig. 3-5 に示す．直列 2 段の水田，畑地，市街地タンクモデル，および直列 3 段の森林タンクモデルを設定した．

水田タンクモデル 1 段目の上段流出孔の高さは畦畔の高さ，下段流出孔の高さは湛水深を表現している．水田は Fig. 2-4 をもとに年間を通して一定量の湛水がされていることを想定して，水田タンクモデル 1 段目の水深が常に下段流出孔の高さを保つように設定した．すなわち，水田タンクモデル 1 段目の水深が下段流出孔の高さに達しない場合には，取水操作として，その不足分を各メッシュに含まれる河川から水田タンクモデル 1 段目に流入させた．畑地は現地調査から天水農

業を想定した。

水田，畑地，市街地タンクモデルの流出係数と 1 段目の浸透係数，および森林タンクモデルの流出係数と 1 段目と 2 段目の浸透係数は，中桐ら（1998）の値を基準に流域流出量の実測値と計算値を比較しつつ，全計算期間の Nash-Sutcliffe 係数（以下 NS 係数；Nash and Sutcliffe, 1970），絶対誤差，相対誤差，目視での判断を踏まえて，**Fig. 3-6** のように試行錯誤で決定した。

各土地利用別タンクモデルの側孔からの流出量は各メッシュに配置した河川に，最下段タンクからの浸透量は流域地下水タンクモデルにそれぞれ流入させた。流域地下水タンクモデルへの流入水は地下水として，流域地下水タンクモデルの貯留高に比例した流出量を流域メッシュ数で等分して，各メッシュに配置した河川に流出させた。

流域地下水タンクモデルの流出係数は $1.0 \times 10^{-3} \text{ d}^{-1}$ とし，初期貯留高は 1000 mm と設定したうえで，同一の計算期間における先行予備計算を行った際の最終時点における水深を与えた。その際，流域地下水タンクモデルの貯留高が年間を通して大きく変動しないように，各土地利用別タンクモデルの最下段タンクの浸透係数を **Fig. 3-6** のようにそれぞれ定め，流域地下水タンクモデルへの供給量を調整した。また，各土地利用別タンクモデルの初期水深についても，同一の計算期間における先行予備計算を行った際の，最終時点の水深を与えた。

土地利用別タンクモデルにおける流出高 S^{Tank} は (3-1) 式で，浸透高 P は (3-2) 式でそれぞれ求めた。

$$S^{\text{Tank}} = \begin{cases} a(h-z) & h \geq z \\ 0 & h < z \end{cases} \quad (3-1)$$

$$P = ph \quad (3-2)$$

ここで， S^{Tank} は土地利用別タンクモデルから河川への流出高 ($\text{mm} \cdot \text{d}^{-1}$)， P は下段タンクへの浸透高 ($\text{mm} \cdot \text{d}^{-1}$)， a は流出

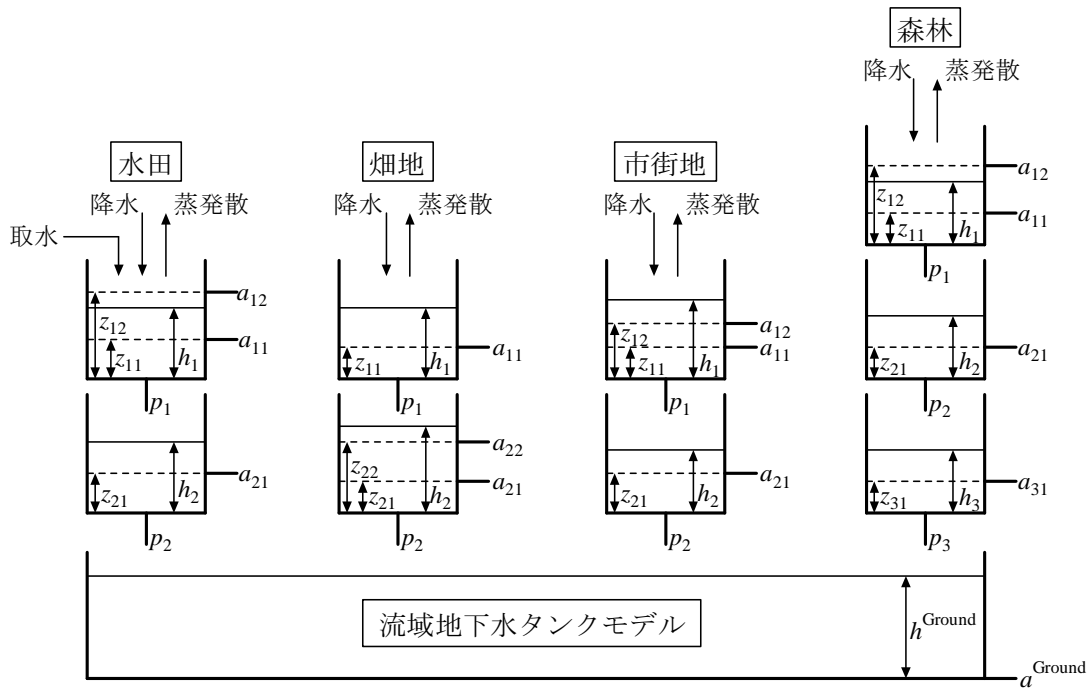


Fig. 3-5 土地利用別タンクモデルの概要

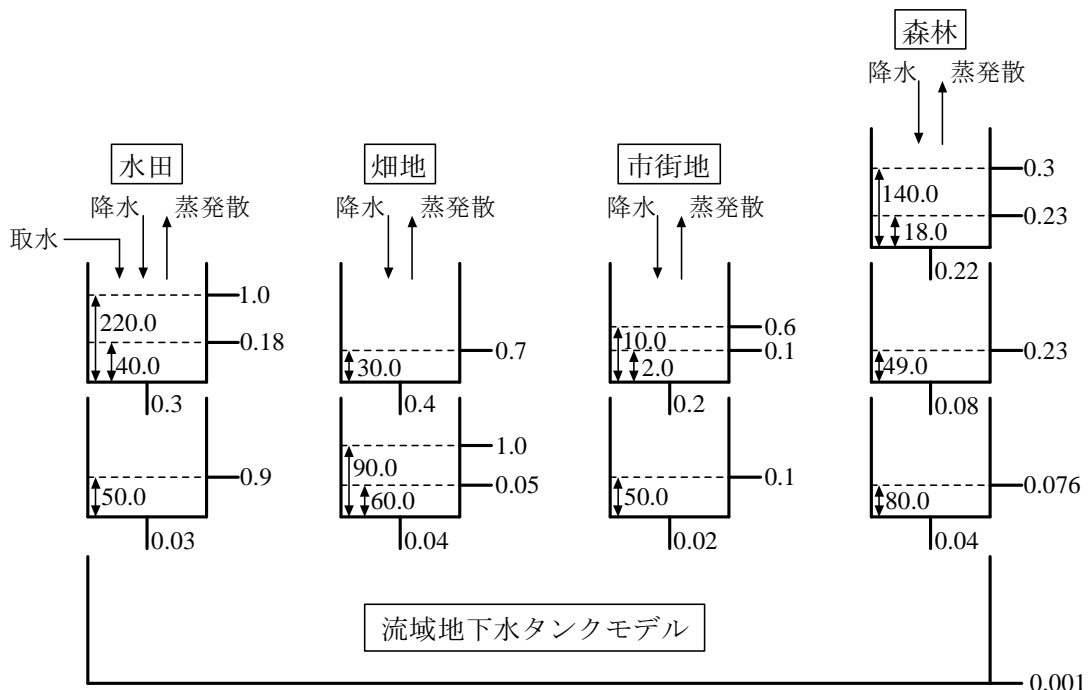


Fig. 3-6 土地利用別タンクモデルのパラメータ
(水深の単位は mm, 係数の単位は d^{-1})

孔係数 (d^{-1}), p は浸透孔係数 (d^{-1}), z は流出孔高 (mm), h は貯留高 (mm) である. 流出高 S^{Tank} と浸透高 P にメッシュ中の各土地利用面積を乗じることで, 各土地利用別タンクモデルからの流出量と浸透量を計算した.

流域地下水タンクモデルにおける流出高 S^{Ground} は (3-3) 式で求めた.

$$S^{\text{Ground}} = a^{\text{Ground}} \times h^{\text{Ground}} \quad (3-3)$$

ここで, S^{Ground} は流域地下水タンクモデルからの流出高 ($\text{mm} \cdot d^{-1}$), a^{Ground} は流域地下水タンクモデルの流出孔係数 ($= 1.0 \times 10^{-3} d^{-1}$), h^{Ground} は流域地下水タンクモデルの貯留高 (mm) である. なお, 降雨量データが日単位でしか入手できなかったため, 土地利用別タンクモデルおよび流域地下水タンクモデルは日単位で計算した.

3.3 Dau Tieng 流域データベースの構築

本節では, 分布型降雨流出モデルの開発に必要な Dau Tieng 流域における各種データベースの構築方法について説明する. なお, 本研究に用いたデータは Thuy Loi University, Vietnam の協力のもと入手した. 各種データベースの構築には, 地理情報システム (Geographic Information System, 以下 GIS) ArcGIS 10.3.1 (Esri 社) を使用した.

3.3.1 流域境界

90 m メッシュの DEM (提供: Ministry of Natural Resources and Environment, Vietnam) に基づき, 対象流域内を境界番号 1, 流域外を境界番号 0 で表現した 90 m メッシュ流域境界データを入手した. 90 m メッシュデータを用いた場合, 対象流域は 787×681 , 合計 535947 メッシュで表現される. 90 m メッシュデータを 4500 m メッシュデータに粗視化を行い, 最終的に対象流域の総メッシュ数は 15×13 , 合計 195 (陸域 112, 貯水池 17, 流域外 66) となった. 流域境界データの粗視化で

0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	0
0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	0
0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1
0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0
0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0
0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0
0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0
0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0
0	0	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0

1 : 流域内 0 : 流域外

Fig. 3-7 流域境界データ（4500 mメッシュ）

は、4500 mメッシュ中で境界番号1（流域内）と境界番号0（流域外）の占有率が大きい番号を粗視化後の境界番号とした。流域境界データの抽出結果を **Fig. 3-7** に示す。

3.3.2 標高

標高データも流域境界データと同様に粗視化を行い、90 mメッシュ DEM（提供：Ministry of Natural Resources and Environment, Vietnam）を50×50メッシュごとに平均した値を4500 mメッシュデータの標高値とした。なお、貯水池メッシュの標高値は、全ての陸域メッシュ中の最低標高値から1.0 m差し引いた値を一律で設定した。粗視化後の標高値を **Fig. 3-8** に示す。

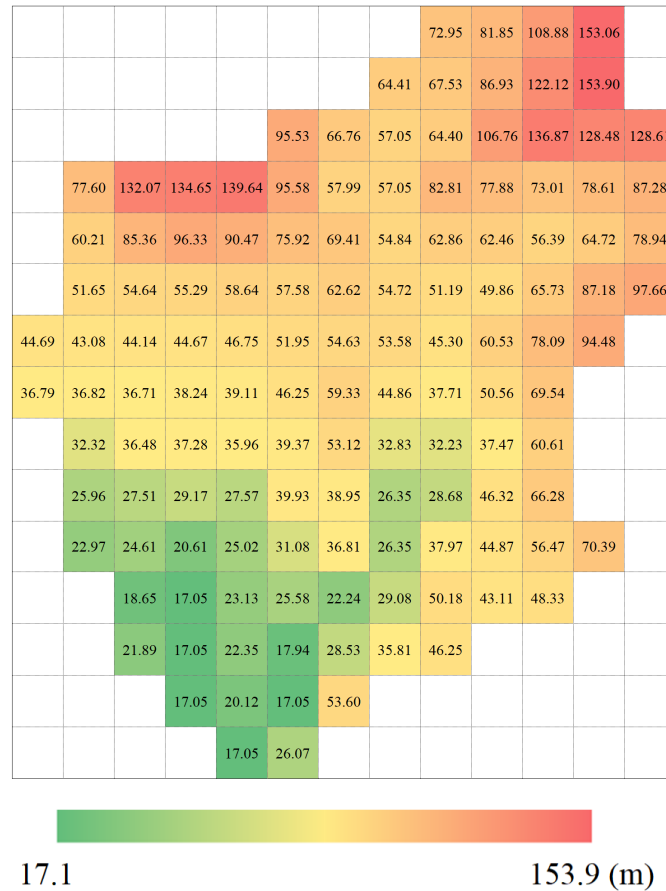


Fig. 3-8 標高データ（4500 m メッシュ）

3.3.3 土地利用

土地利用データは、各土地利用に対応した番号を割り当てた 90 m メッシュデータを入手した（提供：Southern Institute for Water Resources Planning, Vietnam）。土地利用項目は **Table 3-1**、**Fig. 3-1** のように、類似の降雨流出特性を有する土地利用項目をまとめて表現した。土地利用データは、4500 m メッシュ中に含まれる各土地利用面積を算出した。

3.3.4 降雨量

Figure 2-2 に示した 5 箇所 の降雨量観測所で観測された 1999 年～2009 年の日降雨量データを入手した（提供：Dau

Table 3-1 (再) 土地利用項目の分類

オリジナルデータ (90 m メッシュ) に おける土地利用項目	分類後の 土地利用項目
Water, River	水域
Forest, Woods, Coffee, Rubber, Cashew, Orchard, Evergreen Needleleaf Forest, Evergreen Broadleaf Forest, Deciduous Needleleaf Forest, Deciduous Broadleaf Forest, Mixed Forest, Woodland, Woodland Grassland, Closed Shrubland, Open Shrubland	森林
Cropland, Barren, Upland tree, Mixed crop and upland tree, Grassland, Fallow	畑地
Urban, Residential land, Urban and Built-up	市街地
Mixed Paddy and Row, Paddy, Aquaculture, Mixed Paddy and aquaculture, Row	水田

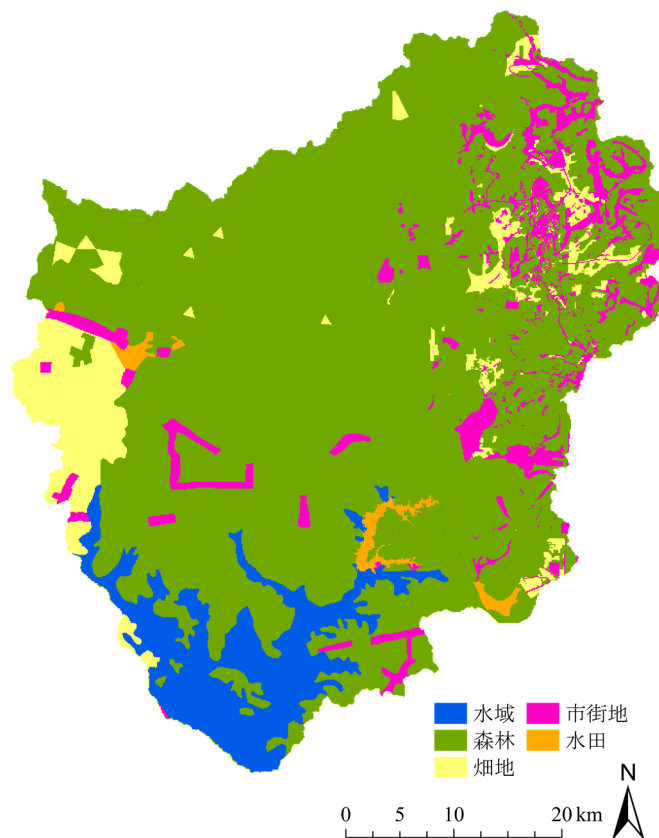


Fig. 3-1 (再) 土地利用データ (90 m メッシュ)

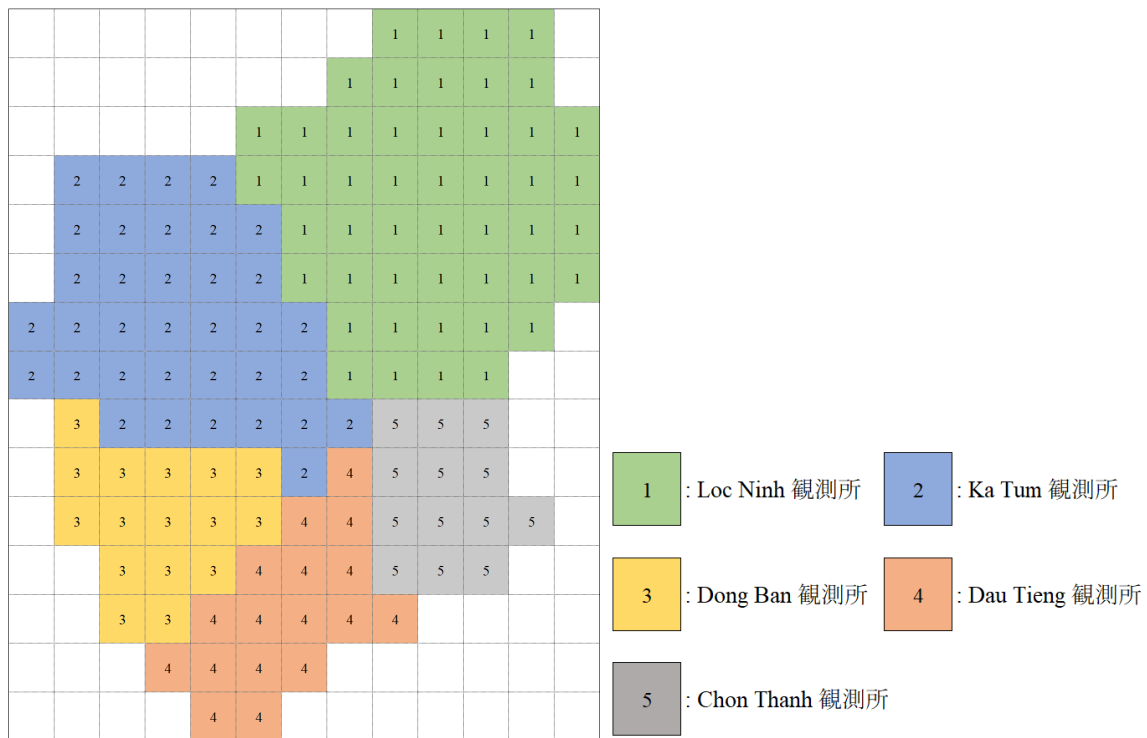


Fig. 3-9 降雨量観測所データ（4500 mメッシュ）

Tieng Irrigation Exploitation and Management Company, Vietnam). 各メッシュで用いる降雨量観測所は Fig. 3-9 のようにティーセン法で流域分割して決定した。

3.3.5 蒸発散量

同流域では、モデル開発に使用可能な精度をもつ蒸発計蒸発量データが入手できなかったため、(3-4)式、(3-5)式、(3-6)式の Thornthwaite 法で日最大可能蒸発散量を算出した (Thornthwaite, 1948)。同手法は、月平均気温と月平均日照時間から日最大可能蒸発散量を算出できるため、今回のように詳細な気象データの入手が困難な流域においても、蒸発散量を推定できる。

$$E^{\max} = 16 \left(\frac{10T_y}{C} \right)^a \left(\frac{U}{12} \right) \left(\frac{1}{30} \right) \quad (3-4)$$

$$C = \sum_{y=1}^{12} \left(\frac{T_y}{5} \right)^{1.514} \quad (3-5)$$

$$a = (0.675C^3 - 77.1C^2 + 17920C + 492390) \times 10^{-6} \quad (3-6)$$

ここで、 y は月、 E^{\max} は日最大可能蒸発散量 ($\text{mm} \cdot \text{d}^{-1}$)、 T_y は月平均気温 ($^{\circ}\text{C}$) である。なお、Dau Tieng 流域における気温データが入手できなかつたため、月平均気温は、Ho Chi Minh 市における日平均気温データ（提供：National Climatic Data Center Climate Services Branch）を月平均した値を使用した。また、月平均可照時間 U は (3-7) 式、(3-8) 式、(3-9) 式で求めた（三浦・奥野，1993）。

$$U = 24 \left(\frac{\omega}{\pi} \right) \quad (3-7)$$

$$\omega = \cos^{-1}(-\tan \phi \tan \delta) \quad (3-8)$$

$$\delta = 0.4093 \cos \{0.01689(D-173)\} \quad (3-9)$$

ここで、 U は可照時間 (h)、 ω は日没時の時角 (rad)、 D は 1 月 1 日から対象日までの通日 (d)、 ϕ は対象地点の緯度 (rad)、 δ は太陽赤緯 (rad) である。近藤 (1994) は低緯度で湿潤な地域であるほど、Thornthwaite 法は蒸発散量を過大評価する傾向にあることを指摘している。そこで樋口ら (2010) を参考に、算出した日最大可能蒸発散量 E^{\max} に 0.7 を乗じることで日蒸発散量 ($\text{mm} \cdot \text{d}^{-1}$) を求めた。なお、降雨があった日については、日蒸発散量を 0 mm とした。求めた日蒸発散量は、土地利用別タンクモデルならびに後述の河道モデルの入力に用いた。

3.3.6 流域流出量

流出モデルの再現精度評価に用いるため、Dau Tieng 流域における日単位の流域流出量データを入手した（提供：Dau Tieng Irrigation Exploitation and Management Company,

Vietnam). 同データは Dau Tieng 貯水池の 3 箇所の流入口における貯水池流入量データ, および貯水池への降雨量データより, 水文モデルを用いて算出された値である. この値を Dau Tieng 流域の実測流出量として用いた.

3.3.7 流入・流出行列

まず, **Fig. 3-10** のように 4500 m メッシュの左上 (北西端) メッシュから右下 (南東端) メッシュに向かって, 各メッシュに通し番号 k ($= 1 \sim 195$) を割り当てた. 本モデルの構築においては, どのメッシュ方向に水が流入・流出するかの情報が不可欠である. そこで, これらの情報を効率的に表現し, プログラミングを容易にするため, 流入・流出行列を作成した. 作成手順を **Fig. 3-11** に示す. 通し番号に合わせて, 195

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52
53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65
66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78
79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91
92	93	94	95	96	97	98	99	100	101	102	103	104
105	106	107	108	109	110	111	112	113	114	115	116	117
118	119	120	121	122	123	124	125	126	127	128	129	130
131	132	133	134	135	136	137	138	139	140	141	142	143
144	145	146	147	148	149	150	151	152	153	154	155	156
157	158	159	160	161	162	163	164	165	166	167	168	169
170	171	172	173	174	175	176	177	178	179	180	181	182
183	184	185	186	187	188	189	190	191	192	193	194	195

: 流域内
 : 流域外

Fig. 3-10 メッシュの通し番号

195行195列の正方行列を作成（一律0を入力）

		j							
		1	2	3	4	195	
i	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	0	0	0	0	0	0	0	0
	4	0	0	0	0	0	0	0	0
	...	0	0	0	0	0	0	0	0
	...	0	0	0	0	0	0	0	0
	...	0	0	0	0	0	0	0	0
	195	0	0	0	0	0	0	0	0

i から j に上下左右方向に流出した場合

(例) $i=2, j=3$

1	2	3
4	5	6
7	8	9

i から j に対角線方向に流出した場合

(例) $i=5, j=3$

1	2	3
4	5	6
7	8	9

$(2, 3) = -1, (3, 2) = +1$ を入力

$(5, 3) = -2, (3, 5) = +2$ を入力

		j							
		1	2	3	4	5	6	7	8
i	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0	0	-1	0	0	0	0	0
	3	0	+1	0	0	+2	0	0	0
	4	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	0	0	-2	0	0	0	0	0
	6	0	0	0	0	0	0	0	0
	7	0	0	0	0	0	0	0	0
	8	0	0	0	0	0	0	0	0

		j							
		1	2	3	4	5	6	7	8
i	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0	0	-1	0	0	0	0	0
	3	0	+1	0	0	+2	0	0	0
	4	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	0	0	-2	0	0	0	0	0
	6	0	0	0	0	0	0	0	0
	7	0	0	0	0	0	0	0	0
	8	0	0	0	0	0	0	0	0

Fig. 3-11 流入・流出行列の作成手順

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-2	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-2	0	2	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
21	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
27	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
28	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
29	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Fig. 3-12 流入・流出行列（一部）

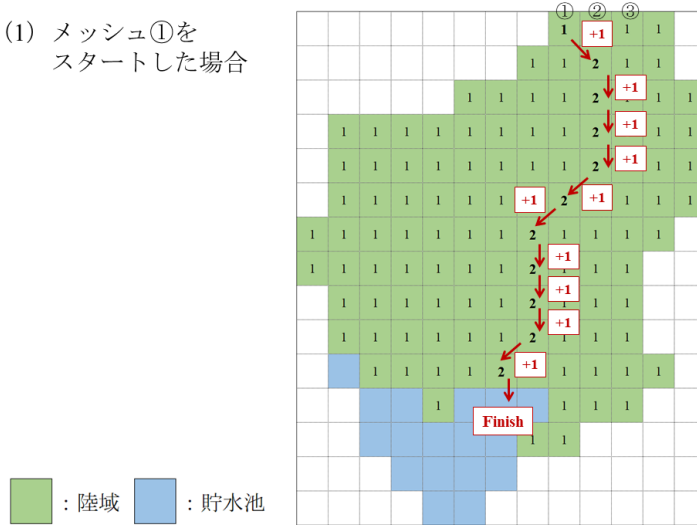
行 195 列の正方行列を作成し，初期値は一律 0 とした．続いて，各メッシュの標高値より，雨水がメッシュ i から j に上下左右方向に流出した場合には (i, j) に -1 を，対角線方向に流出した場合には (i, j) に -2 を入力した．一方でメッシュ j は，メッシュ i から水が流入したことになるため，上下左右方向から流入した場合には (j, i) に +1 を，対角線方向から流入した場合には (j, i) に +2 を入力した．流域内の全メッシュでこの作業を行い，流入・流出行列を作成した．作成した行列の一部を Fig. 3-12 に示す．

3.3.8 集水図

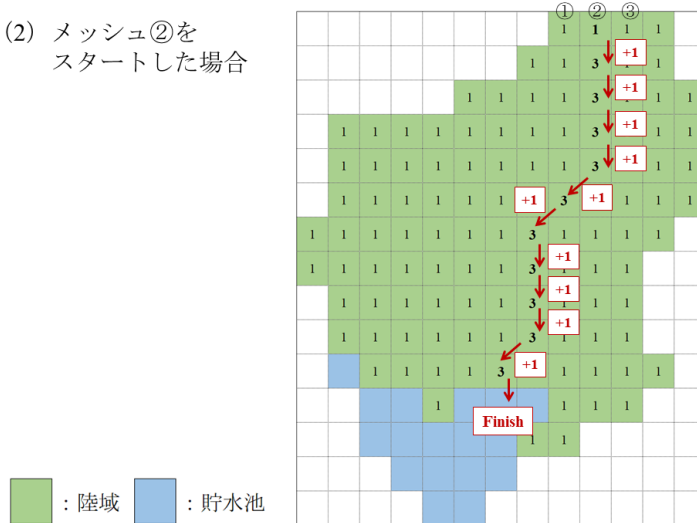
構築した流域データベースの確認と河川幅の計算に用いるため、流水経路を表現する集水図を作成した (Takada *et al.*, 2017). 作成手順を **Fig. 3-13** に示す. ある一つのメッシュに着目した際、雨水は隣接メッシュ 8 方向のうち最低標高のメッシュ方向に流下する. 雨水が流下したメッシュに 1 を加え、これを貯水池メッシュに達するまで追跡する. この作業を、全メッシュをスタート地点として実施することで、対象流域の集水図が作成できる.

作成した集水図を **Fig. 3-14** に示す. 同図の各メッシュ内の数値は集水メッシュ数を表し、メッシュ面積 (= $4500 \text{ m} \times 4500 \text{ m} = 2.025 \times 10^7 \text{ m}^2$) を乗じることで、当該メッシュの集水面積が算出できる. 集水図は、流域の地形特性を数量的に表現したもので、各メッシュ内の数値は、概念的に角屋 (1979) の河道網の次数化に相当し、高次数のメッシュは河道網に近い形の水系図が得られる (朴ら, 2003). **Figure 3-14** を衛星画像と比較した結果、集水図の高次数のメッシュ (ここでは 2 桁以上の数値が含まれるメッシュ) は衛星画像上の河川と概ね一致することが確認された.

(1) メッシュ①を
スタートした場合



(2) メッシュ②を
スタートした場合



(3) メッシュ③を
スタートした場合

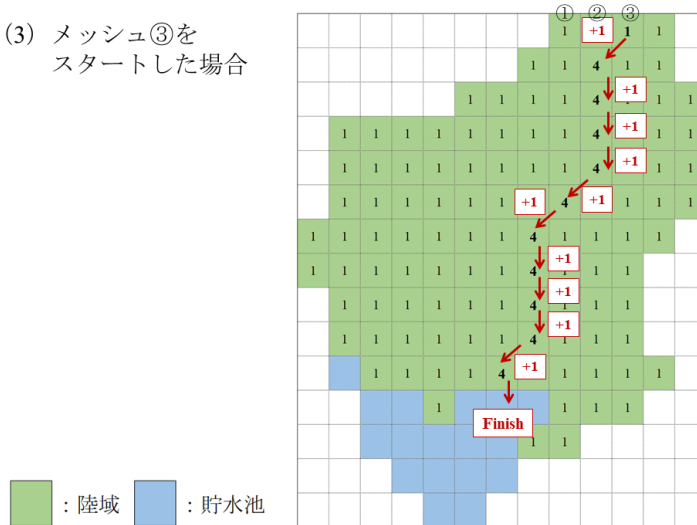


Fig. 3-13 集水図の作成手順

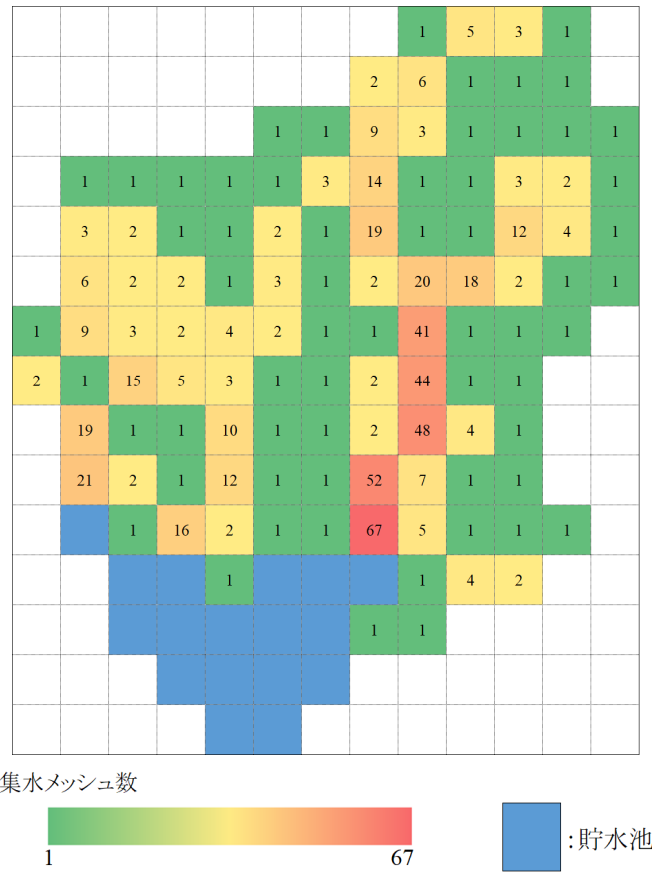


Fig. 3-14 集水図（集水メッシュ数にメッシュ面積を乗じることによって当該メッシュの集水面積が算出可能）

3.3.9 河川幅

各メッシュの河川幅は（3-10）式で算出した（佐山・寶，2003）。

$$B_k = B_0 \left(\frac{A_k}{A_0} \right)^l \quad (3-10)$$

ここで、 k は陸域メッシュ番号、 B_k はメッシュ k の河川幅(m)、 B_0 は基準河川幅(= 900.0 m)、 A_k はメッシュ k の集水面積(m²)、 A_0 は基準集水面積(= 1.357 × 10⁹ m²)、 l は一定値(= 0.3)である。なお、 B_0 は貯水池付近の河川幅を衛星画像より読み取

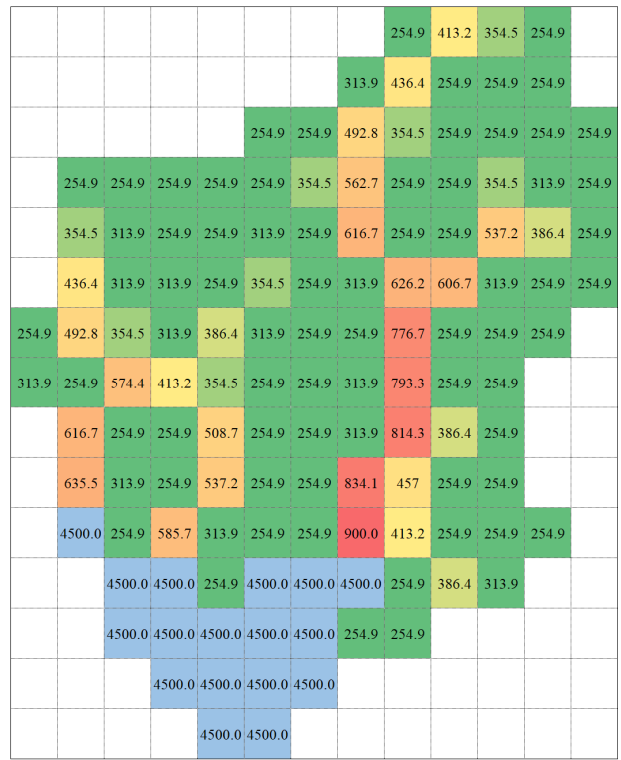


Fig. 3-15 河川幅データ

り設定した．また， A_k および A_0 は Fig. 3-14 の集水図を用いて算出した．なお，貯水池メッシュの河川幅は一律で 4500 m と設定した．作成した河川幅データを Fig. 3-15 に示す．

3.4 基礎方程式

各メッシュに降下した雨水は，直接あるいは土地利用別タンクモデルや流域地下水タンクモデルを介して各メッシュの河川に流入し，標高の高いメッシュ i から低いメッシュ j に向けて河川を流下する．各メッシュの河川流量は (3-11) 式と (3-12) 式の Kinematic Wave モデルで求めた．

$$Q_{i,j} = \frac{1}{N} B_{i,j} h_i R_i^{2/3} I_{i,j}^{1/2} \tag{3-11}$$

$$\frac{dh_k}{dt} = \frac{1}{A_k} (Q_k^{\text{In}} + Q_k^{\text{Tank}} + Q_k^{\text{Ground}} - Q_k^{\text{Out}} - Q_k^{\text{Intake}}) + P_k - E_k \quad (3-12)$$

ここで、 i, j はメッシュ番号、 $Q_{i,j}$ は i から j への流出量 ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)、 N は粗度係数 ($\text{s} \cdot \text{m}^{-1/3}$)、 $B_{i,j}$ は i と j の平均河川幅 (m)、 h_i は i の水深 (m)、 R_i は i の径深 (m)、 $I_{i,j}$ は i と j の地形勾配、 k は陸域メッシュ番号、 h_k は k の水深 (m)、 t は時間 (s)、 A_k は河川面積 (m^2)、 Q_k^{In} は河川流入量 ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)、 Q_k^{Tank} は土地利用別タンクモデルから河川への流入量 ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)、 Q_k^{Ground} は流域地下水タンクモデルから河川への流入量 ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)、 Q_k^{Out} は河川流出量 ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)、 Q_k^{Intake} は河川から水田タンクモデル 1 段目への取水量 ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)、 P_k は降雨量 ($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)、 E_k は蒸発散量 ($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$) である。

粗度係数 N は、対象流域で開発やインフラ整備が十分に実施されていないことを踏まえ、Chow (1973) より「自然水路・深ぼれ・立木多し・雑草繁茂」の $0.15 \text{ s} \cdot \text{m}^{-1/3}$ を設定した。水深 h_i と径深 R_i は、計算の安定性確保のためメッシュ i と j の平均ではなく、メッシュ i の値を用いた。なお、径深は広長方形断面水路を想定し、 $R_i = h_i$ として計算した。また、雨水がメッシュ i から j に対角線方向に流出する際には、河川流路長を $4500 \text{ m} \times \sqrt{2}$ として地形勾配 $I_{i,j}$ を計算した。

(3-12) 式の数値解法には Runge-Kutta-Gill 法を採用し、計算時間ステップ t は 90 秒とした。そのため、降雨量 P_k と蒸発散量 E_k は、入手した日単位のデータを 90 秒単位に等分した値を (3-12) 式の計算に用いた。また、土地利用別タンクモデルから河川への流入量 Q_k^{Tank} および流域地下水タンクモデルから河川への流入量 Q_k^{Ground} は日単位で計算された値を 90 秒単位に等分して河川に流入させた。さらに、河川から水田タンクモデル 1 段目への取水量 Q_k^{Intake} は、日単位で計算された取水量を 90 秒単位に等分して河川流量から差し引いた。

最終的に、入手した日単位の流域流出量の実測値と計算値を比較するため、(3-11) 式と (3-12) 式で計算された各日 0

時 0 分 0 秒における流出量 $Q_{i,j}$ ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$) に 86400 (= 3600 秒 × 24 時間) を乗じて日流出量 ($\text{m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$) を求めた。そして、陸域メッシュから貯水池メッシュへの流出量に貯水池メッシュへの降雨量を加え、貯水池メッシュからの蒸発散量を差し引いたものを流域流出量の実測値と比較した。

3.5 再現精度評価

構築モデルの再現精度評価には、Nash-Sutcliffe 係数（以下 NS 係数；Nash and Sutcliffe, 1970）を用いた。NS 係数は(3-13)式と(3-14)式で計算される。

$$\text{NS} = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N (Q_i^{\text{Obs}} - Q_i^{\text{Cal}})^2}{\sum_{i=1}^N (Q_i^{\text{Obs}} - Q^{\text{Ave}})^2} \quad (3-13)$$

$$Q^{\text{Ave}} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Q_i^{\text{Obs}} \quad (3-14)$$

ここで、 Q_i^{Obs} は観測流量値、 Q_i^{Cal} は計算流量値、 N はデータ数、 i はデータ番号、 Q^{Ave} は観測流量値の平均である。NS 係数は流量のばらつきの大さを考慮した指標で、値がマイナスの場合は再現性がなく、値が 0.0 ~ 1.0 の場合は再現性があり、1.0 に近いほど再現性が高いとされる。Moriassi *et al.* (2007) は月単位の降雨流出解析において、 $0.75 < \text{NS 係数} \leq 1.0$ を“Very good”， $0.65 < \text{NS 係数} \leq 0.75$ を“Good”， $0.5 < \text{NS 係数} \leq 0.65$ を“Satisfactory”， $\text{NS 係数} \leq 0.5$ を“Unsatisfactory”として定義している。一般的に、月単位よりも日単位での降雨流出解析の方が再現が難しくなることを踏まえて、本研究は Moriassi *et al.* (2007) の基準をもとにモデルによる再現精度を評価した。

3.6 Dau Tieng 流域への適用結果と考察

実測データが入手できた 1999 年から 2009 年の年別、および 11 年間連続で計算を行い、流域流出量の実測値と計算値を比較した。Table 3-2 に各計算年における NS 係数を示す。ま

Table 3-2 再現精度の評価結果

年	Nash-Sutcliffe 係数
1999	0.50
2000	0.66
2001	0.41
2002	0.56
2003	0.71
2004	0.57
2005	0.54
2006	0.46
2007	0.71
2008	0.48
2009	0.54
1999 - 2009	0.56

た、**Figs. 3-16 ~ 3-26** に各計算年における流域流出量の計算結果と流域平均降雨量を示す。2000年、2003年、2007年はNS係数が良値を示し、2002年、2004年、2005年、2009年では満足のいく値が得られた。しかし、2001年にNS係数が0.41を示したように、各年の再現精度に差が確認された。

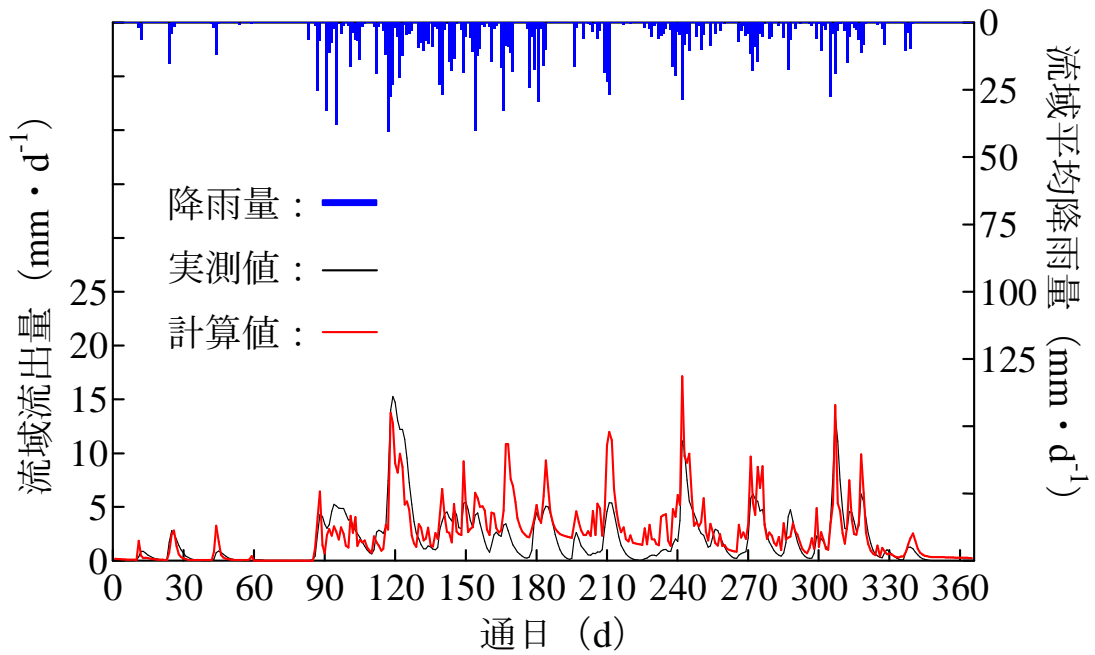


Fig. 3-16 実測値と計算値の比較結果 (1999年, NS = 0.50)

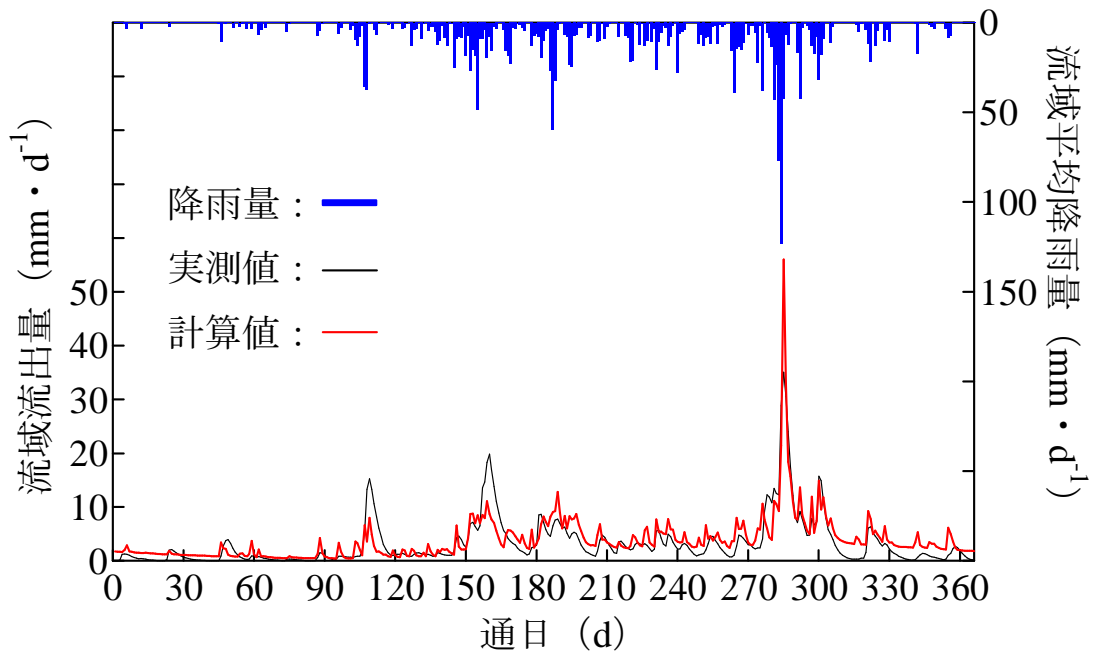


Fig. 3-17 実測値と計算値の比較結果 (2000年, NS = 0.66)

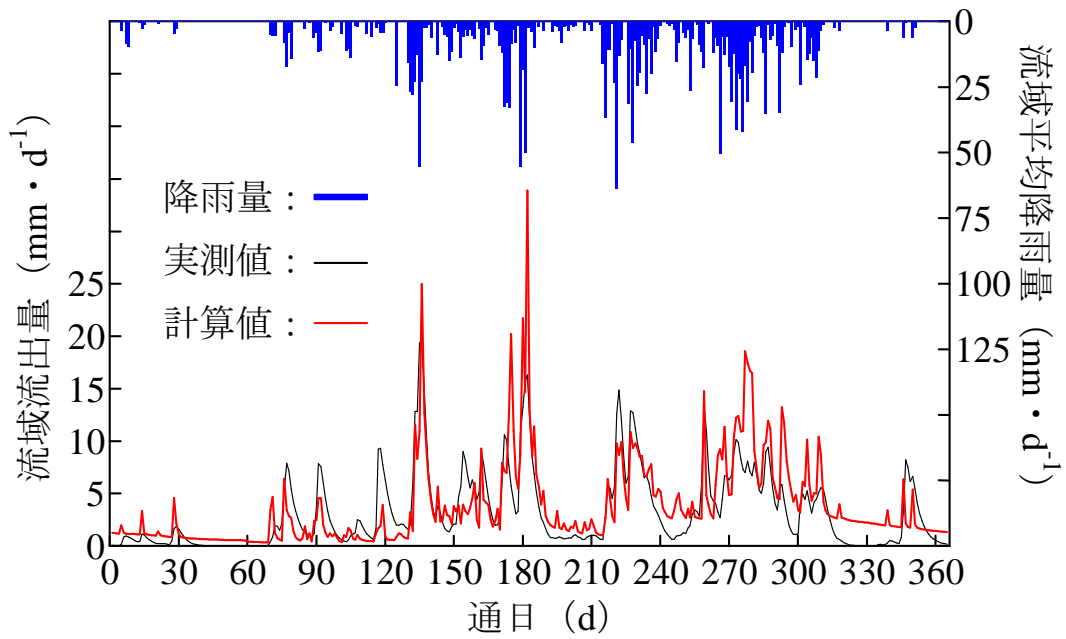


Fig. 3-18 実測値と計算値の比較結果 (2001年, NS = 0.41)

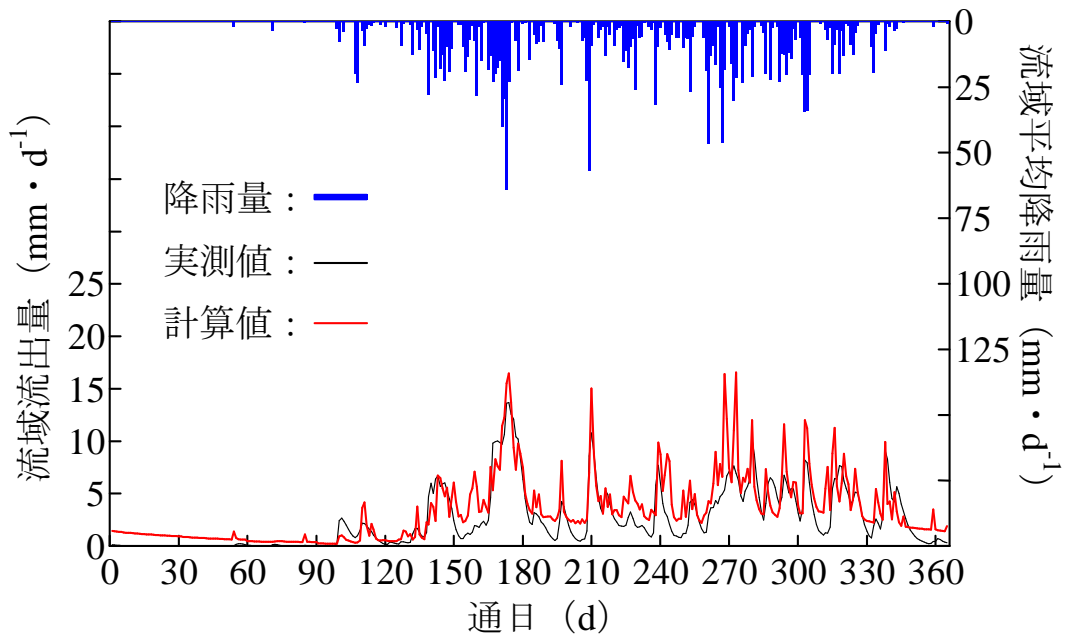


Fig. 3-19 実測値と計算値の比較結果 (2002年, NS = 0.56)

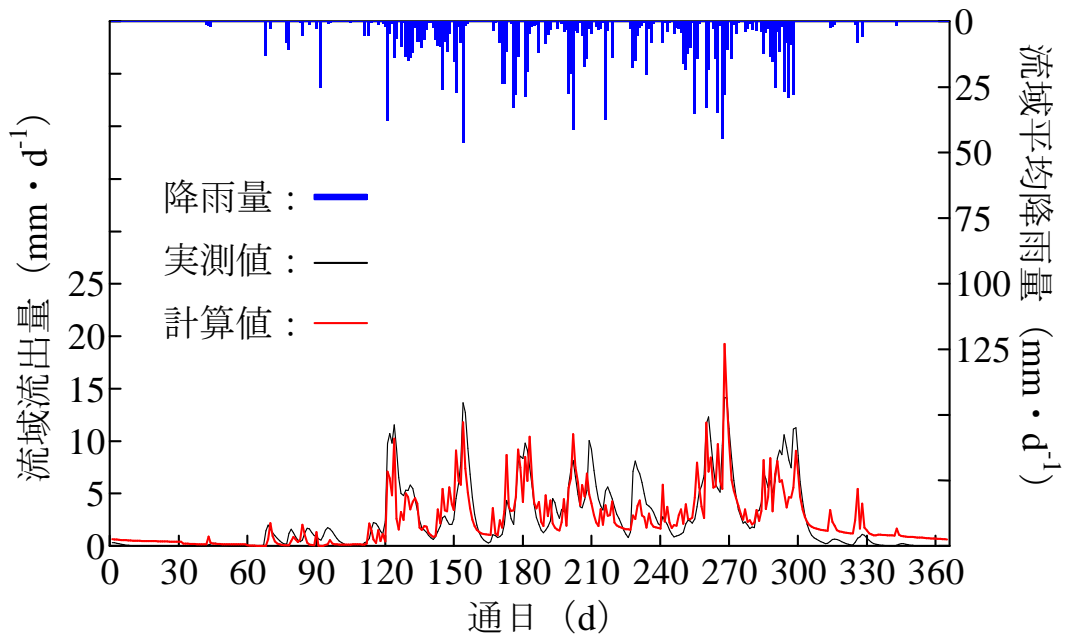


Fig. 3-20 実測値と計算値の比較結果 (2003年, NS = 0.71)

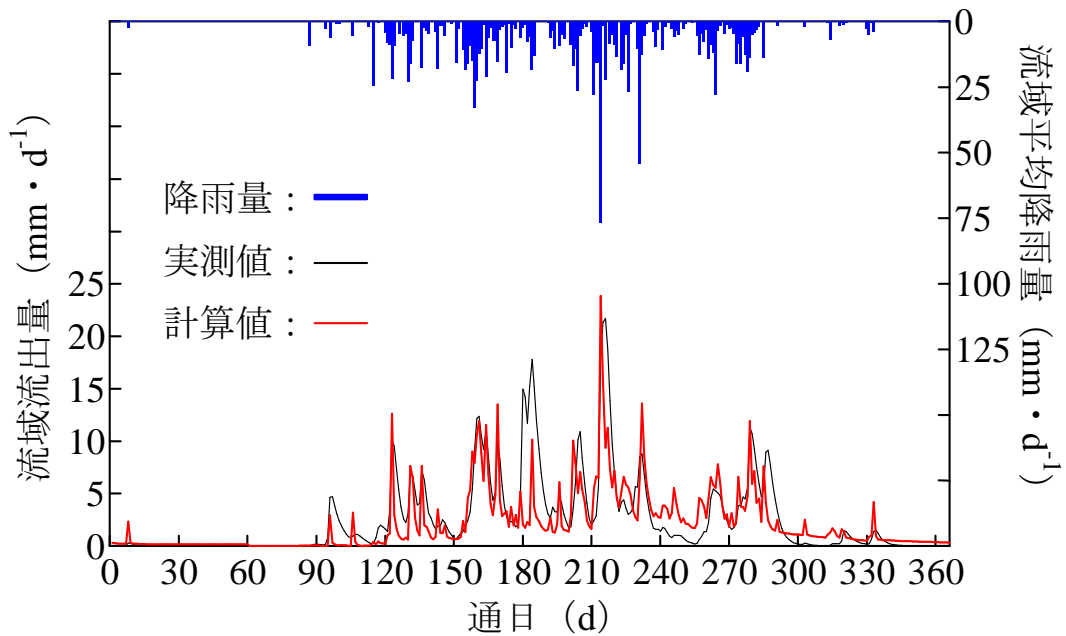


Fig. 3-21 実測値と計算値の比較結果 (2004年, NS = 0.57)

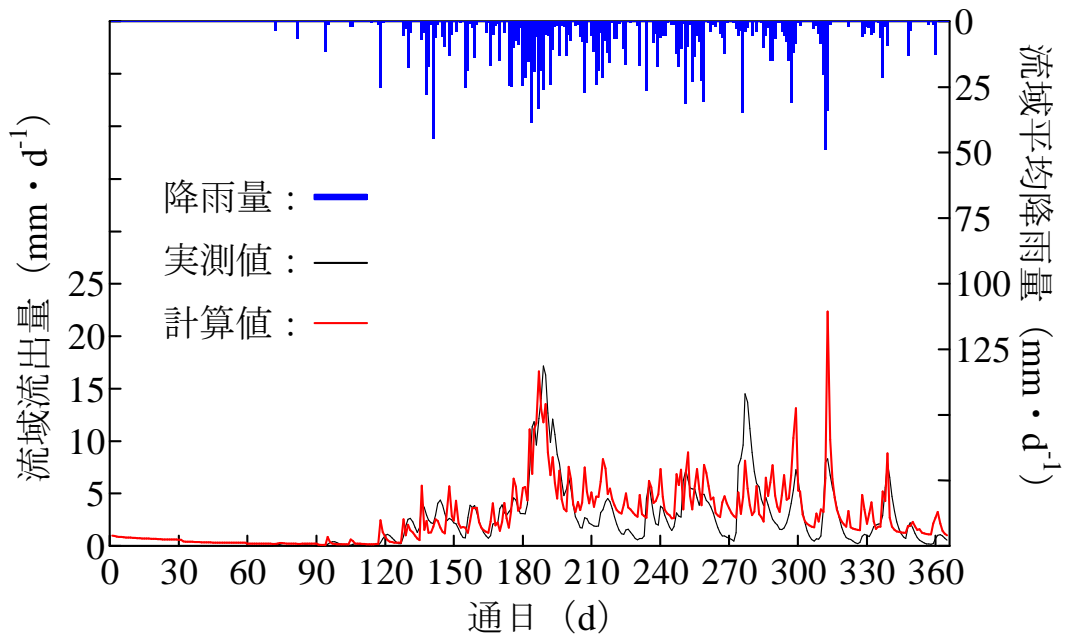


Fig. 3-22 実測値と計算値の比較結果 (2005年, NS = 0.54)

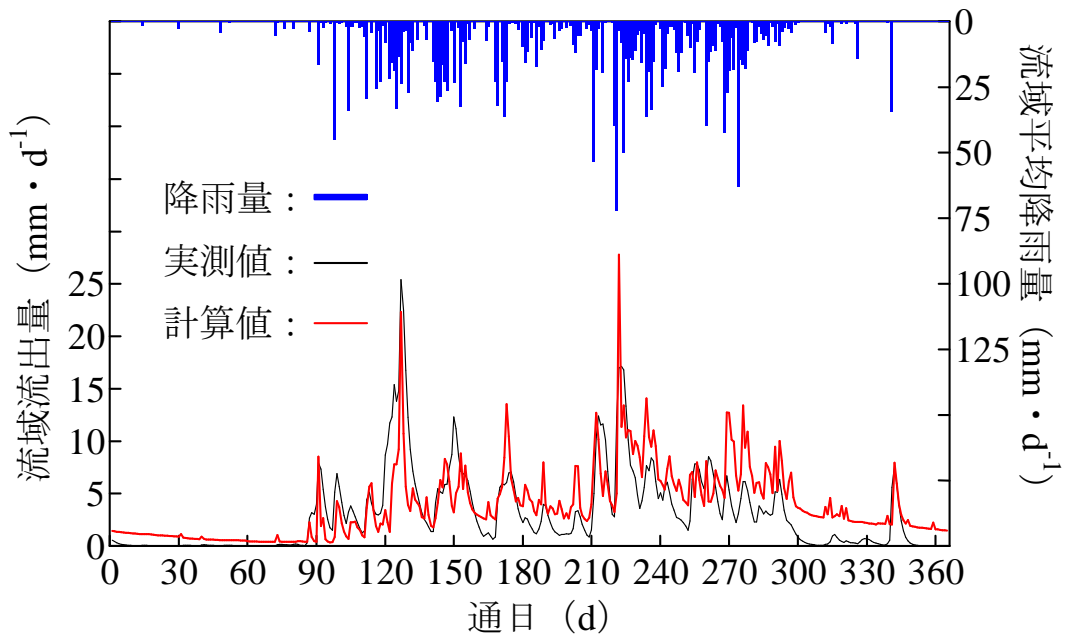


Fig. 3-23 実測値と計算値の比較結果 (2006年, NS = 0.46)

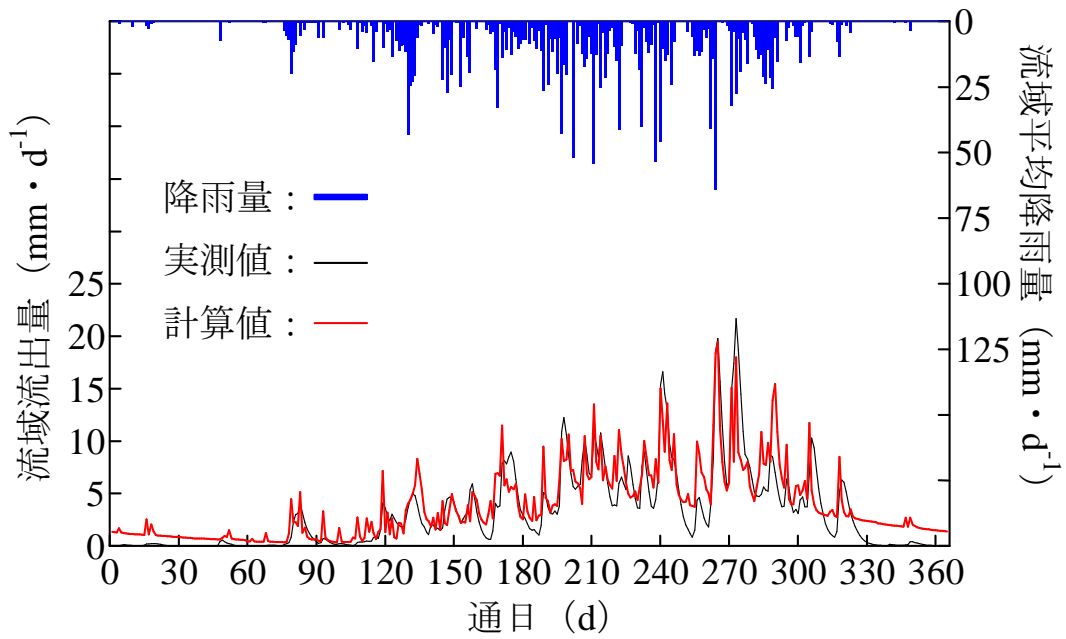


Fig. 3-24 実測値と計算値の比較結果 (2007年, NS = 0.71)

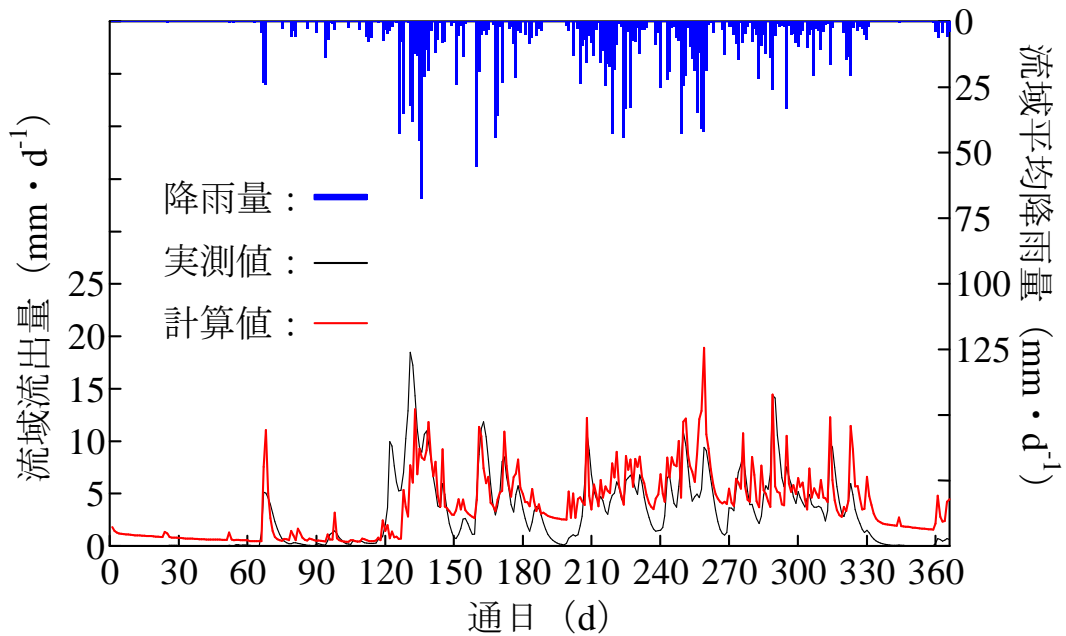


Fig. 3-25 実測値と計算値の比較結果 (2008年, NS = 0.48)

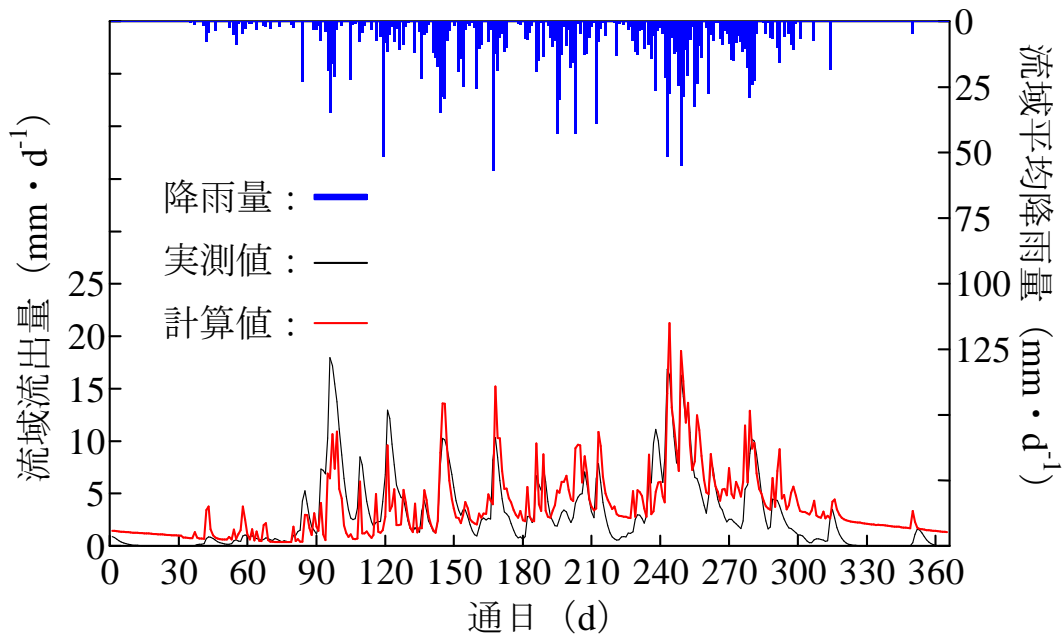


Fig. 3-26 実測値と計算値の比較結果 (2009年, NS = 0.54)

Table 3-3 に示すように、各年における流域流出量の実測値を $1 \text{ mm} \cdot \text{d}^{-1}$ 未満の低水部と $1 \text{ mm} \cdot \text{d}^{-1}$ 以上の高水部に分けて NS 係数を計算したところ、他の年と比べて高水部の NS 係数が特に高い値を示した 2000 年、2003 年、2007 年では良い再現性が得られた。一方、何れの年も低水部の NS 係数がマイナスとなり、低水部の再現性が課題であることが確認された。

Figures 3-16 ~ 3-26 のように、各年において流域平均降雨量と流域流出量の実測値のハイドログラフを比較したところ、波形が必ずしも相似的ではなかった。つまり、Fig. 2-2 に示すように、約 2700 km^2 の流域に対して降雨量観測所が少ないことから、Fig. 2-3 のような流域内で大きく異なる降雨分布を的確に捉えられなかったことが再現精度低下の原因であると考えられる。また、モデルパラメータ決定の際に参考にした中桐ら (1998) は日本国内の流域を対象としているため、本対象流域とは流出特性が異なることも、再現精度低下の原因であることが考えられる。しかし、通常これらのパラメー

Table 3-3 高水部・低水部の NS 係数

年	高水部	低水部
1999	0.28	-12.71
2000	0.62	-25.59
2001	0.12	-15.38
2002	0.25	-9.53
2003	0.51	-6.41
2004	0.29	-6.30
2005	0.30	-9.98
2006	0.21	-39.63
2007	0.56	-27.95
2008	0.09	-29.86
2009	0.39	-22.27
1999 - 2009	0.37	-17.95

タを決定するために必要となる土地利用別の降雨流出量の実測データの入手は困難である。パラメータを最適化手法で一括して決定することも方策として挙げられるが、パラメータ数が多くて計算が収束しにくい可能性があることから難しいと考える。その一方でタンクモデルは、適用性の高いモデルとして知られており、多くの研究事例があるため、既往の研究を参考にパラメータが推定し易く、東南アジア流域のデータ寡少性を補完する要素モデルとして有効と考える。そのため本モデルは、分布型降雨流出モデルの各メッシュに土地利用別タンクモデルを設定したことで、東南アジア新興諸国のデータ寡少性および低精度が問題となる流域においても適用可能性が高い。また、各メッシュサイズを 4500 m に粗視化した結果、計算時間を大幅に短縮できたことから、多目的貯水池のルールカーブの大域的最適化のような計算時間の短縮が必須となる事例に対しても有効なモデルであると考えられる。

3.7 結論

本章では、Dau Tieng 流域を対象に、計算時間やデータ寡少性の問題を同時に克服することのできる分布型降雨流出モデルの開発を目的とした。地域開発に伴う土地利用変化や熱帯地域特有である降雨の空間的不均一性にも対応可能とするため、流域を矩形メッシュの集合体で表現する分布型降雨流出モデルを構築した。入手した 90 m メッシュの各種データを 4500 m メッシュに粗視化することで計算時間を大幅に短縮させた一方で、流域内の土地利用状況を的確に表現するため、各メッシュに主要な土地利用である森林、水田、畑地、市街地における流出特性を表現可能なタンクモデルを配置した。さらに、時間的に安定した基底流成分を表現するため、流域地下水タンクモデルを設定した。モデルに必要な各種流域データベース、水文・気象データベースは GIS を援用して作成した。実測データが入手できた 1999 年から 2009 年で日単位の流域流出量を計算した結果、2000 年、2003 年、2007 年で NS 係数から判断して良い再現性が得られた。各年の再現精度に差が確認されたものの、期間全体としても流域流出量を十分に再現できた。

本モデルは、適用性の高いモデルとして知られるタンクモデルを各土地利用からの流出計算に用いているため、既往の研究を参考にパラメータ値が推定し易く、東南アジア新興諸国のデータ寡少性および低精度が問題となる流域においても適用可能性が高い。また、計算時間の大幅な短縮により、多目的貯水池のルールカーブの大域的最適化のような計算時間の短縮が必須となる事例に対しても有効なモデルである。

第 4 章 多目的貯水池ルールカーブの最適化手法の開発

4.1 序論

本章では，**Dau Tieng** 貯水池の下流域における渇水軽減と洪水防除を同時に考慮可能なルールカーブの最適化手法の開発を行った．まず，第 3 章で開発した分布型降雨流出モデルで計算した貯水池流入量データを用いて，1 日単位ステップの放流量・貯水量のシミュレーションを行った．そのシミュレーション結果を用いて，**Fig. 2-5** に示す **Dau Tieng** 貯水池の毎月の運用を定めたルールカーブを最適化し，得られたルールカーブが利水と治水に対して与える影響を定量的に評価した．

与えられた制約条件の下で設定した目的関数を最小にする解を求める「最適化問題」を解くための手法は，局所的探索法と大域的探索法の 2 つに大別される．それぞれの手法について，田中丸（1995），土木学会応用力学委員会逆問題小委員会（2000）は次のようにまとめている．局所的探索法とは，探索点近傍の関数応答面の勾配や形状を調べながら，関数値が小さくなる方向に探索点を逐次移動させていく方法である．この方法では，探索点が応答面の窪みの底に到達すれば，それが求めるべき最小点か単なる極小点かに関係なく探索が打ち切られる．そのため，複数の極小点（局所解）が存在する問題では，必ずしも最小点が求められるとは限らない．これに対して，大域的探索法は，全探索空間の方々を調べることによって，大域的な最小点（関数値が全探索空間を通して最小な点）を探索する方法である．そのため，先述のような解が極小点に陥る問題に対処することができる．

田中丸（1995）は，局所的探索法であるシンプレックス法（Nelder and Mead, 1965）とパウエル法（Powell, 1964），および大域的探索法である GA（Holland, 1975; Goldberg, 1989），GA とシンプレックス法の組み合わせ法，GA とパウエル法の組み合わせ法，SCE-UA 法（Duan *et al.*, 1992; Sorooshian *et al.*,

1993), マルチスタート・シンプレックス法 (Duan *et al.*, 1992; Sorooshian *et al.*, 1993), マルチスタート・パウエル法の 8 種類の最適化手法による直列 4 段タンクモデルの 16 定数の同定を試み, それぞれの手法の適応性を比較検討した. その結果, 最適解の精度と探索効率の観点から SCE-UA 法の適応性が他の最適化手法よりも明らかに優れていることを示している. SCE-UA 法は, タンクモデル以外にも, NAM モデル (Madsen, 2000) や MIKE SHE モデル (Madsen, 2003), SWAT モデル (Eckhardt and Arnold, 2001) など様々な水文モデルのパラメータの最適化, および貯水池ルールカーブの最適化 (Ngo *et al.*, 2007) に用いられており, その最適解探索能力の高さが示されている.

そこで本研究では, Dau Tieng 貯水池のルールカーブの上位水位 12 点, 下位水位 12 点, 限界水位 12 点を SCE-UA 法による最適化で新たに決定することにした. Trieu *et al.* (2014) は, Dau Tieng 貯水池の環境用水需要を満たすこと, および貯水池の洪水調節容量の確保を目的関数として, GA で放流量を最適化し, 最適化した放流量・貯水量を統計的に解析することでルールカーブを作成した. 本研究ではルールカーブ自体を最適化の対象とし, より効率的にルールカーブを作成できる方法を提案した.

4.2 SCE-UA 法

SCE-UA 法は Duan *et al.*, (1992) によって提案された手法で, シンプレックス法にランダム探索, GA に類似した競争進化, 新たに開発された集団混合の概念を組み合わせた大域的探索法である (田中丸, 1995). n 個の決定変数を持つ関数を最小化する場合の SCE-UA 法のアルゴリズムを **Fig. 4-1** と以下に示す (Duan *et al.*, 1992; 田中丸, 1995).

1. 集団の個数 p , 各集団における点の個数 m を $p \geq 1$, および

- $m \geq n+1$ を満たすように選択する.
2. 探索空間 $\Omega \subset R^n$ から s 個 ($s = pm$) の点 $x_i, i=1,2,\dots,s$ をランダムに抽出し, 各点 x_i における関数値 f_i を計算する.
 3. 関数値が最小の点を 1 位として, s 個の点を小さいものから順に並べる.
 4. これらの点を p 個の集団 A^1, A^2, \dots, A^p に分割する. 各集団 $A^k, k=1,2,\dots,p$ は m 個の点 $x_{k+p(j-1)}, j=1,2,\dots,m$ を含むものとする.
 5. 各集団を後述する CCE (Competitive Complex Evolution) アルゴリズムにより進化させる.
 6. 全ての集団に含まれる点を混ぜ合わせ, 関数値が最小の点を 1 位として, s 個の点を小さいものから順に並べる.
 7. 収束を判定する. 収束判定基準が満たされれば終了し, そうでなければステップ 4 に戻る.

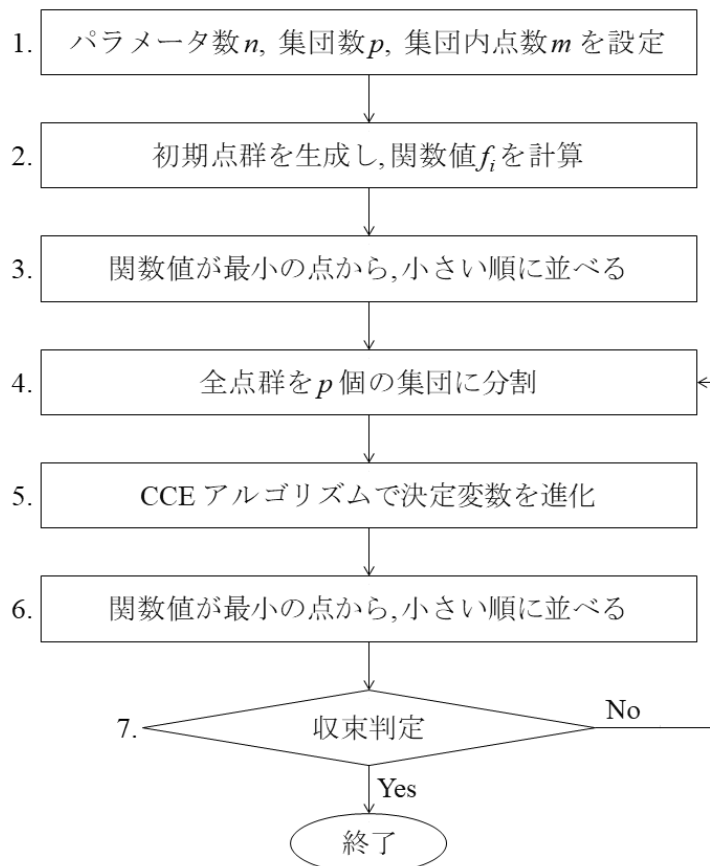


Fig. 4-1 SCE-UA 法のアルゴリズム

ステップ 5 において、各集団を進化させる、すなわち集団 A^k , $k=1,2,\dots,p$ に含まれる m 個の点を、それらの関数値が小さくなるように修正する CCE アルゴリズムを **Fig. 4-2** と以下に記す。

- ① 点数 q , 反復回数 α , β を選択する。ここで $2 \leq q \leq m$, $\alpha \geq 1$, $\beta \geq 1$ である。
- ② A^k に含まれる各点に (4-1) 式の台形分布で与えられる選択確率を割り当てる。

$$\rho_j = \frac{2(m+1-j)}{m(m+1)}, \quad j=1,2,\dots,m \quad (4-1)$$

- ③ A^k から異なる q 個の点 u_1, u_2, \dots, u_q を (4-1) 式で定めた選択確率に従ってランダムに選び、これらを配列 $B = \{u_j, v_j, j=1,2,\dots,q\}$ に記憶させる。ここで、 v_j は点 u_j の関数値である。
- ④ 配列 B に含まれる点を親として、次の手順に従って子孫を生成する。

- (a) q 個の点を関数値が最小のものを 1 位として、小さいものから順に並べる。また、(4-2) 式でその中心を求める。

$$g = \frac{1}{q-1} \sum_{j=1}^{q-1} u_j \quad (4-2)$$

- (b) 新しい点 $r = 2g - u_q$ を求める (鏡像ステップ)。
- (c) r が探索空間 Ω に含まれているならば、関数値 f_r を計算してステップ (d) に行く。そうでなければ、 A^k の全ての点を含む最小の多面体 $H \subset R^n$ を計算して、ランダムに H 内に点 z を生成する。そして関数値 f_z を計算し、 $r = z$, $f_r = f_z$ とする (突然変異ステップ)。
- (d) もし $f_r < f_q$ ならば、 u_q を r で置き換え、ステップ (f) に行く。そうでなければ、 $c = (g + u_q)/2$, および f_c を計算する。

- (e) もし $f_c < f_q$ ならば, u_q を c で置き換え, ステップ (f) に行く. そうでなければ, ランダムに H 内に点 z を生成し, 関数値 f_z を計算する. そして, u_q を z で置き換える.
- (f) ステップ (a) ~ (e) を α 回繰り返す.
- ⑤ A^k 内の B を構成する点 (親) を修正後の点 (子孫) で置き換える. 次に, A^k に含まれる m 個の点を関数値の小さいものから順に並べる.
- ⑥ ステップ ② ~ ⑤ を β 回繰り返す.

Sorooshian *et al.* (1993) は, このアルゴリズムの探索効率を改善することを目的として, ステップ 4 ~ 7 を繰り返すごとに, 集団数が予め設定した下限 p_{\min} に達するまで, p 番目の集団 A^p を除いて集団数 $p = p - 1$ とする機能を新たに付加している. 一方, Duan *et al.* (1994) は数値実験の結果に基づき, このアルゴリズムのパラメータとして $m = (2n + 1)$, $q = (n + 1)$, $\alpha = 1$, $\beta = (2n + 1)$ を推奨しており, 本研究ではこれらの値を採用した.

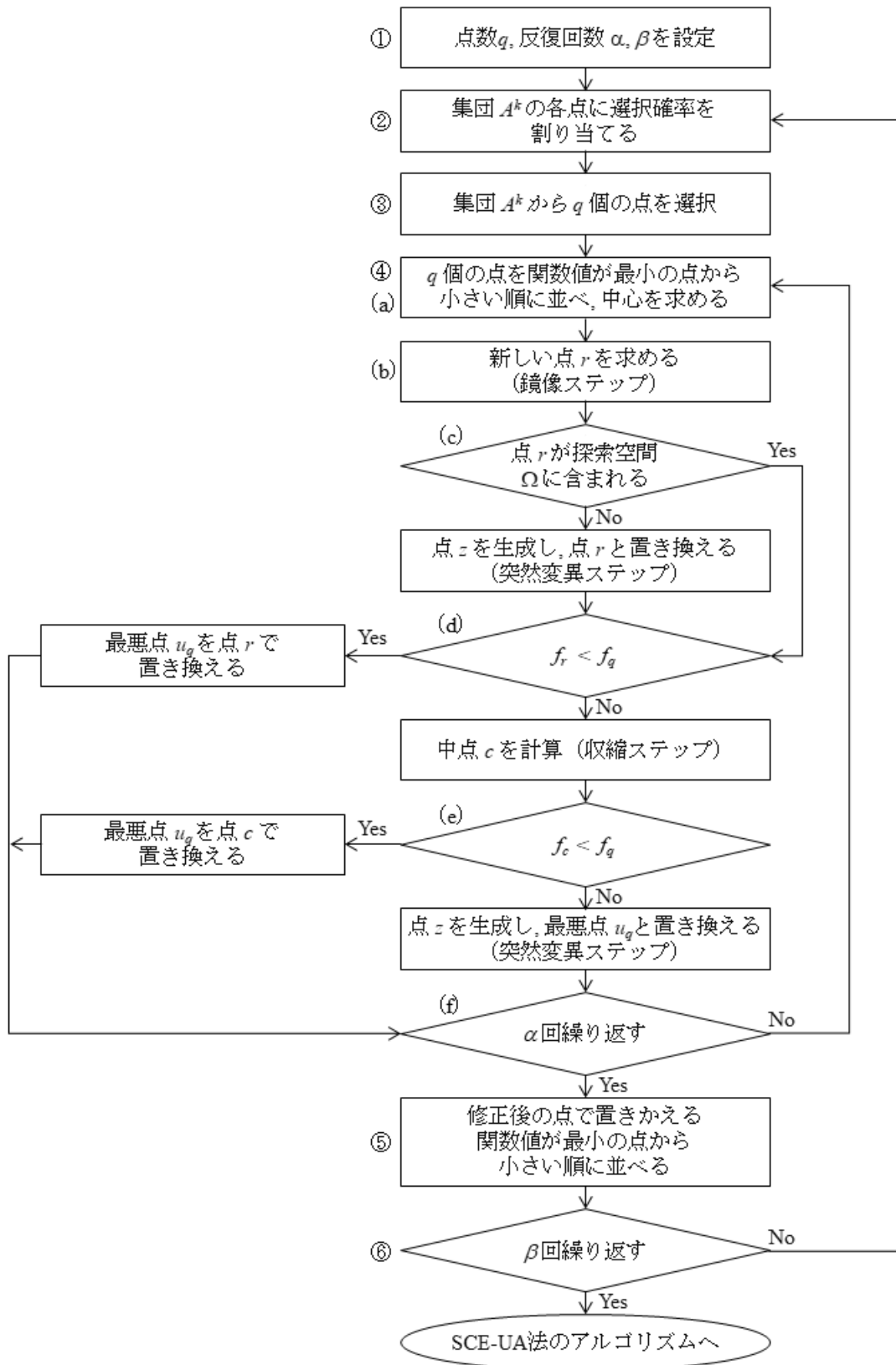


Fig. 4-2 CCE アルゴリズム

4.3 Dau Tieng 貯水池のルールカーブ最適化手法の開発

Figure 4-3 に，Dau Tieng 貯水池ルールカーブの最適化における SCE-UA 法のアルゴリズムを示す．すなわち，1 組の決定変数が表現するルールカーブと，第 3 章で開発した分布型降雨流出モデルで計算した貯水池流入量，2.3 節の Dau Tieng 貯水池の需要水量，および 2.4 節の貯水池操作規則を用いて，時間ステップ毎の (I) 放流量・貯水量のシミュレーションを行った．(I) のシミュレーション結果を用いて，Dau Tieng 貯水池の下流域における渇水軽減と洪水防除を目指した (II) 目的関数を計算した．以上の手順 (I) と (II) を，(III) SCE-UA 法による決定変数の進化の回数が予め設定した回数 (= 100 回) になるまで繰り返すことで，最適化計算を行った．なお，(I) 放流量・貯水量シミュレーションの計算時間ステップは日単位とした．

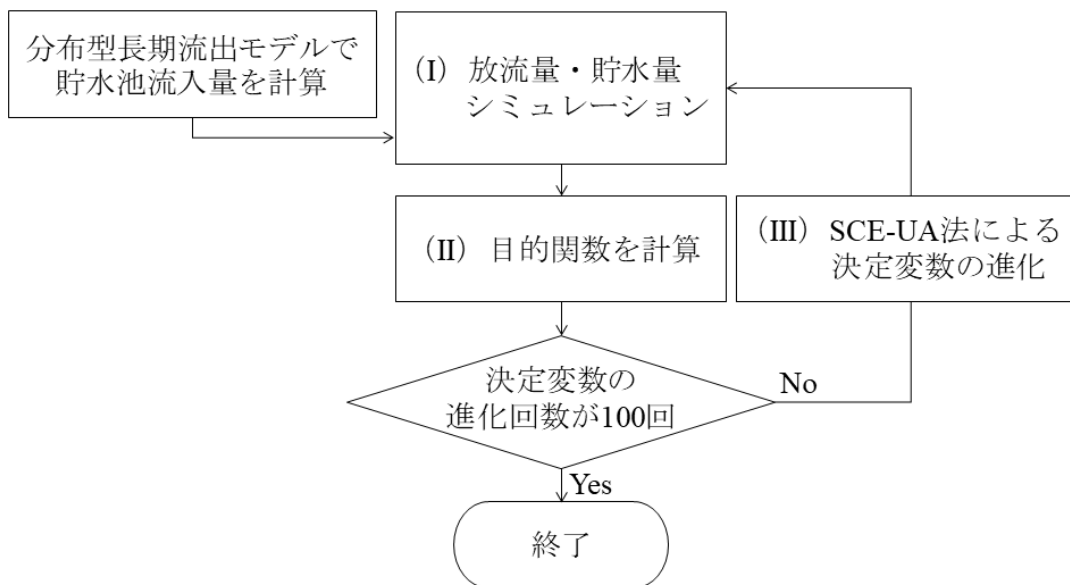


Fig. 4-3 Dau Tieng 貯水池ルールカーブの最適化計算手順

4.3.1 放流量の計算

放流量の計算には，**Table 2-1** の生活用水，工業用水，環境用水，農業用水における毎月の需要水量データを用いた．ここで，2.4 節に記した Dau Tieng 貯水池の現行のルールカーブ（**Fig. 2-5**），および操作規則を再掲する．

1. 貯水位が排除水位を上回った場合は，直ちに洪水吐を最大限開き，貯水位が排除水位になるまで最大流量を放流する．
2. 貯水位が排除水位に達した場合は，直ちに洪水吐を開き，貯水位が上位水位になるまで速やかに放流する．
3. 貯水位が上位水位を上回った場合は，放流を最優先に行い，貯水位を上位水位に維持する．
4. 貯水位が下位水位を下回った場合は，放流を制限する．この場合，生活用水と工業用水に対する供給を十分に行い，農業用水への供給を制限する．
5. 貯水位が死水位を下回った場合は，生活用水以外の全ての需要項目に対して給水を止める．

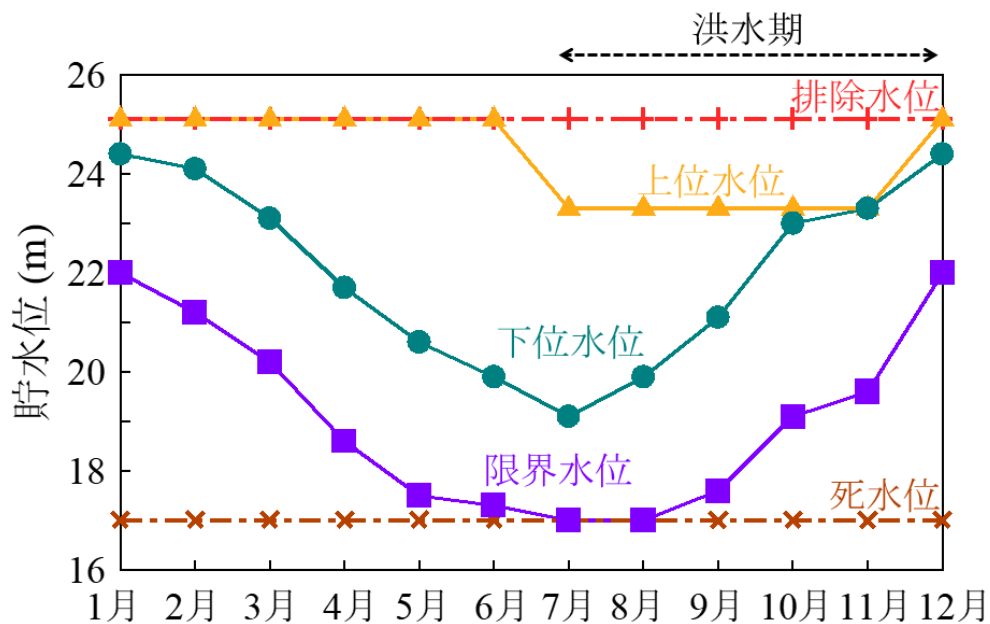


Fig. 2-5 (再) Dau Tieng 貯水池の現行ルールカーブ

以上の操作規則と Trieu *et al.*(2014)をもとに(4-3)～(4-12)式を定め、放流量 $Re_{s,t}$ (m^3)を計算した。以下において s は年、 t は日、 $H_{s,t}$ は計算時の貯水位 (m)、 H^{Retard} は排除水位 (m)、 $H_{s,t}^{Upper}$ は上位水位 (m)、 $H_{s,t}^{Lower}$ は下位水位 (m)、 $H_{s,t}^{Critical}$ は限界水位 (m)、 H^{Dead} は死水位 (m)、 $D_{s,t}^{Dom}$ は生活用水の需要水量 (m^3)、 $D_{s,t}^{Ind}$ は工業用水の需要水量 (m^3)、 $D_{s,t}^{Env}$ は環境用水の需要水量 (m^3)、 $D_{s,t}^{Agr}$ は農業用水の需要水量 (m^3)、 $W_{s,t}$ は計算時の貯水量 (m^3)、 W^{Retard} は排除水位に対応する貯水量 (m^3)、 $W_{s,t}^{Upper}$ は上位水位に対応する貯水量 (m^3)、 $W_{s,t}^{Lower}$ は下位水位に対応する貯水量 (m^3)、 $W_{s,t}^{Critical}$ は限界水位に対応する貯水量 (m^3)、 W^{Dead} は死水位に対応する貯水量 (m^3)、 D^{Spill} は洪水吐の最大放流量である。

なお、計算に際しては、Table 2-1 に示す月単位の需要水量データを各月の日数でそれぞれ等分した値を、日単位の需要水量データとして用いた。また、各貯水位に対応する貯水量は Fig. 4-4 に示す Dau Tieng 貯水池の水位－貯水量曲線で求めた。Figure 4-4 は、Dau Tieng 貯水池における水位と貯水量の観測値をもとに作成されたものである（提供：Dau Tieng

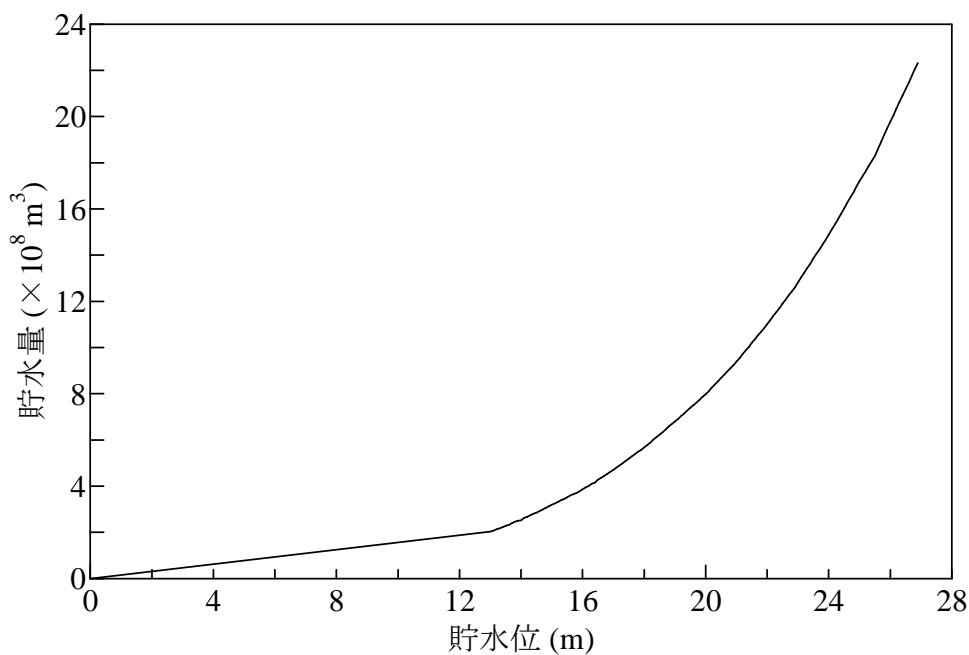


Fig. 4-4 Dau Tieng 貯水池の水位－貯水量曲線

Irrigation Exploitation and Management Company, Vietnam). 洪水吐の最大放流量 D^{Spill} は $2800 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ であるが (The Vietnamese Prime Minister of Government, 2016), 計算時間ステップが日単位であること, および 2018 年 9 月の現地調査で得た情報を踏まえて, 計算上は $300 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ と設定した.

- 貯水位が排除水位を超過した場合 ($H^{\text{Retard}} < H_{s,t}$)

$$Re_{s,t} = D_{s,t}^{\text{Dom}} + D_{s,t}^{\text{Ind}} + D_{s,t}^{\text{Env}} + D_{s,t}^{\text{Agr}} + D^{\text{Spill}} \quad (4-3)$$

- 貯水位が上位水位を超過, 排除水位以下にある場合 ($H_{s,t}^{\text{Upper}} < H_{s,t} \leq H^{\text{Retard}}$)

- 乾期 (1 月 1 日 ~ 6 月 30 日)

$$Re_{s,t} = D_{s,t}^{\text{Dom}} + D_{s,t}^{\text{Ind}} + D_{s,t}^{\text{Env}} + D_{s,t}^{\text{Agr}} \quad (4-4)$$

- 洪水の危険性が特に高い時期 (7 月 1 日 ~ 10 月 31 日)
 - 4 つ以上の観測所で降雨量 $100 \text{ mm} \cdot \text{d}^{-1}$ 以上を観測

$$Re_{s,t} = \begin{cases} D_{s,t}^{\text{Dom}} + D_{s,t}^{\text{Ind}} + D_{s,t}^{\text{Env}} + D_{s,t}^{\text{Agr}} + (W_{s,t} - W_{s,t}^{\text{Upper}}) \\ \quad \dots (W_{s,t} - W_{s,t}^{\text{Upper}}) < D^{\text{Spill}} \text{ の場合} \\ D_{s,t}^{\text{Dom}} + D_{s,t}^{\text{Ind}} + D_{s,t}^{\text{Env}} + D_{s,t}^{\text{Agr}} + D^{\text{Spill}} \\ \quad \dots (W_{s,t} - W_{s,t}^{\text{Upper}}) \geq D^{\text{Spill}} \text{ の場合} \end{cases} \quad (4-5)$$

- 上記以外

$$Re_{s,t} = D_{s,t}^{\text{Dom}} + D_{s,t}^{\text{Ind}} + D_{s,t}^{\text{Env}} + D_{s,t}^{\text{Agr}} + \left(D^{\text{Spill}} \cdot \frac{W_{s,t} - W_{s,t}^{\text{Upper}}}{W^{\text{Retard}} - W_{s,t}^{\text{Upper}}} \right) \quad (4-6)$$

- 洪水期終わりから乾期初め (11 月 30 日 ~ 12 月 31 日)

$$Re_{s,t} = D_{s,t}^{\text{Dom}} + D_{s,t}^{\text{Ind}} + D_{s,t}^{\text{Env}} + D_{s,t}^{\text{Agr}} + \left(D^{\text{Spill}} \cdot \frac{W_{s,t} - W_{s,t}^{\text{Upper}}}{W^{\text{Retard}} - W_{s,t}^{\text{Upper}}} \right) \quad (4-7)$$

- 貯水位が下位水位を超過，上位水位以下にある場合
($H_{s,t}^{\text{Lower}} < H_{s,t} \leq H_{s,t}^{\text{Upper}}$)

$$Re_{s,t} = D_{s,t}^{\text{Dom}} + D_{s,t}^{\text{Ind}} + D_{s,t}^{\text{Env}} + D_{s,t}^{\text{Agr}} \quad (4-8)$$

- 貯水位が限界水位を超過，下位水位以下にある場合
($H_{s,t}^{\text{Critical}} < H_{s,t} \leq H_{s,t}^{\text{Lower}}$)

$$Re_{s,t} = D_{s,t}^{\text{Dom}} + D_{s,t}^{\text{Ind}} + D_{s,t}^{\text{Env}} + \left(D_{s,t}^{\text{Agr}} \cdot \frac{W_{s,t} - W_{s,t}^{\text{Critical}}}{W_{s,t}^{\text{Lower}} - W_{s,t}^{\text{Critical}}} \right) \quad (4-9)$$

- 貯水位が死水位を超過，限界水位以下にある場合
($H^{\text{Dead}} < H_{s,t} \leq H_{s,t}^{\text{Critical}}$)

- 渇水の危険性が特に高い時期（3月1日～5月31日）

$$Re_{s,t} = D_{s,t}^{\text{Dom}} + D_{s,t}^{\text{Env}} \quad (4-10)$$

- 上記以外

$$Re_{s,t} = D_{s,t}^{\text{Dom}} + \left\{ \left(D_{s,t}^{\text{Ind}} + D_{s,t}^{\text{Agr}} \right) \cdot \frac{W_{s,t} - W_{s,t}^{\text{Dead}}}{W_{s,t}^{\text{Critical}} - W_{s,t}^{\text{Dead}}} \right\} \quad (4-11)$$

- 貯水位が死水位以下になった場合 ($H_{s,t} \leq H^{\text{Dead}}$)

$$Re_{s,t} = \begin{cases} D_{s,t}^{\text{Dom}} & \dots D_{s,t}^{\text{Dom}} \leq W_{s,t} \text{ の場合} \\ 0 & \dots D_{s,t}^{\text{Dom}} > W_{s,t} \text{ の場合} \end{cases} \quad (4-12)$$

4.3.2 貯水量の計算

貯水量は（4-13）式で計算した。

$$W_{s,t+1} = W_{s,t} + In_{s,t} + P_{s,t} - E_{s,t} - Re_{s,t} \quad (4-13)$$

計算時の貯水量 $W_{s,t}$ (m^3) に，第3章で構築した分布型降雨流出モデルで求めた貯水池流入量 $In_{s,t}$ (m^3)，および降雨量 $P_{s,t}$ (m^3) を加え，蒸発散量 $E_{s,t}$ (m^3) と 4.3.1 節で計算した放流量 $Re_{s,t}$ (m^3) を差し引いたものを次ステップの貯水量 $W_{s,t+1}$ (m^3) とした。

4.3.3 目的関数の設定

多目的問題は，各目的の重要性を示す重み係数を用いることで，単一目的問題に変換することができる（Zhou and Guo, 2013；Raje and Mujumdar, 2010）．本研究では，貯水池の運用における利水と治水に関する多目的関数を，以下のように単一の目的関数として定式化した．

Table 4-1 に Dau Tieng 貯水池の現行ルールカーブを用いた際の 1999 年～2009 年における各用水項目の月平均充足率（＝需要水量に対する供給水量の比率）を示す．目的関数の設定では，Dau Tieng 貯水池で水供給の優先度が低く，**Table 4-1** のように現行のルールカーブでは充足率が十分に満たされていない環境用水と農業用水に注目した．環境用水と農業用水の需要水量と供給水量の差を小さくし，充足率を改善することを目指して目的関数を設定した．そして，下流域の洪水防除と渇水軽減を考慮した各種の制約条件は，ペナルティ関数として表現し，目的関数に加算した．

目的関数を（4-14）式に示す．関数の設定に際しては，Trieu *et al.*（2014）を参考にした．

$$F^{\text{Obj}} = f^{\text{Env}} + f^{\text{Agr}} + \sum_{i=1}^6 f_i^{\text{Pen}} \quad , \quad F^{\text{Obj}} \rightarrow \text{Min} \quad (4-14)$$

目的関数 F^{Obj} は環境用水に関するサブ目的関数 f^{Env} と農業用水に関するサブ目的関数 f^{Agr} ，6 つのペナルティ関数 f_i^{Pen} ($i = 1 \sim$

Table 4-1 現行ルールカーブを用いた際の 1999 年～2009 年における各用水項目の月平均充足率

用水項目	月平均充足率（％）
生活用水	100.0
工業用水	97.3
環境用水	92.4
農業用水	66.5

6) により構成される．目的関数 F^{Obj} が最小となる決定変数を最適解として SCE-UA 法で探索した．以下では，目的関数を構成するそれぞれの関数について説明する．

環境用水に関するサブ目的関数 f^{Env} を (4-15) 式に示す．

$$f^{\text{Env}} = \text{Max}_{s=1}^{N_{\text{year}}} \left\{ \sum_{t=1}^{t_{\text{year}}} S_{s,t}^{\text{Env}2} \times K^{\text{Env}} \right\} \quad (4-15)$$

ここで， s は計算年数 ($= 1 \sim N_{\text{year}}$ ， $N_{\text{year}} = 11$)， t は計算日数 ($= 1 \sim t_{\text{year}}$ ， $t_{\text{year}} = 365$ あるいは 366)， K^{Env} は環境用水の重み係数である． $S_{s,t}^{\text{Env}}$ は環境用水の不足水量を示しており，(4-16) 式のように，放流量 $Re_{s,t}$ (m^3) から環境用水より水供給の優先度が高い生活用水の需要水量 $D_{s,t}^{\text{Dom}}$ (m^3) と工業用水の需要水量 $D_{s,t}^{\text{Ind}}$ (m^3) を差し引いて求めた環境用水の供給可能水量と需要水量 $D_{s,t}^{\text{Env}}$ (m^3) の差で表される．なお，(4-16) 式中の放流量 $Re_{s,t}$ は放流量の実測値 $Re_{s,t}^{\text{Obs}}$ (m^3) の平均値で，他の変数は各変数の平均値で標準化した．

$$S_{s,t}^{\text{Env}} = \begin{cases} \frac{D_{s,t}^{\text{Env}} - (Re_{s,t} - D_{s,t}^{\text{Dom}} - D_{s,t}^{\text{Ind}})}{D_{s,t}^{\text{Env}} - (Re_{s,t}^{\text{Obs}} - D_{s,t}^{\text{Dom}} - D_{s,t}^{\text{Ind}})} & \dots \quad (Re_{s,t} - D_{s,t}^{\text{Dom}} - D_{s,t}^{\text{Ind}}) < D_{s,t}^{\text{Env}} \text{ の場合} \\ 0 & \dots \quad (Re_{s,t} - D_{s,t}^{\text{Dom}} - D_{s,t}^{\text{Ind}}) \geq D_{s,t}^{\text{Env}} \text{ の場合} \end{cases} \quad (4-16)$$

$S_{s,t}^{\text{Env}}$ を計算年ごとに二乗和し，重み係数 K^{Env} を乗じた値が最大となる年のサブ目的関数 f^{Env} を最小化することを目指した．

農業用水に関するサブ目的関数 f^{Agr} を (4-17) 式に示す．

$$f^{\text{Agr}} = \text{Max}_{s=1}^{N_{\text{year}}} \left\{ \sum_{t=1}^{t_{\text{year}}} S_{s,t}^{\text{Agr}2} \times K^{\text{Agr}} \right\} \quad (4-17)$$

ここで， s は計算年数 ($= 1 \sim N_{\text{year}}$ ， $N_{\text{year}} = 11$)， t は計算日数 ($= 1 \sim t_{\text{year}}$ ， $t_{\text{year}} = 365$ あるいは 366)， K^{Agr} は農業用水の重み係数である． $S_{s,t}^{\text{Agr}}$ は農業用水の不足水量を示しており，(4-18) 式のように，放流量 $Re_{s,t}$ (m^3) から農業用水より水供給の優先度が高い生活用水の需要水量 $D_{s,t}^{\text{Dom}}$ (m^3)，工業用水の需要水量 $D_{s,t}^{\text{Ind}}$

(m^3)、環境用水の需要水量 $D_{s,t}^{\text{Env}}$ (m^3) を差し引いて求めた農業用水の供給可能水量と需要水量 $D_{s,t}^{\text{Agr}}$ (m^3) の差で表される。なお、(4-18) 式に示すように、式中の放流量 $Re_{s,t}$ (m^3) は放流量の実測値 $Re_{s,t}^{\text{Obs}}$ (m^3) の平均値、他の変数は各変数の平均値で標準化した。

$$S_{s,t}^{\text{Agr}} = \begin{cases} \frac{D_{s,t}^{\text{Agr}} - (Re_{s,t} - D_{s,t}^{\text{Dom}} - D_{s,t}^{\text{Ind}} - D_{s,t}^{\text{Env}})}{D_{s,t}^{\text{Agr}} - (Re_{s,t}^{\text{Obs}} - D_{s,t}^{\text{Dom}} - D_{s,t}^{\text{Ind}} - D_{s,t}^{\text{Env}})} \\ \dots \quad (Re_{s,t} - D_{s,t}^{\text{Dom}} - D_{s,t}^{\text{Ind}} - D_{s,t}^{\text{Env}}) < D_{s,t}^{\text{Agr}} \text{ の場合} \\ 0 \quad \dots \quad (Re_{s,t} - D_{s,t}^{\text{Dom}} - D_{s,t}^{\text{Ind}} - D_{s,t}^{\text{Env}}) \geq D_{s,t}^{\text{Agr}} \text{ の場合} \end{cases} \quad (4-18)$$

$S_{s,t}^{\text{Agr}}$ を計算年ごとに二乗和し、重み係数 K^{Agr} を乗じた値が最大となる年のサブ目的関数 f^{Agr} を最小化することを目指した。

最適化の計算過程で治水・利水面に不利益を及ぼす解、あるいはルールカーブの各基準水位が交差する解を導いた場合には、ペナルティ関数 f_i^{Pen} ($i = 1 \sim 6$) が加算される。このように、最適化計算過程で不適切な解が生成された場合にペナルティを与えることで、解を探索する際に、不適切な解を考慮したうえで適切な解を効率的に導くことができる (Chang *et al.*, 2008)。

まず、治水に関するペナルティ関数として (4-19) 式と (4-21) 式を設定した。貯水位が排除水位を超過した場合には (4-19) 式のペナルティ関数 f_1^{Pen} が加算される。

$$f_1^{\text{Pen}} = \text{Max}_{s=1}^{N_{\text{year}}} \left\{ \sum_{t=1}^{t_{\text{year}}} c_{1,s,t}^2 \times K^{\text{Retard}} \right\} \quad (4-19)$$

ここで、 s は計算年数 ($= 1 \sim N_{\text{year}}$, $N_{\text{year}} = 11$)、 t は計算日数 ($= 1 \sim t_{\text{year}}$, $t_{\text{year}} = 365$ あるいは 366)、 K^{Retard} は貯水位の排除水位超過に対する重み係数である。 $c_{1,s,t}$ は貯水位の排除水位超過水量を示しており、(4-20) 式のように計算時の貯水量 $W_{s,t}$ (m^3) と排除水位に対応する貯水量 W^{Retard} (m^3) の差で計算される。(4-20) 式に示すように、計算時の貯水量 $W_{s,t}$ (m^3) は観測貯水量 $W_{s,t}^{\text{Obs}}$ (m^3)

の平均値で，排除水位に対応する貯水量 W^{Retard} (m^3) はその平均値で標準化した．

$$c_{1,s,t} = \begin{cases} \frac{W_{s,t} - W^{\text{Retard}}}{W_{s,t}^{\text{Obs}} - W^{\text{Retard}}} & \dots \quad W^{\text{Retard}} < W_{s,t} \text{ の場合} \\ 0 & \dots \quad W^{\text{Retard}} \geq W_{s,t} \text{ の場合} \end{cases} \quad (4-20)$$

$c_{1,s,t}$ を計算年ごとに二乗和し，重み係数 K^{Retard} を乗じた値が最大となる年のペナルティ関数 f_1^{Pen} を最小化することを目指した．

貯水位が洪水期から乾期の初め（7月1日～12月31日）に上位水位を超過した場合には（4-21）式のペナルティ関数 f_2^{Pen} が加算される．

$$f_2^{\text{Pen}} = \text{Max}_{s=1}^{N_{\text{year}}} \left\{ \sum_{t=1}^{t_{\text{year}}} c_{2,s,t}^2 \times K^{\text{Upper}} \right\} \quad (4-21)$$

ここで， s は計算年数（ $= 1 \sim N_{\text{year}}$ ， $N_{\text{year}} = 11$ ）， t は計算日数（ $= 1 \sim t_{\text{year}}$ ， $t_{\text{year}} = 365$ あるいは 366 ）， K^{Upper} は貯水位の上位水位超過に対する重み係数である． $c_{2,s,t}$ は貯水位の上位水位超過水量を示しており，（4-22）式のように計算時の貯水量 $W_{s,t}$ (m^3) と上位水位に対応する貯水量 $W_{s,t}^{\text{Upper}}$ (m^3) の差で計算される．（4-22）式に示すように，計算時の貯水量 $W_{s,t}$ (m^3) は観測貯水量 $W_{s,t}^{\text{Obs}}$ (m^3) の平均値で，上位水位に対応する貯水量 W^{Upper} (m^3) は現行ルールカーブの上位水位に対応する貯水量 $W_{s,t}^{\text{Upper-0}}$ (m^3) の平均値で標準化した．

$$c_{2,s,t} = \begin{cases} \frac{W_{s,t} - W_{s,t}^{\text{Upper}}}{W_{s,t}^{\text{Obs}} - W_{s,t}^{\text{Upper-0}}} & \dots \quad W_{s,t}^{\text{Upper}} < W_{s,t} \text{ の場合} \\ 0 & \dots \quad W_{s,t}^{\text{Upper}} \geq W_{s,t} \text{ の場合} \end{cases} \quad (4-22)$$

$c_{2,s,t}$ を計算年ごとに二乗和し，重み係数 K^{Upper} を乗じた値が最大となる年のペナルティ関数 f_2^{Pen} を最小化することを目指した．

利水面に関するペナルティ関数として（4-23）式，（4-25）式，（4-27）式を設定した．貯水位が死水位未満になった場合

には (4-23) 式のペナルティ関数 f_3^{Pen} が加算される。

$$f_3^{\text{Pen}} = \text{Max}_{s=1}^{N_{\text{year}}} \left\{ \sum_{t=1}^{t_{\text{year}}} c_{3,s,t}^2 \times K^{\text{Dead}} \right\} \quad (4-23)$$

ここで、 s は計算年数 ($= 1 \sim N_{\text{year}}$, $N_{\text{year}}=11$), t は計算日数 ($= 1 \sim t_{\text{year}}$, $t_{\text{year}}=365$ あるいは 366), K^{Dead} は貯水位が死水位未満になることに対する重み係数である。 $c_{3,s,t}$ は貯水位が死水位を下回った水量を示しており、(4-24) 式のように死水位に対応する貯水量 W^{Dead} (m^3) と計算時の貯水量 $W_{s,t}$ (m^3) との差で計算される。(4-24) 式に示すように、死水位に対応する貯水量 W^{Dead} (m^3) はその平均値で、計算時の貯水量 $W_{s,t}$ (m^3) は観測貯水量 $W_{s,t}^{\text{Obs}}$ (m^3) の平均値で標準化した。

$$c_{3,s,t} = \begin{cases} \frac{W^{\text{Dead}} - W_{s,t}}{W^{\text{Dead}} - W_{s,t}^{\text{Obs}}} & \dots W_{s,t} < W^{\text{Dead}} \text{ の場合} \\ 0 & \dots W_{s,t} \geq W^{\text{Dead}} \text{ の場合} \end{cases} \quad (4-24)$$

$c_{3,s,t}$ を計算年ごとに二乗和し、重み係数 K^{Dead} を乗じた値が最大となる年のペナルティ関数 f_3^{Pen} を最小化することを目指した。

貯水位が限界水位未満になった場合には (4-25) 式のペナルティ関数 f_4^{Pen} が加算される。

$$f_4^{\text{Pen}} = \text{Max}_{s=1}^{N_{\text{year}}} \left\{ \sum_{t=1}^{t_{\text{year}}} c_{4,s,t}^2 \times K^{\text{Critical}} \right\} \quad (4-25)$$

ここで、 s は計算年数 ($= 1 \sim N_{\text{year}}$, $N_{\text{year}}=11$), t は計算日数 ($= 1 \sim t_{\text{year}}$, $t_{\text{year}}=365$ あるいは 366), K^{Critical} は貯水位が限界水位未満になることに対する重み係数である。 $c_{4,s,t}$ は貯水位が限界水位を下回った水量を示しており、(4-26) 式のように限界水位に対応する貯水量 $W_{s,t}^{\text{Critical}}$ (m^3) と計算時の貯水量 $W_{s,t}$ (m^3) との差で計算される。(4-26) 式に示すように、限界水位に対応する貯水量 $W_{s,t}^{\text{Critical}}$ (m^3) は現行ルールカーブの限界水位に対応する貯水量 $W_{s,t}^{\text{Critical-0}}$ (m^3) の平均値で、計算時の貯水量 $W_{s,t}$ (m^3) は観測貯水量 $W_{s,t}^{\text{Obs}}$ (m^3) の平均値で標準化した。

$$c_{4,s,t} = \begin{cases} \frac{W_{s,t}^{\text{Critical}} - W_{s,t}}{W_{s,t}^{\text{Critical-0}} - W_{s,t}^{\text{Obs}}} & \dots W_{s,t} < W_{s,t}^{\text{Critical}} \text{ の場合} \\ 0 & \dots W_{s,t} \geq W_{s,t}^{\text{Critical}} \text{ の場合} \end{cases} \quad (4-26)$$

$c_{4,s,t}$ を計算年ごとに二乗和し、重み係数 K^{Critical} を乗じた値が最大となる年のペナルティ関数 f_4^{Pen} を最小化することを目指した。

貯水位が乾期（1月1日～6月30日）に下位水位未満になった場合には（4-27）式のペナルティ関数 f_5^{Pen} が加算される。

$$f_5^{\text{Pen}} = \text{Max}_{s=1}^{N_{\text{year}}} \left\{ \sum_{t=1}^{t_{\text{year}}} c_{5,s,t}^2 \times K^{\text{Lower}} \right\} \quad (4-27)$$

ここで、 s は計算年数（ $= 1 \sim N_{\text{year}}$ ， $N_{\text{year}}=11$ ）， t は計算日数（ $= 1 \sim t_{\text{year}}$ ， $t_{\text{year}}=365$ あるいは 366 ）， K^{Lower} は貯水位が下位水位未満になることに対する重み係数である。 $c_{5,s,t}$ は貯水位が下位水位を下回った水量を示しており、（4-28）式のように下位水位に対応する貯水量 $W_{s,t}^{\text{Lower}}$ （ m^3 ）と計算時の貯水量 $W_{s,t}$ （ m^3 ）との差で計算される。（4-28）式に示すように、下位水位に対応する貯水量 $W_{s,t}^{\text{Lower}}$ （ m^3 ）は現行ルールカーブの下位水位に対応する貯水量 $W_{s,t}^{\text{Lower-0}}$ （ m^3 ）の平均値で、計算時の貯水量 $W_{s,t}$ （ m^3 ）は観測貯水量 $W_{s,t}^{\text{Obs}}$ （ m^3 ）の平均値で標準化した。

$$c_{5,s,t} = \begin{cases} \frac{W_{s,t}^{\text{Lower}} - W_{s,t}}{W_{s,t}^{\text{Lower-0}} - W_{s,t}^{\text{Obs}}} & \dots W_{s,t} < W_{s,t}^{\text{Lower}} \text{ の場合} \\ 0 & \dots W_{s,t} \geq W_{s,t}^{\text{Lower}} \text{ の場合} \end{cases} \quad (4-28)$$

$c_{5,s,t}$ を計算年ごとに二乗和し、重み係数 K^{Lower} を乗じた値が最大となる年のペナルティ関数 f_5^{Pen} を最小化することを目指した。

ルールカーブの各基準水位が交差した場合のペナルティ関数として（4-29）式を設定した。

$$f_6^{\text{Pen}} = \begin{cases} 0 & \dots W^{\text{Dead}} \leq W_{s,t}^{\text{Critical}} \leq W_{s,t}^{\text{Lower}} \leq W_{s,t}^{\text{Upper}} \leq W^{\text{Retard}} \text{ の場合} \\ \text{Max} \{ f_1^{\text{Pen}}, f_2^{\text{Pen}}, f_3^{\text{Pen}}, f_4^{\text{Pen}}, f_5^{\text{Pen}} \} \times K^{\text{Rule}} & \dots \text{ 上記以外} \end{cases} \quad (4-29)$$

ここで、 W^{Dead} は死水位に対応する貯水量 (m^3)、 $W_{s,t}^{\text{Critical}}$ は限界水位に対応する貯水量 (m^3)、 $W_{s,t}^{\text{Lower}}$ は下位水位に対応する貯水量 (m^3)、 $W_{s,t}^{\text{Upper}}$ は上位水位に対応する貯水量 (m^3)、 W^{Retard} は排除水位に対応する貯水量 (m^3)、 f_i^{Pen} ($i = 1 \sim 5$)は上述の各ペナルティ関数、 K^{Rule} はルールカーブの各基準水位の交差に対する重み係数である。

なお、各サブ目的関数とペナルティ関数における重み係数の値は、Trieu *et al.* (2014)や Dau Tieng 貯水池の運用方針 (The Vietnamese Prime Minister of Government, 2016) から把握した現場のニーズを考慮して、**Table 4-2**のように設定した。

4.3.4 最適化における決定変数

ルールカーブの上位水位 12 点，下位水位 12 点，限界水位 12 点の合計 36 点を決定変数として最適化計算を行ったところ，生成された解の全てでルールカーブの各基準水位が交差してしまう等，適切な解の作成が困難だった。そこで，各基準水位の交差が無い滑らかな線で表現され，季節を反映したルールカーブを作成するため，**Fig. 4-5**と以下に示す 36 項目を決定変数とした。

Table 4-2 サブ目的関数・ペナルティ関数の重み係数

	重み係数	値
K^{Env} : 環境用水の重み係数		100
K^{Agr} : 農業用水の重み係数		50
K^{Retard} : 貯水位の排除水位超過に対する重み係数		2000
K^{Upper} : 貯水位の上位水位超過に対する重み係数		5
K^{Dead} : 貯水位の死水位未満に対する重み係数		1000
K^{Critical} : 貯水位の限界水位未満に対する重み係数		4
K^{Lower} : 貯水位の下位水位未満に対する重み係数		2
K^{Rule} : 各基準水位の交差に対する重み係数		1000

洪水と水不足を防ぐため，乾期から洪水期に切り替わる時期に貯水位が最小，洪水期から乾期に切り替わる時期に貯水位が最大となる必要がある．そこで，上位水位の最小値 H_{\min}^{Upper} と最大値 H_{\max}^{Upper} を決定変数とし，乾期と洪水期の切り替わり時期にあたる7月1日に上位水位の最小値 H_{\min}^{Upper} ，12月1日に最大値 H_{\max}^{Upper} を示すように設定した．次に，各基準水位の交差が無いルールカーブを作成するため，上位水位の最小値 H_{\min}^{Upper} と下位水位の最小値の水位差 $\Delta h_{\min}^{\text{Lower}}$ (m)，上位水位の最大値 H_{\max}^{Upper} と下位水位の最大値の水位差 $\Delta h_{\max}^{\text{Lower}}$ (m)，下位水位の最小値と限界水位の最小値の水位差 $\Delta h_{\min}^{\text{Critical}}$ (m)，下位水位の最大値と限界水位の最大値の水位差 $\Delta h_{\max}^{\text{Critical}}$ (m) を決定変数とした．さらに，滑らかな線で表現されたルールカーブを作成するため，上位水位の毎月の水位増加率 a_i^{Upper} ($i = 1 \sim 10$)，下位水位の毎月の水位増加率 a_i^{Lower} ($i = 1 \sim 10$)，限界水位の毎月の水位増加率 a_i^{Critical} ($i = 1 \sim 10$) を決定変数とした．

(4-14) 式の目的関数が最小値を示す決定変数を最適解として採用し，上位水位12点，下位水位12点，限界水位12点を求めた．また，各決定変数の探索空間は Dau Tieng 貯水池

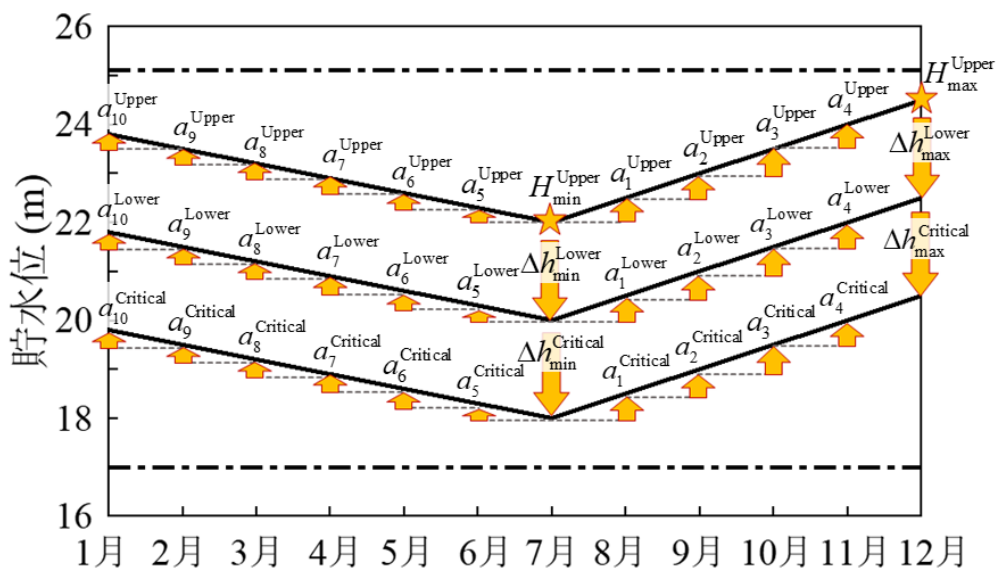


Fig. 4-5 最適化における決定変数 (36項目)

の排除水位が 25.1 m，死水位が 17.0 m，常時満水位（Normal Water Level）が 24.4 m であること（The Vietnamese Prime Minister of Government, 2016）を踏まえて，Table 4-3 のように設定した。

4.3.5 最適化の計算結果と考察

Figure 4-3 に示す Dau Tieng 貯水池ルールカーブの最適化における SCE-UA 法のアルゴリズム（I）～（III）を 1 セットとして，田中丸（1995）を参考に乱数の種を変えた 30 回の独立した試行で 100 回ずつ繰り返すことで最適化を行った。1999 年～2009 年の 11 年間を計算期間とし，日単位ステップで計算した。月単位の需要水量データを各月の日数でそれぞれ等分して求めた日単位の需要水量データ，第 3 章で構築した分布型降雨流出モデルで求めた日単位の貯水池流入量データ，日降雨量データ，日蒸発散量データを最適化モデルへの入力データとした。

Table 4-3 決定変数の探索空間

決定変数		探索空間
H_{\min}^{Upper} (m)	: 上位水位の最小値	22.0 - 25.1
H_{\max}^{Upper} (m)	: 上位水位の最大値	21.0 - 24.0
$\Delta h_{\min}^{\text{Lower}}$ (m)	: 上位水位～下位水位の最小値の水位差	1.0 - 4.0
$\Delta h_{\max}^{\text{Lower}}$ (m)	: 上位水位～下位水位の最大値の水位差	1.0 - 4.0
$\Delta h_{\min}^{\text{Critical}}$ (m)	: 下位水位～限界水位の最小値の水位差	1.0 - 4.0
$\Delta h_{\max}^{\text{Critical}}$ (m)	: 下位水位～限界水位の最大値の水位差	1.0 - 4.0
a_i^{Upper} ($i = 1 \sim 10$)	: 上位水位の毎月の水位増加率	0.0 - 1.0
a_i^{Lower} ($i = 1 \sim 10$)	: 下位水位の毎月の水位増加率	0.0 - 1.0
a_i^{Critical} ($i = 1 \sim 10$)	: 限界水位の毎月の水位増加率	0.0 - 1.0

乱数の種を 1 ~ 30 とした独立試行でそれぞれ計算したところ、乱数の種を 16 とした試行で目的関数 F^{Obj} が最小値を示した。そこで、この試行で得られた決定変数を最適解として採用し、上位水位 12 点、下位水位 12 点、限界水位 12 点を求めた。Dau Tieng 貯水池における現行のルールカーブを **Fig. 2-5** に、最適化計算により得られたルールカーブを **Fig. 4-6** にそれぞれ示す。**Figure 4-6** の最適ルールカーブは、乾期と洪水期の切り替わり時期にあたる 7 月に向けて各基準水位が減少、12 月に向けて各基準水位が増加と季節を反映したものとなった。また、各基準水位が交差することが無い滑らかな線のルールカーブを作成できた。

最適ルールカーブを用いて計算した 1999 年～2009 年における各用水項目の月平均充足率（＝需要水量に対する供給水量の比率）を **Table 4-4** に示す。工業用水と環境用水の充足率が 100 %、農業用水の充足率が 79.1 % で、これは **Table 4-1** の現行ルールカーブの充足率に対して工業用水が +2.7 ポイント、環境用水が +7.6 ポイント、農業用水が +12.7 ポイントで、各用水項目の充足率が大きく改善された。これは、(4-15) 式および (4-17) 式の環境用水と農業用水に関するサブ目的関数を目的関数に導入したことが影響したと考える。農業用水に関するサブ目的関数を設定したものの、Dau Tieng 貯水池では①生活用水、②工業用水、③環境用水、④農業用水の優先順位で水供給が行われることから、優先順位が最も低い農業用水の充足率が他の項目よりも低くなった。また、治水面に関するペナルティ関数として (4-19) 式と (4-21) 式を設定したことから、農業用水の充足率が 100 % となる決定変数が最適解とならなかったことが考えられる。

現行ルールカーブと最適ルールカーブを用いて日単位で計算した 1999 年～2009 年の貯水位をそれぞれ **Fig. 4-7** と **Fig. 4-8** に示す。また、**Fig. 4-7** と **Fig. 4-8** において、水不足の危険性がある日数、つまり貯水位が死水位、限界水位、下位水

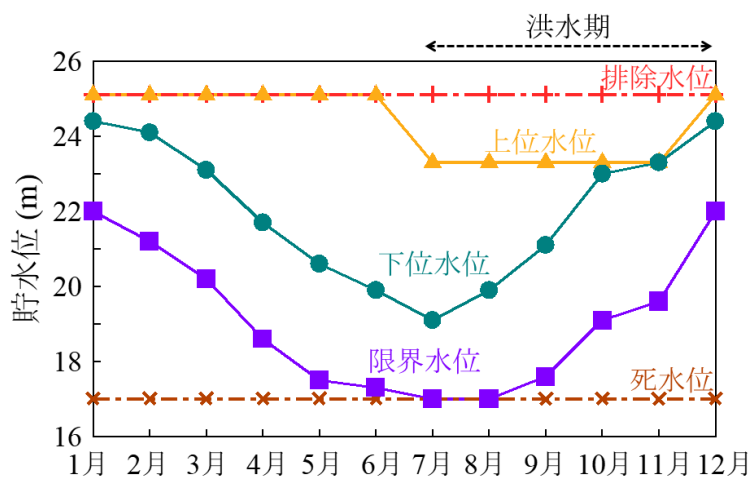


Fig. 2-5 (再) Dau Tieng 貯水池の現行ルールカーブ

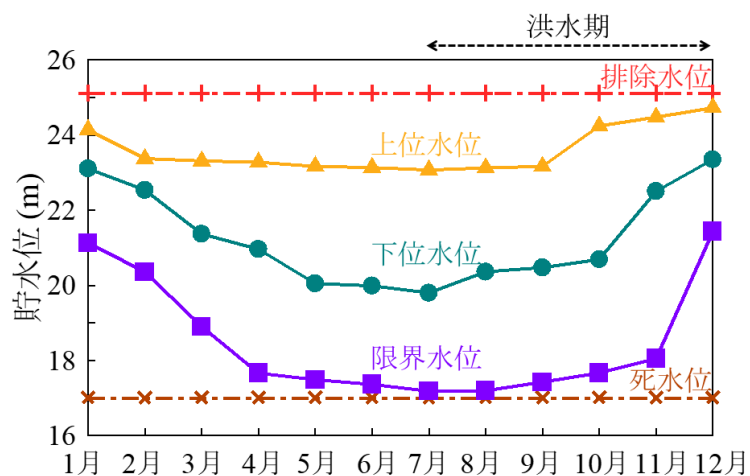


Fig. 4-6 最適化計算で得られたルールカーブ

Table 4-4 最適ルールカーブを用いた際の 1999～2009 年における各用水項目の月平均充足率

用水項目	最適ルールカーブによる月平均充足率 (%)	現行ルールカーブからの改善率
生活用水	100.0	-
工業用水	100.0	+2.7 ポイント
環境用水	100.0	+7.6 ポイント
農業用水	79.1	+12.7 ポイント

位を下回った日数，および洪水の危険性がある日数，つまり貯水位が排除水位と上位水位を超過した日数を **Table 4-5** に示す．どちらのルールカーブにおいても 1999 年～2009 年の 4018 日間で，貯水位が死水位を下回った日数は 0 日間で，(4-12) 式のような生活用水以外への供給を止める，あるいは放流停止となる事態は発生しないことが示された．しかし，現行ルールカーブでは 206 日間（全期間の 5.1 %）で貯水位が限界水位未満となり，(4-10) 式と (4-11) 式のように工業用水，環境用水，農業用水への供給が制限されることが分かった．さらに，現行ルールカーブでは 1938 日間（全期間の 48.2 %）で貯水位が下位水位未満となり，(4-9) 式のように農業用水への供給が制限されることが分かった．一方で，最適ルールカーブを用いた場合，貯水位が限界水位と下位水位を下回る日数がそれぞれ 0 日間，1494 日間（全期間の 37.2 %）であり，工業用水，環境用水，農業用水に対する供給の制限日数，つまり水不足危険日数が少なくなることが示された．

同様に，両方のルールカーブで計算した洪水危険日数を比較すると，貯水位が排除水位を超過した日数は現行ルールカーブで 10 日間（全期間の 0.25 %），最適ルールカーブで 21 日間（全期間の 0.52 %）であった．最適ルールカーブを用いた場合に貯水位が排除水位を超過したのは 2000 年 10 月 12 日～2000 年 11 月 1 日で，2000 年 10 月 15 日に 25.57 m の最高水位を示した．また，現行ルールカーブを用いた場合にも 2000 年 10 月 13 日～2000 年 10 月 22 日の期間で貯水位が排除水位を超え，最適ルールカーブを用いた場合と同じ 2000 年 10 月 15 日に 25.30 m の最高水位を示した．なお，この期間では 2.2 節に述べた Ho Chi Minh 市全域の約 42.3 %が浸水する事態が発生している．貯水位が排除水位を超過すると，(4-3) 式のような洪水吐からの最大放流が行われるため，Dau Tieng 貯水池からの放流量が下流の Ho Chi Minh 市の浸水に影響したことが考えられる．一方で，ダム崩壊を防止しつつ貯水可能な

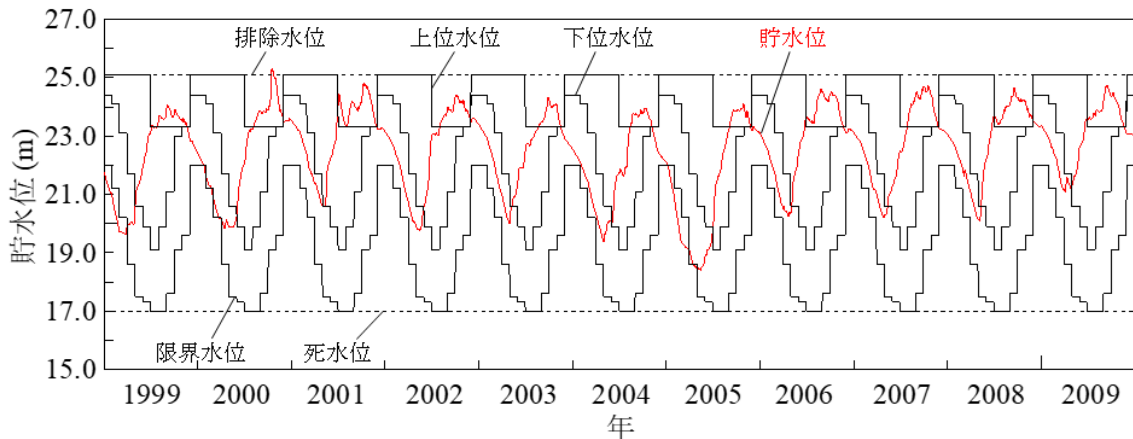


Fig. 4-7 現行ルールカーブを用いて計算した貯水位

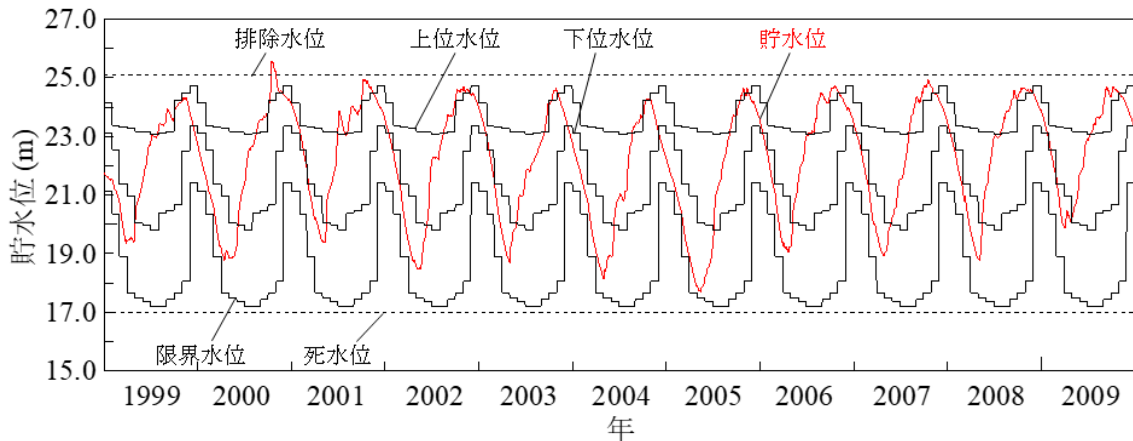


Fig. 4-8 最適ルールカーブを用いて計算した貯水位

Table 4-5 現行・最適ルールカーブで計算した貯水位が各基準水位を超過・下回った日数

ルール カーブ	水不足危険日数 (日)			洪水危険日数 (日)	
	WL < DWL	WL < CWL	WL < LWL	UWL < WL	RWL < WL
現行	0	206	1938	1346	10
最適	0	0	1494	996	21

WL : 貯水位, DWL : 死水位
 CWL : 限界水位, LWL : 下位水位
 UWL : 上位水位, RWL : 排除水位

最高水位である Checking Flood Level (= 26.92 m) までには 1.0 m 以上の余裕があるため、ダム崩壊という最悪の事態は回避できることが示された。さらに、貯水位が上位水位を超過した日数は、現行ルールカーブで 1346 日間(全期間の 33.5%)、最適ルールカーブで 996 日間(全期間の 24.8%)であった。最適ルールカーブを用いると、(4-4)～(4-7)式のような洪水吐からの放流を行う日数が減少したことから、下流の洪水防除に対して有効であることが示された。

Table 4-6 に乱数の種を 1～30 とした独立試行でそれぞれ計算した現行ルールカーブに対する各用水項目の充足率の改善率、水不足危険日数、洪水危険日数を目的関数 F^{Obj} の値が小さい順に示す。**Table 4-6** より、目的関数値の小ささと各用水項目の充足率の改善率、および水不足危険日と洪水危険日の少なさが、必ずしも対応していないことが読み取れる。これは、各用水項目の充足率の改善率が大きくなると洪水危険日数が増加するような、利水と治水のトレードオフ関係に起因している。約 2700 km² の流域面積のうち Dau Tieng 貯水池が占めるのは約 10% で、流域面積に対する貯水容量が小さいことから、利水と治水のどちらに対しても最適な操作を行うことが本来的にも難しいと考えられる。その中でも、本研究では **Table 4-6** のように、現行ルールカーブの場合より各用水項目の充足率が大きく改善され、水不足危険日数と洪水危険日数が減少したように、利水と治水のバランスが取れた解を提示することができた。また、本手法では 1 日単位ステップの貯水池シミュレーション結果を用いて毎月のルールカーブを最適化したため、長期間スケールの問題である渇水、および短期間スケールの問題である洪水を効果的に考慮することが可能となった。更に、**Table 4-2** に設定した各目的に対する重み係数を調節することで、その貯水池のニーズや政策決定者の意向に合わせた利水と治水のバランスが取れたルールカーブを作成することができる。

Table 4-6 乱数の種を変えた試行における各項目の算定結果

乱数の種	目的関数	現行ルールカーブの充足率からの改善率（ポイント）				水不足危険日数（日）			洪水危険日数（日）	
		生活用水	工業用水	環境用水	農業用水	死水位未満	限界水位未満	下位水位未満	上位水位超過	排除水位超過
16	1261.0	0.0	2.7	7.6	12.7	0	0	1494	996	21
21	1548.0	0.0	2.5	5.0	10.1	0	45	1685	995	12
3	1774.3	0.0	2.7	7.6	16.4	0	0	1404	779	27
24	1810.5	0.0	2.6	7.6	9.4	0	3	1654	1193	14
7	1818.4	0.0	2.7	7.6	11.3	0	0	1663	1081	13
8	1914.7	0.0	2.7	7.6	9.4	0	0	1797	1104	21
12	1983.5	0.0	2.7	7.6	11.8	0	1	1517	873	24
27	2150.6	0.0	2.7	7.6	5.1	0	1	2011	1313	7
23	2183.4	0.0	2.7	7.6	8.8	0	1	1809	940	20
18	2210.9	0.0	2.7	7.6	12.7	0	0	1628	929	23
10	2355.3	0.0	2.6	7.6	9.0	0	4	1888	1083	10
1	2426.2	0.0	2.6	7.6	9.1	0	3	1621	998	19
20	2505.1	0.0	2.6	7.6	9.0	0	4	1985	1056	12
11	2562.6	0.0	2.6	7.6	11.0	0	4	1729	943	19
2	2747.4	0.0	2.6	7.6	7.8	0	3	1793	1079	19
19	2781.7	0.0	2.5	7.6	13.0	0	6	1514	1025	15
30	2819.6	0.0	2.6	7.5	8.3	0	8	1804	1046	19
26	2829.5	0.0	2.6	7.6	8.5	0	5	1930	1036	11
14	2851.1	0.0	2.4	7.6	9.8	0	11	1629	1047	10
15	2891.1	0.0	2.5	7.0	10.9	0	18	1637	1009	12
29	3036.2	0.0	2.4	5.2	11.0	0	50	1639	1247	10
9	3157.8	0.0	2.4	7.6	11.5	0	13	1534	992	19
13	3280.8	0.0	2.4	7.6	11.4	0	11	1691	1021	12
4	3339.8	0.0	2.5	7.6	12.0	0	8	1567	878	23
22	3421.2	0.0	2.4	7.6	11.8	0	11	1560	1001	14
25	3506.5	0.0	2.4	7.6	9.5	0	10	1729	1148	7
6	3531.4	0.0	2.5	7.2	5.4	0	14	1970	1145	10
5	3584.9	0.0	2.2	7.6	10.6	0	21	1630	1021	20
17	3598.6	0.0	2.4	7.6	10.2	0	12	1697	929	14
28	3874.5	0.0	2.4	7.6	10.7	0	13	1538	1001	21

※各項目の最良値を**太字**で表記

4.4 結論

本章では①洪水制御，②生活用水の供給，③工業用水の供給，④環境用水の供給，⑤農業用水の供給の機能を有する Dau Tieng 貯水池を対象に，下流域における渇水軽減と洪水防除を同時に考慮可能なルールカーブの最適化手法の開発を行った。

Dau Tieng 貯水池のルールカーブは，貯水池操作における 5 つの基準水位である排除水位，上位水位，下位水位，限界水位，死水位から成る。各基準水位は，需要水量や季節を基に定められた毎月 1 日の基準水位 12 点で構成されている。その時々貯水位が各基準水位を超過するか否かで，各用水項目に対する給水量，および洪水吐からの放流量が決定される。

本研究では，長期間スケールの問題である渇水，および短期間スケールの問題である洪水を効果的に考慮するため，1 日単位ステップの放流量・貯水量のシミュレーションを行うことで，毎月のルールカーブを最適化した。最適化手法として，他の最適化手法よりも強力な大域的探索能力を有する SCE-UA 法を採用した。現行のルールカーブでの充足率が十分に満たされていない環境用水と農業用水の水不足量の最小化を目指した 2 種類のサブ目的関数，および下流域の洪水防除と渇水軽減を目指した 6 種類のペナルティ関数を，各目的の重要性を示す重み係数を用いて単一の目的関数として定式化した。

上位水位の最小値と最大値を起点にルールカーブを作成できる 36 個の変数を最適化の対象とすることで，各基準水位が交差することが無い滑らかな線で表現され，かつ季節を反映したルールカーブを作成できた。最適ルールカーブでは，工業用水と環境用水の充足率が 100 %，農業用水の充足率が 79.1 %で，現行ルールカーブの充足率に対して工業用水が +2.7 ポイント，環境用水が +7.6 ポイント，農業用水が +12.7 ポイントとなり，各用水項目の充足率が大きく改善された。また，最適ルールカーブを用いると，工業用水，環境用水，

農業用水に対する供給の制限日数が現行ルールカーブの場合より少なくなり、渇水に対して効果的であることが示された。また、洪水吐からの放流を行う日数が減少したことから、下流の洪水防除に対しても有効であることが示唆された。

以上、本研究で開発した手法により、利水と治水の両方のバランスが取れたルールカーブを作成することができた。設定した各目的に対する重み係数を調節することで、その貯水池のニーズや政策決定者の意向に合わせたルールカーブを作成できることも、本手法の大きな利点である。また、1日単位ステップの放流量・貯水量のシミュレーション結果を用いることで、得られたルールカーブが利水と治水に対して与える影響を定量的に評価することができた。

第 5 章 総括

東南アジア新興諸国では，人口増加，都市化，工業化，および乾季の塩水遡上などを要因とした水不足が生じている．さらに近年では，灌漑，都市用水，水力発電など様々な目的に対する需要量が増加しており，必要水量の確保と効率的かつ適切な水供給が，持続可能な水資源管理のための重要な課題である．一方で，雨季の洪水による浸水被害が深刻な問題となっており，気候変動に伴う集中豪雨や海面上昇などを要因とした浸水被害の増加が懸念されている．このように，東南アジア新興諸国の水管理においては，利水と治水のトレードオフ問題が顕在しており，その効果的な解決策の提案が急務である．

貯水池は統合的な流域水管理のための最も効率的なツールの一つであり，渇水時の水利用の脆弱性や洪水を軽減するために運用されてきた．多くの貯水池システムは，事前に定義された「ルールカーブ」と呼ばれる操作規則に基づき管理されている．近年では，貯水池のルールカーブや放流量・貯水量を大域的手法により最適化した研究が数多く存在する．しかし，大域的手法によりルールカーブの最適化を行ったほとんどの研究では，放流量・貯水量のシミュレーションが 10 日間～1 ヶ月単位ステップで行われており，長期間スケールの問題である渇水，および短期間スケールの問題である洪水を同時に考慮することが難しかった．

最適化計算における放流量・貯水量のシミュレーションのためには，貯水池流入量データが必須である．しかし，東南アジア流域では，データの寡少性がしばしば問題となるため，貯水池流入量の長期観測データを入手することが難しく，降雨流出モデルによる長期シミュレーションが必須である．これまでに数多くの降雨流出モデルが提案されてきたが，(i) 計算時間が短い，(ii) パラメータ値が推定し易い，(iii) 将

来的な地域開発や気候変動による流出量への影響を評価可能という3つの要件を満たすモデルは無く、新たなモデルの開発が必要であった。

以上の背景と問題点に基づき、本研究では1日単位ステップの放流量・貯水量のシミュレーション結果による最適化計算で、月単位のルールカーブを提案し、得られたルールカーブが利水と治水に与える影響を定量的に評価することを目的とした。また、最適化計算における放流量・貯水量のシミュレーションに不可欠な貯水池流入量を計算するため、上記(i)～(iii)の要件を満たす新たな分布型降雨流出モデルの開発を目的とした。

解析対象はベトナム南部に位置する Dau Tieng 貯水池とした。同貯水池は、下流に位置する Ho Chi Minh 市の洪水防除と様々な需要に対する水供給を担う多目的貯水池であり、月単位のルールカーブを用いた操作・管理が行われている。現行のルールカーブによる操作では、需要量に対する給水量が不足している問題がある一方で、同貯水池からの洪水流入が Ho Chi Minh 市の浸水被害を引き起こす一要因となっているため、最適なルールカーブの提案が不可欠である。以下に第3章と第4章で得られた成果を総括する。

第3章では、Dau Tieng 流域を対象に、計算時間やデータ寡少性の問題を同時に克服することのできる分布型降雨流出モデルの開発を行った。地域開発に伴う土地利用変化や熱帯地域特有である降雨の空間的不均一性にも対応可能とするため、流域を矩形メッシュの集合体で表現する分布型降雨流出モデルを構築した。入手した90mメッシュの各種データを4500mメッシュに粗視化することで計算時間を大幅に短縮させた一方で、流域内の土地利用状況を的確に表現するため、各メッシュに主要な土地利用である森林、水田、畑地、市街地における流出特性を表現可能なタンクモデルを配置した。さらに、

時間的に安定した基底流成分を表現する流域地下水タンクモデルを設定した。モデルに必要な各種流域データベース、水文・気象データベースは GIS を援用して作成した。実測データが入手できた 1999 年から 2009 年で日単位の流域流出量を計算した結果、2000 年、2003 年、2007 年で NS 係数から判断して良い再現性が得られた。各年の再現精度に差が確認されたものの、期間全体としても流域流出量を十分に再現できた。本モデルは、適用性の高いモデルとして知られるタンクモデルを各土地利用からの流出計算に用いているため、既往の研究を参考にパラメータ値が推定し易く、東南アジア新興諸国のデータ寡少性および低精度が問題となる流域においても適用可能性が高い。また、計算時間の大幅な短縮により、大域的最適化のような計算時間の短縮が必須となる事例に対しても有効なモデルである。

第 4 章では、①洪水制御、②生活用水の供給、③工業用水の供給、④環境用水の供給、⑤農業用水の供給の機能を有する Dau Tieng 貯水池を対象に、下流域における渇水軽減と洪水防除を同時に考慮可能なルールカーブの最適化手法の開発を行った。Dau Tieng 貯水池のルールカーブは、貯水池操作における 5 つの基準水位である排除水位、上位水位、下位水位、限界水位、死水位から成る。また、各基準水位は、需要水量や季節を基に定められた毎月 1 日の基準水位 12 点で構成されている。その時々々の貯水位が各基準水位を超過するか否かで、各用水項目に対する給水量、および洪水吐からの放流量が決定される。本研究では、長期間スケールの問題である渇水、および短期間スケールの問題である洪水を効果的に考慮するため、1 日単位ステップの放流量・貯水量のシミュレーションを行うことで、毎月のルールカーブを最適化した。最適化手法として、他の最適化手法よりも強力な大域的探索能力を有する SCE-UA 法を採用した。現行のルールカーブでの充足

率が十分に満たされていない環境用水と農業用水の水不足量の最小化を目指した 2 種類のサブ目的関数，および下流域の洪水防除と渇水軽減を目指した 6 種類のペナルティ関数を，各目的の重要性を示す重み係数を用いて単一の目的関数として定式化した。

上位水位の最小値と最大値を起点にルールカーブを作成できる 36 個の変数を最適化の対象とすることで，各基準水位が交差することが無い滑らかな線で表現され，かつ季節を反映したルールカーブを作成できた。最適ルールカーブでは，工業用水と環境用水の充足率が 100 %，農業用水の充足率が 79.1 % となり，これは現行ルールカーブの充足率に対して工業用水が +2.7 ポイント，環境用水が +7.6 ポイント，農業用水が +12.7 ポイントで，各用水項目の充足率が大きく改善された。また，最適ルールカーブを用いると，工業用水，環境用水，農業用水に対する供給の制限日数が現行ルールカーブの場合より少なくなり，渇水に対して効果的であることが示された。また，洪水吐からの放流を行う日数が減少したことから，下流の洪水防除に対しても有効であることが示唆された。

以上，本研究で開発した手法により，利水と治水の両方のバランスが取れたルールカーブを作成することができた。設定した各目的に対する重み係数を調節することで，その貯水池のニーズや政策決定者の意向に合わせたルールカーブを作成できることも，本手法の大きな利点である。また，1 日単位ステップの放流量・貯水量のシミュレーション結果を用いることで，得られたルールカーブが利水と治水に対して与える影響を定量的に評価することができた。

以上の研究成果より，本研究では，**Dau Tieng** 貯水池の下流域における渇水軽減と洪水防除を同時に考慮可能なルールカーブの最適化手法，および計算時間やデータ寡少性の問題を同時に克服できる分布型降雨流出モデルを開発することがで

きた。流域面積に対する貯水容量が小さい等の理由により、利水と治水のどちらに対しても最適な放流・貯水操作を行うことが本来的に難しい貯水池もある中で、本研究で開発したルールカーブの最適化手法は、各目的の重要性を示す重み係数を調節することで、その貯水池のニーズや政策決定者の意向に合うように各目的のバランスが取れたルールカーブを提案できることが最大の利点である。また、データ寡少性の問題を考慮した本手法は、他流域にも適用可能性が高く、東南アジア新興諸国の利水・治水のトレードオフ問題の解決に資することが期待できる。

謝辞

九州大学大学院農学研究院教授・平松和昭先生には，研究活動の大部分において大変お世話になりました．本研究を進めるにあたり，日々熱心にご指導していただき，本論文の執筆に際しても多くのご教示・ご助言を賜りました．また，日頃から多くの励ましのお言葉をいただいたことも，研究活動の大きな支えとなりました．深甚なる謝意を表します．九州大学大学院農学研究院教授・大槻恭一先生，九州大学大学院農学研究院准教授・原田昌佳先生，九州大学大学院農学研究院助教・田畑俊範先生には，研究活動における多くの場面で貴重なご助言を賜りました．心より感謝申し上げます．

ベトナム Thuy Loi University 准教授・Trieu Anh Ngoc 博士，ベトナム Ho Chi Minh City University of Transport・Vu Thi Hoai Thu 博士には，研究データの取得やベトナムでの現場調査時など，数々の場面でお力添えいただきました．記して謝意を表します．そして，日頃から暖かい励ましのお言葉をくださった九州大学水環境学研究室テクニカルスタッフ・中島由美子氏，共に研究を進めていった九州大学水環境学研究室の同輩・後輩諸氏に心より感謝申し上げます．

最後に，日々の生活面から研究活動を支えてくれた家族に，心より感謝申し上げます．本当にありがとうございました．

参考文献

- 敖 天其, 石平 博, 竹内邦良 (1999): ブロック型 TOPMODEL 及び M-C 追跡法による分布型流出解析モデルの検討, 水工学論文集, **43**, 7-12.
- Be, T.T., Sinh, B.T. and Miller, F. (2007): *Challenges to sustainable development in the Mekong Delta: regional and national policy issues and research needs: literature analysis*, The Sustainable Mekong Research Network (SUMERNET).
- Beven, K.J., Kirkby, M.J., Schofield, N. and Tagg, A.F. (1984): Testing a physically-based flood forecasting model (TOPMODEL) for three U.K. catchments, *Journal of Hydrology*, **69**(1), 119-143.
- Chang, F.J., Chen, L. and Chang, L.C. (2005): Optimizing the reservoir operating rule curves by genetic algorithms, *Hydrological Processes*, **19**(11), 2277-2289.
- Chang, L.C. (2008): Guiding rational reservoir flood operation using penalty-type genetic algorithm, *Journal of Hydrology*, **354**(1), 65-74.
- Chen, L. (2003): Real coded genetic algorithm optimization of long term reservoir operation, *Journal of the American Water Resources Association*, **39**(5), 1157-1165.
- Chen, L., McPhee, J. and Yeh, W.W.G. (2007): A diversified multiobjective GA for optimizing reservoir rule curves, *Advances in Water Resources*, **30**(5), 1082-1093.

Chow, V.T. (1973): *Open-channel hydraulics*, McGraw-Hill, 108-114.

土木学会応用力学委員会逆問題小委員会 (2000): 土木工学における逆問題入門, 土木学会, 105-117.

Duan, Q., Sorooshian, S. and Gupta, V.K. (1992): Effective and efficient global optimization for conceptual rainfall-runoff models, *Water Resources Research*, **28**(4), 1015-1031.

Duan, Q., Sorooshian, S. and Gupta, V.K. (1994): Optimal use of the SCE-UA global optimization method for calibrating watershed models, *Journal of Hydrology*, **158**(3), 265-284.

Eckhardt, K. and Arnold, J.G. (2001): Automatic calibration of a distributed catchment model, *Journal of Hydrology*, **251**(1), 103-109.

George, B.A., Malano, H.M., Tri, V.K. and Turrall, H. (2004): Using modelling to improve operational performance in the Cu Chi irrigation system, Vietnam, *Irrigation and Drainage*, **53**(3), 237-249.

Goldberg, D.E. (1989): *Genetic algorithms in search, optimization, and machine learning*, Addison Wesley Publishing Co. Inc.

Guariso, G., Rinaldi, S. and Soncini-Sessa, R. (1986): The management of Lake Como: a multiobjective analysis, *Water Resources Research*, **22**(2), 109-120.

樋口克宏，益永八尋，渡邊 博，宮里哲郎（2010）：地球温暖化に伴うタイ国チャオプラヤ川流域の水資源減少量の予測，平成 22 年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集，264-265.

平岡 透，幸 弘美，陸 旻皎（2012）：分布型洪水流出モデルのための土地利用からの最大貯水能力及び最終浸透能の設定，土木学会論文集 B1（水工学），**68**(2)，103-108.

Holland, J. (1975): *Adaptation in natural and artificial systems: an introductory analysis with application to biology, control and artificial intelligence*, University of Michigan Press.

Hsu, N.S. and Wei, C.C. (2007): A multipurpose reservoir real-time operation model for flood control during typhoon invasion, *Journal of Hydrology*, **336**(3), 282-293.

市川 温，村上将道，立川康人，椎葉充晴（2001）：流域地形の新たな数理表現形式に基づく流域流出系シミュレーションシステムの開発，土木学会論文集，**691**，43-52.

角屋 睦（1979）：流出解析手法（その 1）雨水流出現象とその計測・解析，農業土木学会誌，**47**(10)，63-73.

風間 聡，NMMS バンダラ ナワラトナ，沢本正樹（2003）：灌漑と貯留施設を考慮したメコン河中流域の可能水資源量推定，水工学論文集，**47**，187-192.

小尻利治，東海明宏，木内陽一（1998）：シミュレーションモデルでの流域環境評価手順の開発，京都大学防災研究所年報，**41**(B-2)，119-134.

近藤昭彦（1994）：複数の手法によるモンsoonアジアの蒸発散量推定値の比較，日本水文科学会誌，**24**(1)，11-30.

Li, X., Guo, S., Liu, P. and Chen, G. (2010): Dynamic control of flood limited water level for reservoir operation by considering inflow uncertainty, *Journal of Hydrology*, **391**(1), 124-132.

陸 旻皎，小池俊雄，早川典生（1989）：分布型水文情報に対応する流出モデルの開発，土木学会論文集，**411**，135-142.

Madsen, H. (2000): Automatic calibration of a conceptual rainfall-runoff model using multiple objectives, *Journal of Hydrology*, **235**(3), 276-288.

Madsen, H. (2003): Parameter estimation in distributed hydrological catchment modelling using automatic calibration with multiple objectives, *Advances in Water Resources*, **26**(2), 205-216.

三浦健志，奥野林太郎（1993）：ペンマン式による蒸発散位計算方法の詳細，農業土木学会論文集，**164**，157-163.

宮本 守，松本和宏，津田守正，山影 譲，岩見洋一，穴井宏和（2015）：複数の洪水イベントにおける分布型流出モデルの最適パラメータの推定，土木学会論文集 B1(水工学)，**71**(4)，I_271-I_276.

Moriasi, D.N., Arnold, J.G., Van Liew, M.W., Bingner, R.L., Harmel, R.D. and Veith, T.L. (2007): Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulations, *Transactions of the American Society of Agricultural and Biological Engineers*, **50**(3), 885-900.

中桐貴生，渡辺紹裕，堀野治彦，丸山利輔（1998）：紀の川流域における流域水循環モデルの開発－流域水循環モデルによる農業用水利用の分析（I）－，農土論集，**198**，1-11.

Nash, J.E. and Sutcliffe, J.V. (1970): River flow forecasting through conceptual models part I - A discussion of principles, *Journal of Hydrology*, **10**(3), 282-290.

Nelder, J.A. and Mead, R. (1965): A simplex method for function minimization, *The Computer Journal*, **7**(4), 308-313.

Ngo, L.L., Madsen, H. and Rosbjerg, D. (2007): Simulation and optimisation modelling approach for operation of the Hoa Binh reservoir, Vietnam, *Journal of Hydrology*, **336**(3), 269-281.

Nguyen, K.Q., Le, B.X., Le, T.T. and Trieu, N.A. (2015): Flood control measures in the lower Dong Nai - Sai Gon river basin, *Proceedings of the annual conference on water resources*, ISBN: 978-604-82-1710-5, 13-26.

朴 珍赫，小尻利治，友杉邦雄（2003）：流域環境評価のためのGISベース分布型流出モデルの展開，水文・水資源学会誌，**16**(5)，541-555.

Powell, M.J.D. (1964): An efficient method for finding the minimum of a function of several variables without calculating derivatives, *The Computer Journal*, **7**(2), 155-162.

Raje, D. and Mujumdar, P.P. (2010): Reservoir performance under uncertainty in hydrologic impacts of climate change, *Advances in Water Resources*, **33**(3), 312-326.

Reddy, M.J. and Nagesh Kumar, D. (2007): Multi-objective particle swarm optimization for generating optimal trade-offs in reservoir operation, *Hydrological Processes*, **21**(21), 2897-2909.

佐山敬洋，立川康人，寶 馨，市川 温（2005）：広域分布型流出予測システムの開発とダム群治水効果の評価，土木学会論文集，**803**，13-27.

佐山敬洋，寶 馨（2003）：斜面侵食を対象とする分布型土砂流出モデル，土木学会論文集，**726**，1-9.

Shenava, N. and Shourian, M. (2018): Optimal reservoir operation with water supply enhancement and flood mitigation objectives using an optimization-simulation approach, *Water Resources Management*, **32**(13), 4393-4407.

清水裕太，小野寺真一，松森堅治（2014）：水文流出モデルを用いた流域からの窒素流出量推定－現状と課題－，日本水文学会誌，**44**(4)，207-223.

- Sorooshian, S., Duan, Q. and Gupta, V.K. (1993): Calibration of rainfall-runoff models: application of global optimization to the Sacramento Soil Moisture Accounting Model, *Water Resources Research*, **29**(4), 1185-1194.
- Takada, A., Hiramatsu, K., Trieu, N.A., Harada, M. and Tabata, T. (2017): Development of a Grid-based Distributed Runoff Model and Flood Scenario Analyses in Dau Tieng river watershed, Vietnam, *Journal of Rainwater Catchment Systems*, **22**(2), 9-17.
- Takeuchi, K., Ao, T. and Ishidaira, H. (1999): Introduction of block-wise use of TOPMODEL and Muskingum-Cunge method for the hydroenvironmental simulation of a large ungauged basin, *Hydrological Sciences Journal*, **44**(4), 633-646.
- 田中丸治哉 (1995) : タンクモデル定数の大域的探索, 農業土木学会論文集, **178**, 503-512.
- The Vietnamese Prime Minister of Government (2016): Issuance of the operation policy in Dong Nai river basin (in Vietnamese).
- Thornthwaite, C.W. (1948): An approach toward a rational classification of climate, *Geographical Review*, **38**(1), 55-94.
- Thu, V.T.H., Tabata, T., Hiramatsu, K., Trieu, A.N. and Harada, M. (2019): Impact of gate operating modes of sea dikes on hydrodynamic regime and inundated area in Can Gio Bay, *Coastal Engineering Journal*, **61**(2), 171-186.

- Trieu, N.A., Hiramatsu, K. and Harada, M. (2013): Optimizing parameters for two conceptual hydrological models using a genetic algorithm: a case study in the Dau Tieng river watershed, Vietnam, *Japan Agricultural Research Quarterly: JARQ*, **47**(1), 85-96.
- Trieu, N.A., Hiramatsu, K. and Harada, M. (2014): Optimizing the rule curves of multi-use reservoir operation using a genetic algorithm with a penalty strategy, *Paddy and Water Environment*, **12**(1), 125-137.
- Wurbs, R.A. (1993): Reservoir-system simulation and optimization models, *Journal of Water Resources Planning and Management*, **119**(4), 455-472.
- Yeh, W.W.G. (1985): Reservoir management and operations models: a state-of-the-art review, *Water Resources Research*, **21**(12), 1797-1818.
- Zhou, Y. and Guo, S. (2013): Incorporating ecological requirement into multipurpose reservoir operating rule curves for adaptation to climate change, *Journal of Hydrology*, **498**, 153-164.