

国土技術政策総合研究所 プロジェクト研究報告

PROJECT RESEARCH REPORT of
National Institute for Land and Infrastructure Management

No. 9

December 2006

地球規模水循環変動に対応する水管理技術に関する研究

Research on Water Management Technologies in Response to Global Water Cycle Variability

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Japan

地球規模水循環変動に対応する水管理技術に関する研究

中村 昭	(2003年4月～2004年3月)	*
猪股 純	(2004年4月～2005年7月)	*
栗城 稔	(2005年8月～2006年3月)	*
大平 一典	(2006年4月～)	**

Research on Water Management Technologies in Response to Global Water Cycle Variability

Akira NAKAMURA	(2003. 4～2004. 3)
Jun INOMATA	(2004. 4～2005. 7)
Minoru KURIKI	(2005. 8～2006. 3)
Kazunori OHDAIRA	(2006. 4～)

概要

降水量の変動が経年的に拡大する傾向にあり、水害・土砂災害、渇水の発生する危険性が増大しつつある。国土技術政策総合研究所では、高精度化された降水量予測情報を活用した洪水予警報、土砂災害の警戒・避難、貯水池の効率的運用等が可能な地球規模水循環変動に対応する次世代水管理技術を開発し、災害の防止・軽減による安全な社会の実現に資することを目的として、プロジェクト研究「地球規模水循環変動に対応する水管理技術に関する研究」を、平成15年度から平成17年度までの3箇年で実施した。本報告は、その研究成果をまとめたものである。

キーワード： 予測降水量、次世代水管理技術、洪水、渇水、土砂災害、水質

Synopsis

Considering growing precipitation variability in recent years, Japan is now at increased risk of floods, sediment disasters, and droughts. Accordingly, development of next-generation water management technologies in response to Global Water Cycle Variability are required that can be applied to flood warning systems, sediment disaster warning and evacuation, and effective operation of water reservoirs utilizing high-precise precipitation forecasting information to mitigate and prevent from disasters, and to improve secure society. For these points, NILIM held a project research titled "Research on Water Management Technologies in Response to Global Water Cycle Variability" during three years from 2003 to 2005. The results of research are summarized in this report.

Key Words : predicted precipitation, next-generation water management technologies, flood, drought, sediment disaster, water quality

* 前 河川研究部長
Former Director of River Department
**河川研究部長
Director of River Department

まえがき

地球規模の水循環変動に伴う異常気象による水害・土砂災害、渇水被害が頻発する傾向にある中で、これらの災害を防止・軽減するためには、降水量の予測情報を活用して豪雨や渇水の発生する時期と規模を予測することによりの確な対策を事前に講じる必要がある。

そのため国土技術政策総合研究所では、平成 15 年度から 17 年度の 3 年間にプロジェクト研究「地球規模水循環変動に対応する水管理技術に関する研究」を実施し、近年高精度化されつつある降水量予測情報を活用した洪水予警報、土砂災害の警戒・避難、貯水池の効率的運用等が可能な次世代水管理技術の開発を行った。

本研究の内容としては、「次世代水管理技術に関する研究」として、①予測雨量の不確実性を考慮した確率論的洪水予測システムの開発、②雨水流出現象及び土砂生産・流出現象に関するモデルを自由に組み合わせることが可能な統合型土砂災害予測モデルの提案、③ダム貯水池における新たなリアルタイム流入量予測モデルの開発を行った。また、④ダム貯水池の効率的な水質管理方法を検討し、水質管理の適用性についての知見を得た。

さらに、「海外の水問題を解決するための国際貢献」として、2004 年 7 月にシンガポールで開催された第 2 回アジア太平洋地域水文水資源国際会議で特別セッションを主催し、アジアモンスーン地域の 5 カ国から 7 名の参加者を招聘し、各国の水問題及びそれらへの取り組みについて情報交換を実施した。

本報告は、以上に示した研究で構成されるプロジェクト研究「地球規模水循環変動に対応する水管理技術に関する研究」の成果をとりまとめたものである。

本報告でとりまとめたプロジェクト研究の成果を、水害、土砂災害対策の参考として大いに活用して頂ければ幸いである。

なお、本研究終了後の平成 18 年以降、気象庁の降水量予測情報の精度が大きく改善される予定であり、予測降水量の活用による災害の軽減に向けて、今後の研究に反映させることとしている。

平成 18 年 12 月

河川研究部長 大平 一典

目 次

第1章 研究の概要	
1. 概要	1
2. 目的	1
3. 研究の内容	1
3-1 次世代水管理技術に関する研究	1
3-2 海外の水問題を解決するための国際貢献	11
第2章 個別の研究成果	12
I. 次世代水管理技術に関する研究	12
1. 予測降水量を活用した洪水予警報に関する技術開発	12
1-1 確率論的洪水予測手法の検討	12
1-2 洪水予測システムの開発	26
2. 予測降水量が活用可能な土砂災害警戒・避難に関する技術開発	28
2-1 水文・斜面安定モデルを組み合わせた分布型土砂災害発生予測モデルの検討	28
2-2 本システムの実測事例への適用性およびモデルの特性に関する検討	46
3. 予測降水量を活用したダム貯水池の効率的運用に関する技術開発	71
3-1 降水量予測情報の精度評価	71
3-2 分布型リアルタイムダム流入量予測モデルの開発	77
4. 予測降水量を活用したダム貯水池水質の効率的管理に関する技術開発	97
4-1 ダム流域の流出モデルと貯水池水質モデルの構築	97
4-2 降雨予測情報を活用したダム操作方法の検討	106
4-3 降水量予測情報を用いたダム水質管理の検討	121
II. 海外の水問題を解決するための国際貢献	135
1. 水管理技術に関する海外との情報交換・提供	135
1-1 アジア太平洋地域水文水資源国際会議(APHW2004)「NILIM 特別セッション」の開催	135
1-2 「NILIM 特別セッション」における成果	135
1-3 「NILIM 特別セッション」における発表の概要及び会場からの質疑	136
第3章 研究のまとめと今後の課題	141
参考資料 成果の公表	142

プロジェクト研究実施者名簿

所属	役職	氏名	担当期間	担当分野
河川研究部	部長	中村 昭	2003.4～2004.3	プロジェクトリーダー
	部長	猪股 純	2004.4～2005.7	
	部長	栗城 稔	2005.8～2006.3	
	流域管理研究官	和田 一範	2003.4～2006.3	予測降水量を活用したダム貯水池の効率的運用に関する技術開発 海外の水問題を解決するための国際貢献
危機管理技術研究センター水害研究室	室長	廣木 謙三	2003.4～2004.6	予測降水量を活用した洪水予警報に関する技術開発
	室長	中村 徹立	2004.7～2006.3	
	主任研究官	佐々木 淑充	2003.4～2005.6	
	主任研究官	野仲 典理	2005.4～2006.3	
	研究官	梅村 幸一郎	2003.4～2004.3	
	研究官	水草 浩一	2004.4～2005.3	
	研究官	山岸 陽介	2005.4～2006.3	
危機管理技術研究センター砂防研究室	室長	寺田 秀樹	2003.4～2004.3	予測降水量を活用した土砂災害警戒・避難に関する技術開発
	室長	小山内 信智	2004.4～2006.3	
	主任研究官	國友 優	2003.4～2004.3	
	主任研究官	野呂 智之	2004.4～2006.3	
	研究官	内田 太郎	2003.4～2006.3	
河川研究部ダム研究室	室長	川崎 秀明	2003.4～2004.6	予測降水量を活用したダム貯水池の効率的運用に関する技術開発 海外の水問題を解決するための国際貢献
	室長	安田 成夫	2007.4～2006.3	
	主任研究官	村瀬 勝彦	2003.4～2004.12	
	主任研究官	川崎 将生	2004.12～2006.3	
	研究官	富澤 洋介	2003.4～2006.3	
環境研究部河川環境研究室	室長	藤田 光一	2003.4～2006.3	予測降水量を活用したダム貯水池水質の効率的な管理に関する技術開発
	主任研究官	伊藤 弘之	2003.4～2005.3	
	研究官	小路 剛志	2005.4～2006.3	

プロジェクト研究報告とりまとめ担当者名簿

所属・役職	氏名
河川研究部長	大平 一典
河川研究部流域管理研究官	金木 誠
危機管理技術研究センター水害研究室長	中村 徹立
危機管理技術研究センター砂防研究室長	小山内 信智
河川研究部水資源研究室長	安田 成夫
環境研究部河川環境研究室長	藤田 光一
危機管理技術研究センター砂防研究室主任研究官	秋山 一弥
河川研究部水資源研究室主任研究官	多田 智和
危機管理技術研究センター水害研究室研究官	山岸 陽介
環境研究部河川環境研究室研究官	小路 剛志
危機管理技術研究センター砂防研究室研究員	清水 武志

第1章 研究の概要

1. 概要

地球規模の水循環変動に伴う異常気象により、近年水害・土砂災害、渇水被害が頻発している。これらの災害等を防止・軽減するためには、降水量の予測情報を活用して豪雨や渇水の発生する時期と規模を予知することにより的確な対策を事前に講じる必要があるが、これまでわが国の水管理においては、降水量の予測情報は精度上の問題があることから十分活用されてこなかった。

しかし、近年、気象衛星等による気象観測が充実するとともに、気象予測モデルの進歩等により降水量の予測精度が向上しつつある。そこで本研究では、降水量の予測情報を新たに活用して洪水予警報、土砂災害の警戒・避難、貯水池の効率的運用等を行うことができる次世代水管理技術の開発を行った。

また、アジアモンスーン地域等の技術者との国際的ネットワークを構築し、ここで開発した技術を含めわが国の水管理技術を提供するなど、海外との情報交換を行った。

2. 目的

本研究は、予測降水量を活用した洪水予警報、土砂災害の警戒・避難、貯水池の効率的運用等が可能な次世代水管理技術を開発するとともに、アジアモンスーン地域をはじめとした海外との情報交換・提供を行うことにより、水災害等の防止・軽減による安全な社会の実現に資することを目的とし、具体的には以下の成果目標を設定して研究を実施した。

I. 次世代水管理技術に関する研究

- ①予測降水量を活用した洪水予警報に関する技術開発
- ②予測降水量を活用した土砂災害警戒・避難に関する技術開発
- ③予測降水量を活用したダム貯水池の効率的運用に関する技術開発
- ④予測降水量を活用したダム貯水池水質の効率的管理に関する技術開発

II. 海外の水問題を解決するための国際貢献

- ①水管理技術に関する海外との情報交換・提供

3. 研究の内容

3-1. 次世代水管理技術に関する研究

3-1-1 予測降水量を活用した洪水予警報に関する技術開発

我が国で多く利用されている、雨量や水位・流量等の洪水実績資料を基にした経験則に基づく洪水予測システムは、過去に経験したことがない洪水が発生した時に、洪水予測システムが十分に機能・対応できなくなる恐れがある。そこで、本研究では、不確定事象である予測雨量の変化に対して確率的な表現を用い、予測に幅を持たせる柔軟な洪水予測手法について検討した。

(1) 降雨予測の特性

過去の気象庁の降水短時間予報の予測雨量を用いて、図 3-1-1 に示す九州地方の松浦川水系を対象に、過去7年間の予測雨量データから30降雨を抽出し、予測雨量の定量的な分析を行

った。予測雨量の誤差は、降雨強度分布の変化の大きさ（標準偏差で表現）が大きくなるにつれて誤算分布に広がりがある。この特性を利用し、降雨分布の標準偏差のある区間内において、分布値が 90%含まれる範囲を上限値、下限値とし、予測雨量の上限・下限値誤差曲線を作成した(図 3-1-2)。なお、標準偏差が 10mm 以上の場合は分布値が少ないため、誤差曲線は外挿によって求めた。

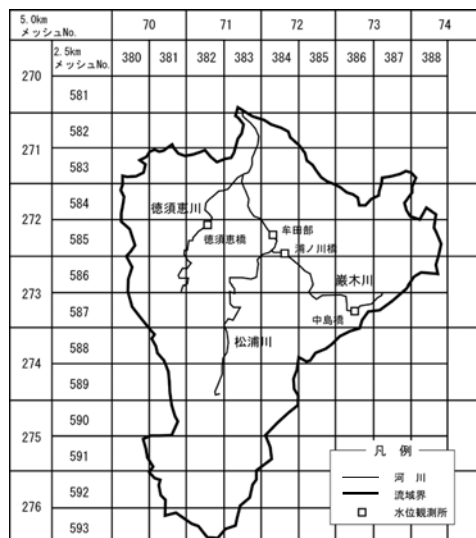


図 3-1-1 松浦川流域

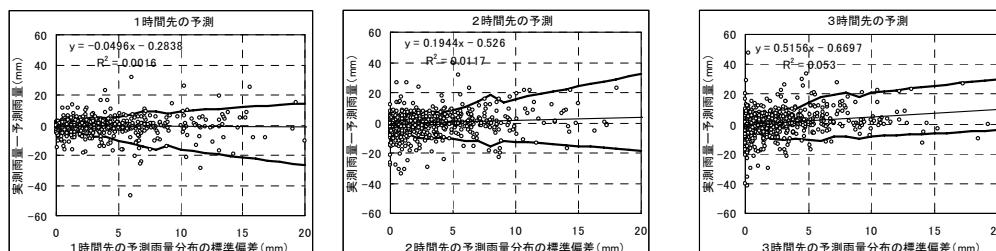


図 3-1-2 降雨分布の標準偏差と誤差曲線

(2)洪水予測の確率的表現方法

図 3-1-2 の上下限値の誤差曲線を利用して、洪水予測結果に確率的な表現を加えた、確率論的洪水予測の計算手順を図 3-1-3 に示す。(1)で設定した予測雨量の上下限値を流出計算の入力データとして、それぞれ流出量を計算し、H-Q 曲線を介在させて、確率論的な表現の予測水位（信頼区間 90%）を算出する。洪水予測計算では計算水位を観測水位で補正するフィードバック計算を行っている。そのため、上下限の予測雨量で洪水計算を行っても、予測水位は実測水位と大きく異なることはなく、予測水位の上下限の範囲内に実測水位が含まれる結果となった(図 3-1-4)。

ただし、予測雨量の波形が実際の雨量の波形と大きく異なる場合は、フィードバック計算では対応できず、予測水位の上下限の範囲内に実測水位が含まれない場合もあった。

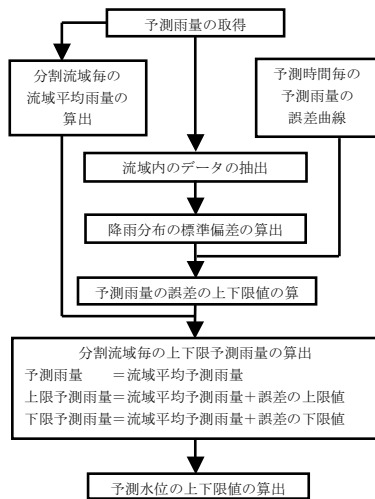


図 3-1-3 確率論的洪水予測の計算手順

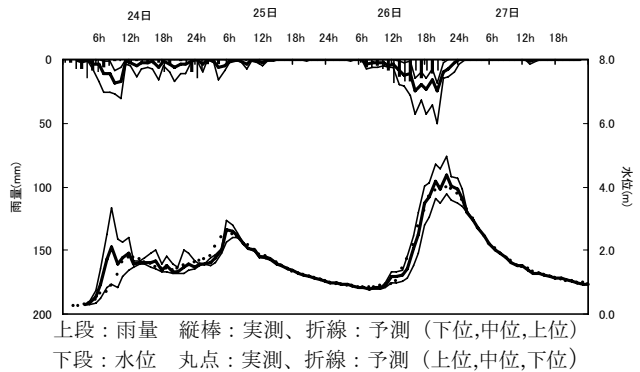


図 3-1-4 洪水予測の確率表現（3 時間先の予測）

(3)洪水予測システムの開発

実績雨量（レーダアメダス等）と予測雨量（気象庁降水短時間予報、降水ナウキャスト等）を基に予測雨量の誤差を考慮した上記の確率論的洪水予測手法、現時刻の流出率を用いて計算流量を実測値に合わせる「現時刻 f 合わせ」、現時刻の計算水位と実績水位の差(Δh)をスライドして実績水位に合わせる「 Δh 合わせ」等のフィードバック計算手法の選択機能等を組み込んだ洪水予測システムを開発した。

3-1-2 予測降水量が活用可能な土砂災害警戒・避難に関する技術開発

地球規模の気象観測や数値モデルの高度化などにより、降雨予測の精度向上が図られてきている。今後、これらの降雨予測情報を土砂災害対策に有効に活用するためには、土砂生産予測モデルの精度向上が必要である。これまで土砂生産に関する予測手法として提案されたものは、過去の災害実績にもとづく経験的な手法が多いが、このような手法では、植生、地質、地形などの場の条件や、先行降雨量、降雨波形など土砂災害の誘因となる条件が多様であるため、適用には限界がある。

1980 年代以降、土砂生産予測モデルとして、土砂移動現象に影響する表面流、鉛直浸透、飽和側方流などの雨水－流出過程に関するモデルや、雨滴侵食、斜面安定計算などの土砂生産－移動現象に関するモデルを結合したいわゆる物理モデルの構築・提案がなされてきた。また、数多くの実験や現地観測が行われ、モデルに適用することで改良や提案もされてきている。しかし、これらのモデルが土砂災害対策として十分に活用されているとは言い難いのが現状である。そこで本研究では、土砂生産予測モデルが実務上で利用可能となるように現状の各種の物理モデルを分析し、課題を克服できる物理モデルの構築を目的とした。

(1)物理モデルの現状と課題

土砂生産予測には、数多くのモデルを組み合わせる必要があるため、モデルの構築に多大な労力を要し、モデル全体を詳細に把握することが困難である。その上、各要素に対して多くのモデルが提案されており、目的、対象スケール、事象にあった最適なモデルを抽出するのが難

しい。そこで、統一の規格・コンピュータ言語を用い、従来提案されている土砂移動現象をコントロールする数値計算手法のプログラミングを行い、各要素のモデルから自由にモデルを選択でき、それらを自由に組み合わせることが可能で、新たに提案されたモデルを追加できるシステムの開発を目的とした。

(2) 統合型土砂生産予測モデルの検討

図 3-1-5 に本研究の開発モデルの概略を示す。これは i) 計算メッシュ作成モデル、ii) 雨水流出モデル、iii) 表面侵食モデル、iv) 表層崩壊一崩土流下モデルの 4 モデルかなり、ii)～iv) のモデルは 2－4 のサブルーチンからなる。さらに、各サブルーチンは複数のモデルから選択可能とした。プログラムを作成したモデルを表 3-1-1 に示す。

このように、本モデルを用いることによって、計算手法の違いが土砂生産予測に及ぼす影響を検証することが可能となる。今後、実測の水文観測結果、災害事例と計算結果の比較を行い、計算手法が土砂生産予測精度に及ぼす影響を明らかにすることで、作成した物理モデルの課題が抽出可能であると考えられる。

表 3-1-1 プログラムを作成した計算手法

モデル	サブルーチン	計算手法
メッシュ作成モデル		正方形メッシュ作成
雨水流出モデル	表面流発生ルーチン	Smith-Parlangeの式 (Smith and Parlange, 1978)
		2次元浅水流モデル
	地中流ルーチン	2次元キネマチックウエーブモデル
		1次元Richards式+飽和側方流
表面侵食モデル	岩盤浸透ルーチン	小杉ら(2002)式+飽和側方流
		拡散方程式 (Iverson, 2000)
	土砂剥離ルーチン	定常流モデル (Montgomery and Dietrich, 1994)
		一定量浸透 (平松ら, 1990)
表層崩壊一崩土流下モデル	土砂運搬ルーチン	欧らの粘性土の侵食速度式
		KINEROS中の侵食速度式 (Smith et al. 1995)
	斜面崩壊発生ルーチン	水山式
	崩壊土砂流下ルーチン	無限長斜面の安定解析
		未プログラミング

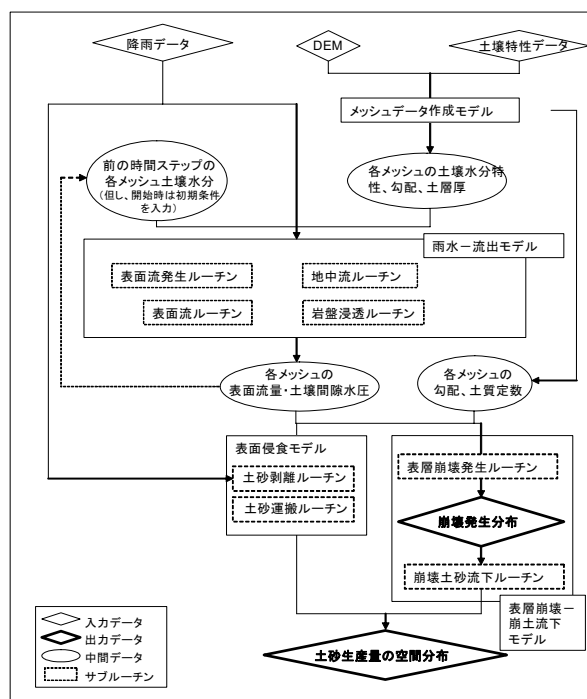


図 3-1-5 統合型土砂生産予測モデルの概要

(3)まとめ

本モデルを用いることによって、計算手法の違いが土砂生産予測に及ぼす影響を検証していくことが可能となった。今後、実測の水文観測結果、災害事例と計算結果の比較を通して、計算手法が土砂生産予測精度に及ぼす影響を明らかにし、土砂生産予測に関する物理モデルの課題を抽出するとともに、目的、対象とする期間、地域ごとに最適なモデルの組合せが明らかになると考えられる。その上で、一般的に利用可能な形としてモデルを改良して、土砂災害のソフト対策に活用する予定である。

3-1-3 予測降水量を活用したダム貯水池の効率的運用に関する技術開発

(1)実測雨量と予測雨量の比較

地球規模の気象観測や数値モデルの高度化等により気象予測の精度向上に向けて取り組みが進められている(表 3-1-2)。一方、わが国のダムでは実績の気象・水象情報に基づく経験的な手法により洪水調節や各種用水の補給を実施している場合が多く、これら最新の予測情報を活用し効率的な高水管理・低水管理を行う環境が十分に整えられていないのが現状である。これは、これらの予測情報の定量性に関する評価が定まっていないことが原因の一端にあると考えられる。そこで、気象庁の現行の数値解析予報システム(NAPS7) 供用開始の 2002 年 3 月以降、2004 年末までの期間で規模の大きい洪水を発生させた 7 回の降雨イベントについて実測雨量と予測雨量の比較を行った。対象流域は北上川、阿賀川、利根川、木曽川、淀川、吉野川、筑後川の 7 水系のダム流域とし、実測雨量はこれらの流域内で観測されている 214 箇所の雨量観測所の時間雨量とした。

表 3-1-2 本研究で使用した気象庁の降水量予測情報

	降水短時間予報 (VSRF)	メソ数値予報モデル (MSM)	領域数値予報モデル (RSM)
空間格子間隔	約 5km	約 10km	約 20km
更新時間間隔	0.5hr	6hr	12hr
最大先行時間	6hr	18hr	51hr

図 3-1-6 は、予測先行時間別に、時間雨量の予測値と実測値の関係を相関係数及び回帰係数で表したものである。図中、記号付きの太線は全地点・全降雨の平均値を示し、上側の折れ線は最も精度が良い、また下側の折れ線は最も精度が悪いモデル流域での平均値を示す。ここでは、相関係数が 1.0 であれば降雨波形が相似で、かつ回帰係数が 1.0 であれば各時間の雨量も一致することを意味するが、図によるといずれの係数も先行時間の増加とともに減少する傾向にある。つまり、先行時間が増加すると降雨波形の相似の度合いが低くなり、時間雨量が小さく見積もられる傾向が強くなっている。全平均で見る限り、メソ数値予報モデル(MSM)及び領域数値予報モデル(RSM)は時間単位の予測雨量として精度があまり期待できない。また降水

短時間予報(VSRF)でも先行時間が2時間を超えると急激に予測精度が劣化する結果となっている。このようなことからダム貯水池の流入量予測に適用可能な予測降雨は1ないし2時間先までのVSRFの予報値と考えられる。図3-1-7は、検討対象期間における全ての予報時刻でのVSRFの6時間雨量、MSMの6・12・18時間雨量及びRSMの6・12・18・24・36・48時間雨量の予測値とこれに対応する実測の積算雨量との相関係数・回帰係数を示している。相関係数に着目すると、降雨の予測方法、時間間隔によらず、高い水準で大きな変動もなく相関を維持していることが読み取れる。回帰係数を見ると予測が実測より多少小さい傾向を示しているものの、6時間～48時間雨量の降雨波形は、VSRF、MSM、RSMともに、比較的精度良く予測されていると考えることができる。このことは、ダムの洪水調節の事前作業時に今後発生する降雨の時機や概ねの規模を把握するなどの監視情報としての利用可能性を示している。

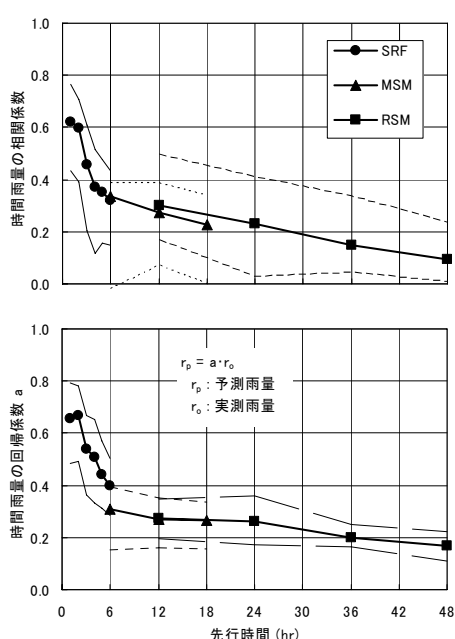


図 3-1-6 時間雨量の相関係数・回帰係数

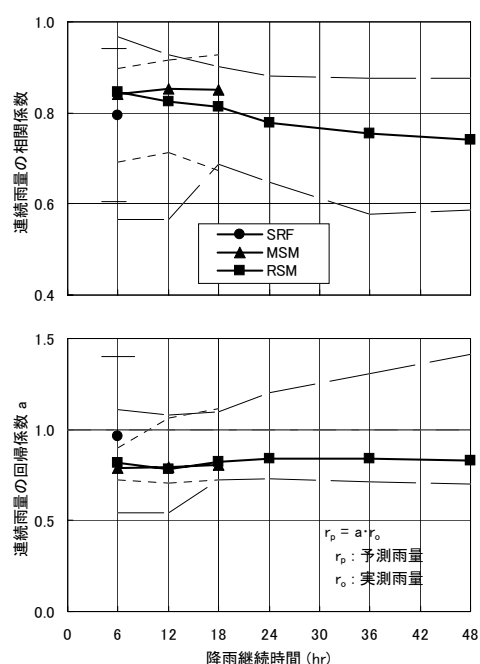


図 3-1-7 積算雨量の相関係数・回帰係数

(2)VSRF によるリアルタイムダム流入量予測モデルの開発

ダム貯水池の流入量予測の入力降雨としての適用可能性が見出された VSRF の予測降雨を用いたリアルタイムダム流入量予測モデルを開発した。モデル形式として面的な情報を活用できる実用的な分布型モデルを採用することとし、具体的には以下の要件を満たすモデルを開発した。

1) 流出の再現性に優れていること【モデルの近似性】

いうまでもないが、流出解析手法としての洪水流出の再現性が確保されるモデルとする必要がある。このためには、実流域に適用され、洪水の再現性が確認されているモデルが候補になる。

2) パラメータの同定が容易なこと【モデル化の難易】

パラメータの数が多ければその再現性が高まる可能性があるが、一方でパラメータの同

定が難しくなる（労力がかかる）ことも考えられる。したがって、パラメータの数が極力少なく、他の数値データから推定できるような物理的意味をもったモデルを採用することが望ましい。

3) 既存のデータをもとに容易にモデル化できること【モデルの適用性・全国展開】

本検討では筑後川を対象としているが、今後全国の河川やダム流域に適用することを想定すると、1)、2)の問題を含め入手可能な既存のデータをもとに容易にモデル化を図れるようなモデルを採用することが望ましい。

4) 計算時間が短いこと【計算時間】

洪水予測ではリアルタイム処理を行い、少しでも早く予測情報を河川・ダム管理に活用することが重要である。このためには、計算所要時間の短いモデルとする必要がある。

既存の分布型流出予測モデルの特徴を整理し、陸・小池・早川によって提案された分布型流出モデルを基本とするモデルを開発した。洪水流量曲線の構成概念図を図 3-1-8 に、モデルのフローチャートを図 3-1-9 に示す。

上記の分布型流出予測モデルにより、レーダーアメダス解析雨量と VSRF を用いてリアルタイムダム流入量予測実験を行った。(図 3-1-10) 流域面積約 1000km² に対し 6 時間先までの予測計算にかかった時間は約 4 分であり、時間的には大きな問題はない。今回検証した 3 洪水では、6 時間先まで比較的精度の良い予測が可能であった。今後、ダムを管理しているいくつかの事務所に試験的に導入し、ダム管理実務に利用した場合の効果や問題点について、現場と一体となってケーススタディを重ね、必要な改良を進めていく。

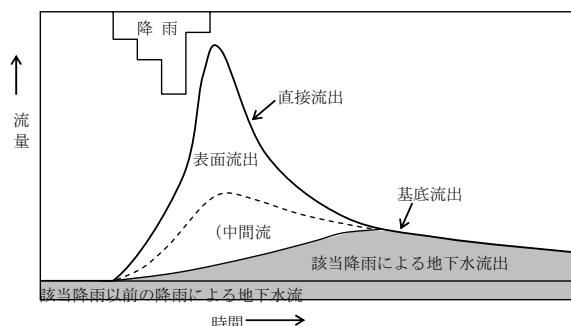


図 3-1-8 洪水流量曲線の構成概念図

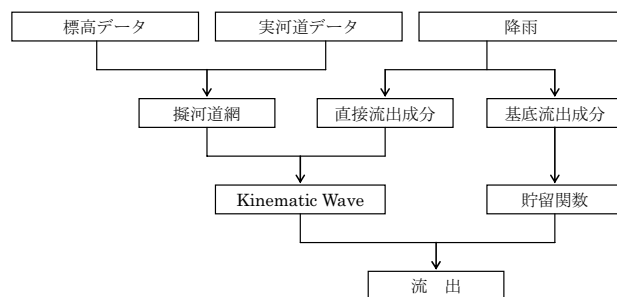


図 3-1-9 モデルフローチャート

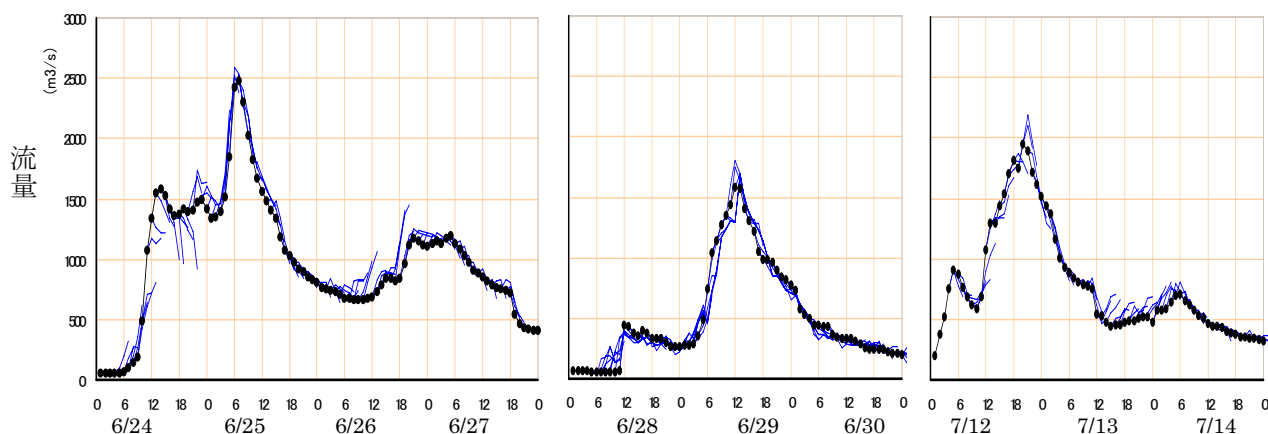


図 3-1-10 分布型流出予測モデルによるリアルタイム流出計算結果（黒丸：実測、実線：予測計算結果）

(3)分布型流出モデルの活用例

①事前放流

時間と共に更新される降雨予測情報を活用して、事前放流の実施・中断の判断として活用することが可能となる。

長時間の降雨予測を活用し、事前放流の実施を決定した後も、常に、更新され続ける最新の長時間及び短時間の降雨予測情報により、事前放流量の調整や終了の判断が可能となる。

②ただし書き操作

従来型の流入量予測モデルでは、ただし書き操作(計画規模を超える洪水時に放流量を増やす操作)が必要であると判断されるようなケースでも、降雨予測情報を活用した分布型流出モデルにより、流入量が速やかに減少すると予測されたケースでは、ただし書き操作の必要性はないと判断することが可能になり、通常のダム操作により洪水調節の実施が可能となる。

また、分布型流出モデルによりただし書き操作が必要であると判断された場合にも、早期の情報提供が可能となる。

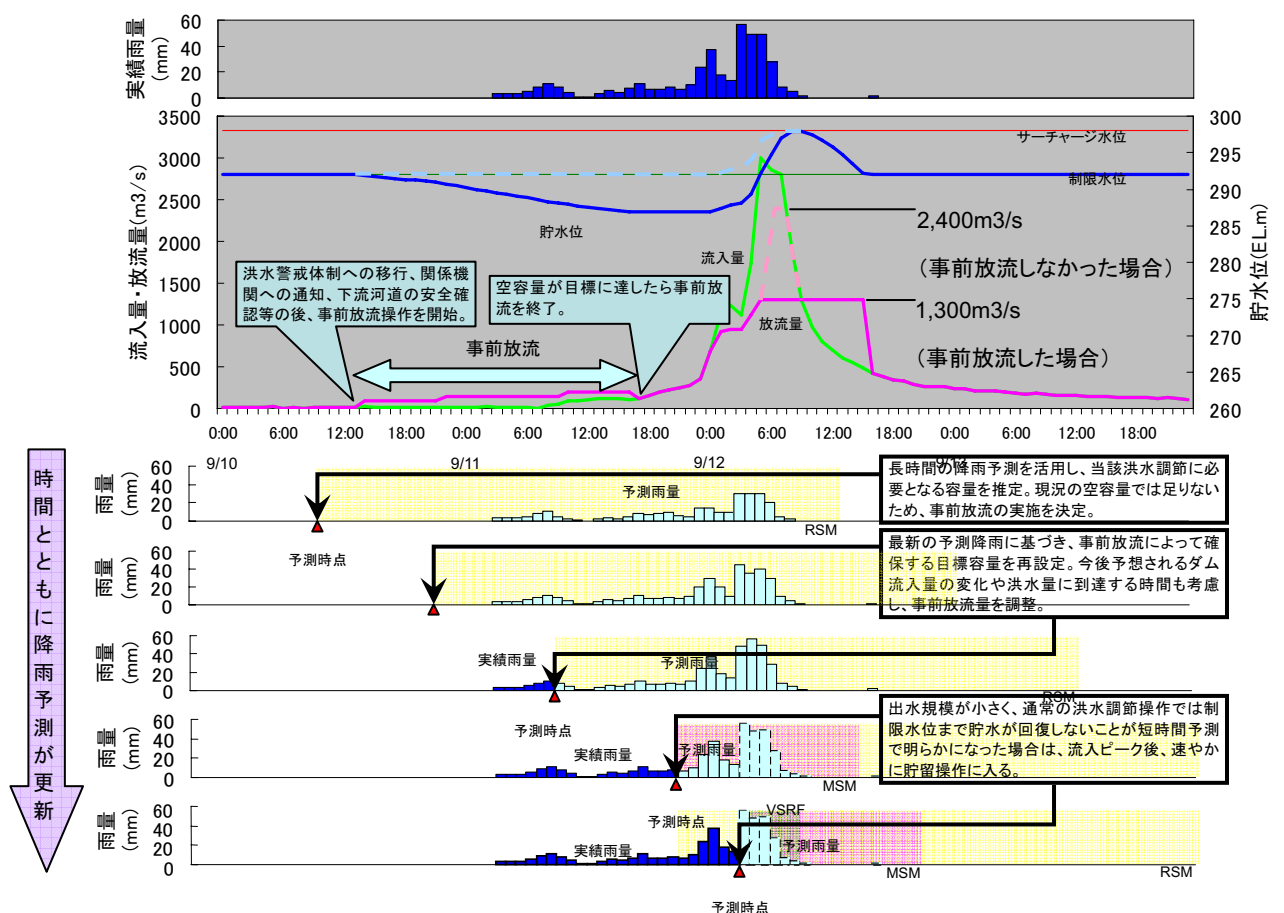


図 3-1-11 分布型流出モデルの活用例(事前放流)

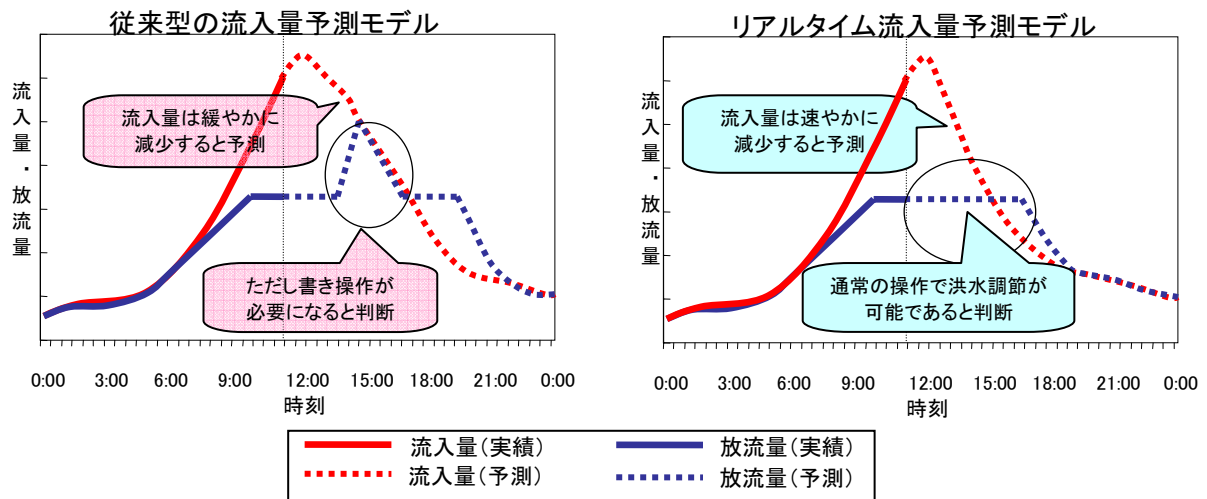


図 3-1-12 分布型流出モデルの活用例(ただし書き操作)

3-1-4 予測降水量を活用したダム貯水池水質の効率的管理に関する技術開発

(1) 降雨予測情報を活用したダム操作方法の検討

ダム貯水池及び下流河川の水質を適切に管理するため、降雨予測情報を前提とした選択取水施設の操作方法について、阿武隈川水系の三春ダムを対象に構築した貯水池水質モデルにより検討した。

降雨予測情報は、気象庁から入手した以下の 2 種類のデータを用いた。

- ・ RSM(領域数値予報モデル)：1～2 日までの平均的な雨量(または積算雨量)の把握に用いられる。
- ・ 降水短時間予報：6 時間先までの時間雨量の把握に用いられる。

ダム貯水池で顕著な富栄養化現象が夏季の大中規模出水後に見られ、その一因として出水時に流入する高濃度の栄養塩にあると言われている。水質改善のために、高濁度水塊がダムサイトに近づいてからコンジット放流を開始し、制限水位を下回っても高濁度水塊が通過し終わるまでコンジット追加放流することで、濃い濁水塊を、その拡散を押さえながら比較的スムーズにダムサイトまで引き寄せ放流することが可能になると期待される。上記に着目し、水質・利水・治水に配慮した降雨予測情報を活用したダム操作ルール（以下、降雨予測ルールと表記）の概要を以下に示す。

1)放流開始の判断

現行ルールでは $100\text{m}^3/\text{s}$ まではダム流入量＝放流量となるよう放流するが($25\text{m}^3/\text{s}$ 以上はコンジット放流)、ここでは濁水塊が到達した時刻からコンジット放流を開始するルールとする（今回は濁度 50 度と設定した）。ただし、降雨予測情報からサーチャージ水位を超えると判定される場合には、サーチャージ水位を超えないように早めにコンジット放流を開始する。

2)放流終了の判断

降雨予測情報によって得られたダム流入量と「放流の原則」（ダム貯水池の水位下降速度）とダム直下流の正常流量の確保の観点から放流操作をしたとき、一定期間内に制限水位に戻ることができるような放流終了限界時刻を推定し、この時刻にコンジット放流を終了する。本検討では降雨予測期間内に回復することを条件とした。

(2) 降雨予測情報を用いたダム水質管理のリスクの検討

流域からの降雨流出モデルとダム水質モデルにより、降雨予測情報を踏まえ、濁水塊のダムサイト到達時差を考慮した遅れ放流や、予測される降雨による貯水量回復を見込んだ濁水の継続放流といったダム操作をシミュレートした結果、利水リスクを考慮して高濁度水塊が通過し終わる前にコンジット放流を停止してしまうため、富栄養化を抑制するほどの大幅な水質改善効果は期待できないことがわかった。（図 3-1-13）

ただ、今回の放流操作は降雨予測期間内に制限水位が回復するような条件設定を行っているために、現況と比較して水質改善の観点からは劇的な改善効果が表れていない。水質改善効果を得ようとして濃い濁水塊が通過し切るまで放流した場合、制限水位に回復するまでに1ヶ月以上かかるために、今度は利水リスクが許容範囲を越えてしまう。（図 3-1-14）したがって1ヶ月程度の長期降雨予測が可能となれば一層柔軟なダム操作を行うことができる可能性がある。また治水安全度や利水安全度への影響についてはより深く検討するには、異なる特徴を持つダムを対象にした検討が必要である。総合的な水管理という観点から、降雨予測情報のダム水質管理への活用には、より一層降雨予測精度の向上が必要である。

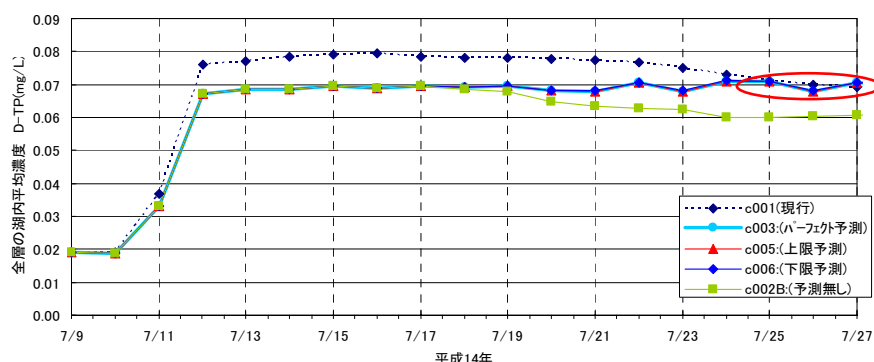


図 3-1-13 貯水池水質モデルによる湖内平均濃度予測結果 (D-TP)

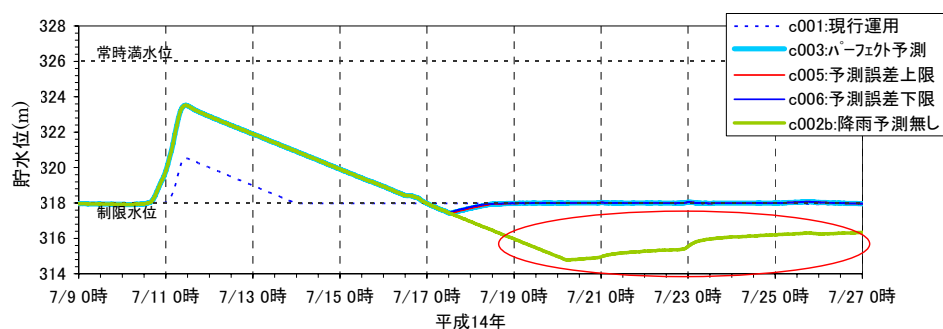


図 3-1-14 現行の運用ルールと降雨予測ルールにおける貯水池水位予測

3-2. 海外の水問題を解決するための国際貢献

アジアの自然的・社会的条件の下で、水循環変動という自然要因に加えて急激な人口増加による農業用水需要の増大や、都市開発、産業発展などの社会的要因に起因した治水・利水・環境等の様々な水問題を解決するためには、総合的かつ実践的な水マネジメントを実施する必要がある。そのためには、科学技術の観点の研究開発のみならず、人文・社会科学的な立場でのアプローチが必要である。これは、地域住民の水管理に対する要求をどう把握するか、情報の開示・共有を具体的にどのように行うか、水マネジメントについて様々な主体がどのように合意を形成するか、といった課題の解決を目指すアプローチである。科学技術的な研究開発に加えて、人文・社会科学的な研究開発も同時に行われてこそ、実際の現場での水の管理・運用を含む水マネジメントが、個別開発技術の適用のような段階まで含めてスムーズに実行されるといえる。また、どの国にもその国固有の歴史・文化から形成された水に関する「秩序」、「制度」が存在し、実際の水マネジメントはそうした国ごとの秩序の下で対策シナリオを構築しなければならない。国際河川を抱えるアジア地域においては、国内はもとより、河川流域の全ての国々が協力しあって国を超えたガバナンスの枠組みを確立する必要がある。そこで、アジア諸国の事例、水に関する秩序、マネジメントのあり方について情報交換、討論を行うための国際会議を開催した。

3-2-1 アジア太平洋地域水文水資源国際会議（APHW2004）「NILIM 特別セッション」の開催

2004年7月5～8日までの4日間、シンガポール・サンテックインターナショナル・コンベンション&エキシビションセンターにおいて、第2回アジア太平洋地域水文水資源国際会議（APHW2004）が開催された。APHW2004では8つの特別セッションが開催され、国土技術政策総合研究所（National Institute for Land and Infrastructure Management, NILIM）もそのうちの一つとして、7月7日に「NILIM 特別セッション」を主催した。

このNILIM 特別セッションでは、アジアモンスーン地域諸国の水問題と、これに対する対策として進められている水制度の紹介を行い、アジアモンスーン地域諸国の共通の処方箋として活用できる情報の共有化のためのツールボックスとされることを想定し、アジア5カ国から7名の参加者を招聘し各国における水管理についての法制度について議論を行った。

3-2-2 「NILIM 特別セッション」における成果

NILIM 特別セッションを開催することによって、アジア各国から参加した水管理に関する専門家の間で、アジアモンスーン地域諸国の水管理における教訓や、それぞれの地域ごとに異なった特徴的で重要な課題があるという認識を共有することができた。

NILIM 特別セッションは、アジア各国の水管理に携わる専門家が情報共有のもと各地の水問題を解決していく第一歩として、所期の目的を達成できた。アジアモンスーン地域諸国の水問題解決に向け、今後も引き続き、アジア太平洋地域の専門家がより緊密な連携を図っていくことが期待される。

第2章 個別の研究成果

I. 次世代水管理技術に関する研究

1. 予測降水量を活用した洪水予警報に関する技術開発

地球規模での水循環の変化により、我が国における降雨形態についても、これまでの傾向に変化の生じる可能性が多方面から指摘されている。特に、降雨量や豪雨の増加は、洪水に大きな影響を及ぼすと考えられているものの、全国同時にこれに対応したハード対策を施すには長期を要するため、さまざまなソフト対策が求められている。

現在、我が国における洪水予測には、過去数年から数十年にわたる河川・流域毎の降雨や洪水実績資料を基にした経験則に基づく洪水予測システムが数多く用いられている。このため、降雨形態の変化が従来からの経験や想定の域を超えた場合には、洪水予測システムが十分に機能・対応できなくなる恐れがある。

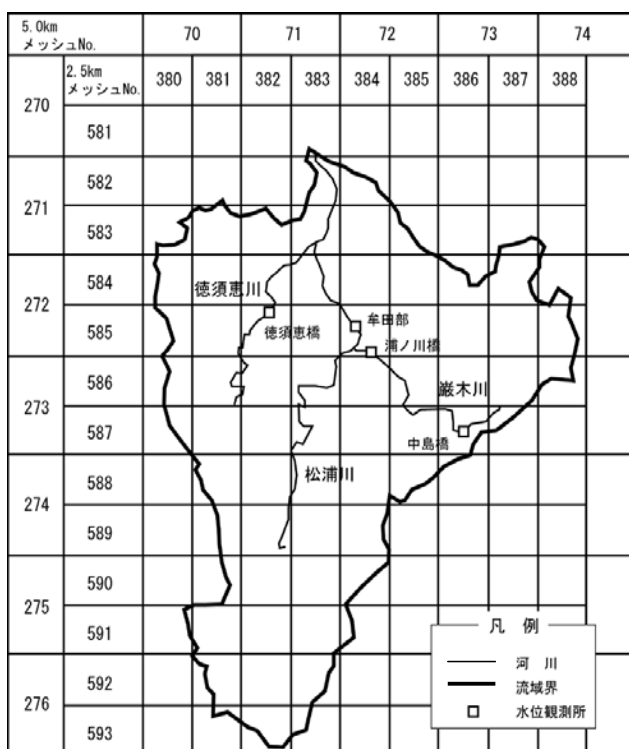
そこで、本研究では、想定外の外力にも対応できる柔軟な洪水予測システムを提案するため、不確定事象である予測雨量の変化に対して、確率的な表現を用い、予測に幅を持たせる柔軟な洪水予測手法について検討を行った。

1-1 確率論的洪水予測手法の検討

1-1.1 降雨予測の精度分析

現在、洪水予測には、気象庁、気象協会、民間気象会社等、様々な機関から発表される予測雨量が用いられており、情報源や予測根拠が多種多様である。また、単独使用、実測データとの複合使用等、様々な使用方法が用いられている。一般的に、これらの予測雨量は全て時間及び量に対して、ある確定的な一つの値で表現されるため、実際の降雨に対して何らかの誤差が生じていると考えられるが、その制度や信頼性は定量的・定性的ともに不明である。この原因としては、これまで、降雨の有無という空間、事象、総量的な精度が着目される傾向により、より詳細な時系列に着目した精度については十分追究されておらず、その検証についても不十分であったことが考えられる。

そこで、本研究では、過去の気象庁の降水短時間用法の予測雨量を用いて、図 1-1-1 に示す九州地方の松浦川水系を対象に、過去7年間の予測雨量データから 30 降雨を抽出し、予測雨量の定量的な分析を行った。



＜松浦川の概要＞

項目	数量及び記事
水源地	佐賀県杵島郡山内町 青螺山
標高	599.2m
流域面積	446km ²
幹川流路延長	47km
直轄管理区間	60.5km
流域市町村 (H17.2 現在)	唐津市・伊万里市・山内 町・武雄市
流域内人口	212 千人 (H12.国調)

＜松浦川流域と気象庁レーダー＞

松浦川流域は、5km メッシュでは 5×6 メッシュの範囲に、2.5km メッシュでは 9×12 メッシュの範囲に収まる。また、図中のメッシュ No.は、レーダーアメダス解析雨量データの北西端メッシュを原点 (0,0) として経度方向：東→西、緯度方向：北→南を正として No.を付けた。

なお、気象庁降水短時間雨量 (5km メッシュ) のメッシュ位置はレーダーアメダス解析雨量の 5km メッシュと同じである。

図 1-1-1 松浦川流域とレーダーメッシュ位置

1-1.1.1 対象降雨の選定

松浦川流域を含む佐賀県の大雨および洪水警報の基準をもとに、降雨・流出規模、気象要因等を総合的に判断し、以下に示す条件で、分析対象降雨を選定した。これらの条件によって選定された降雨を表 1-1-1 に示す。

- 最大 1 時間雨量が 30mm 以上の降雨
- 最大 1 時間雨量が 20mm 以上で、24 時間換算雨量または総雨量が 80mm 以上の降雨
- 最大 1 時間雨量が 10mm 以上で、次の条件を満たす降雨

24 時間換算雨量が 100mm 以上

あるいは、

総雨量が 100mm 以上で 24 時間換算雨量が 20mm 以上（長期間の降雨を除くため）

- 24 時間換算雨量から採用する降雨はひと雨期間が 12 時間以上の場合に限る。

また、表 1-1-1 に示す 30 降雨について、最大 1 時間雨量を記録した日の 9 時の地上天気図を図 1-1-2 に示す。

表 1-1-1 分析対象降雨

降雨 番号	年	降雨期間		総雨量 mm	24時間 換算雨量 mm	最大時間雨量		降雨原因	
		開始 月日時	終了 年日時			雨量 mm	起時 月日時		
								主因	副因
1	1998	05/10/17	05/12/21	175.3	79.4	27.9	05/11/17	低気圧（日本海）	温暖寒冷前線
2	1998	06/19/01	06/19/18	102.2	136.3	22.0	06/19/08	停滞前線	低気圧（日本海沿岸）
3	1998	06/20/22	06/28/21	272.5	34.1	26.3	06/21/04	停滞前線	
4	1999	06/22/19	06/27/05	265.4	59.5	16.9	06/26/17	停滞前線	
5	1999	06/28/17	06/30/05	132.1	85.7	48.6	06/29/08	停滞前線	低気圧（日本海沿岸）
6	1999	07/01/16	07/04/02	101.4	41.3	30.9	07/02/14	低気圧（日本海）	寒冷・停滞前線
7	1999	07/20/09	07/24/12	127.6	30.6	15.3	07/23/03	停滞前線	熱帯低気圧
8	1999	07/26/05	07/30/07	187.1	45.3	24.9	07/29/12	台風	暖湿流
9	1999	08/20/08	08/24/06	103.3	26.1	16.7	08/23/10	停滞前線	低気圧（日本海沿岸）
10	1999	08/26/08	09/02/15	190.7	26.0	13.2	09/02/15	停滞前線	低気圧（日本海沿岸）
11	1999	09/10/08	09/11/08	71.5	68.6	23.7	09/10/19	低気圧（日本海）	暖湿流
12	2000	06/20/20	06/25/10	98.8	21.4	28.3	06/21/00	低気圧（本土）	停滞前線
13	2000	07/24/09	07/27/23	140.7	38.8	31.1	07/24/15	停滞前線	暖湿流
14	2000	08/16/06	08/21/11	119.5	22.8	15.8	08/21/01	低気圧（日本海）	暖湿流
15	2000	10/31/17	11/03/00	128.3	55.0	12.9	11/02/06	低気圧（本土）	停滞前線
16	2001	06/18/10	06/30/09	533.8	44.5	30.2	06/19/17	停滞前線	低気圧（日本海）
17	2001	07/05/11	07/07/10	150.6	75.3	27.7	07/06/05	停滞前線	暖湿流
18	2001	07/11/02	07/13/14	145.0	57.0	15.6	07/12/13	停滞前線	暖湿流
19	2002	04/06/10	04/07/02	81.0	114.4	18.8	04/06/19	低気圧（日本海）	温暖・寒冷前線
20	2002	04/30/20	05/01/09	60.3	103.3	16.2	05/01/02	停滞前線	低気圧（日本海）
21	2002	06/29/05	07/01/23	91.3	32.7	17.3	07/01/06	停滞前線	低気圧（日本海沿岸）
22	2002	09/16/08	09/17/10	242.1	215.2	54.2	09/16/17	低気圧（日本海沿岸）	
23	2003	06/17/17	06/20/02	114.2	47.2	10.8	06/19/10	台風	停滞前線
24	2003	07/17/20	07/21/07	219.7	62.8	36.7	07/19/05	停滞前線	低気圧（日本海）
25	2003	08/25/08	08/28/23	91.1	24.8	20.4	08/26/01	寒冷前線	低気圧（日本海）
26	2003	09/09/21	09/11/08	65.7	43.8	30.6	09/09/23	停滞前線	台風
27	2004	05/02/20	05/04/07	110.3	73.5	14.9	05/03/23	低気圧（日本海）	暖湿流
28	2004	06/24/07	06/27/11	262.2	81.7	22.2	06/27/07	停滞前線	低気圧（日本海沿岸）
29	2004	08/30/03	08/31/12	61.3	43.3	12.0	08/30/13	台風	
30	2004	09/06/13	09/07/17	76.5	63.3	14.3	09/07/10	台風	

注) 選択条件からみれるが、降雨 29,30 は台風の事例が少ないため追加した。また、降雨 11,21 は松浦川流域で洪水が発生したため追加した。

表 1-1-2 分析対象降雨(検証用)

降雨 番号	年	降雨期間		総雨量 mm	24時間 換算雨量 mm	最大時間雨量		降雨原因	
		開始 月日時	終了 年日時			雨量 mm	起時 月日時		
								主因	副因
31	1998	04/01/05	04/02/04	97.2	97.2	17.3	04/01/14	低気圧（本土）	
32	1999	06/06/13	06/07/18	95.4	76.4	17.7	06/06/21	停滞前線	
33	2000	06/26/22	06/29/09	92.8	37.1	15.8	06/28/06	停滞前線	暖湿流
34	2001	11/29/06	11/30/05	92.2	92.2	13.9	11/29/19	低気圧（日本海）	寒冷前線
35	2004	10/18/21	10/21/02	132.3	58.8	7.7	10/19/05	台風	

注) 選択条件からみれるが、降雨 35 は台風の事例がないため追加した。

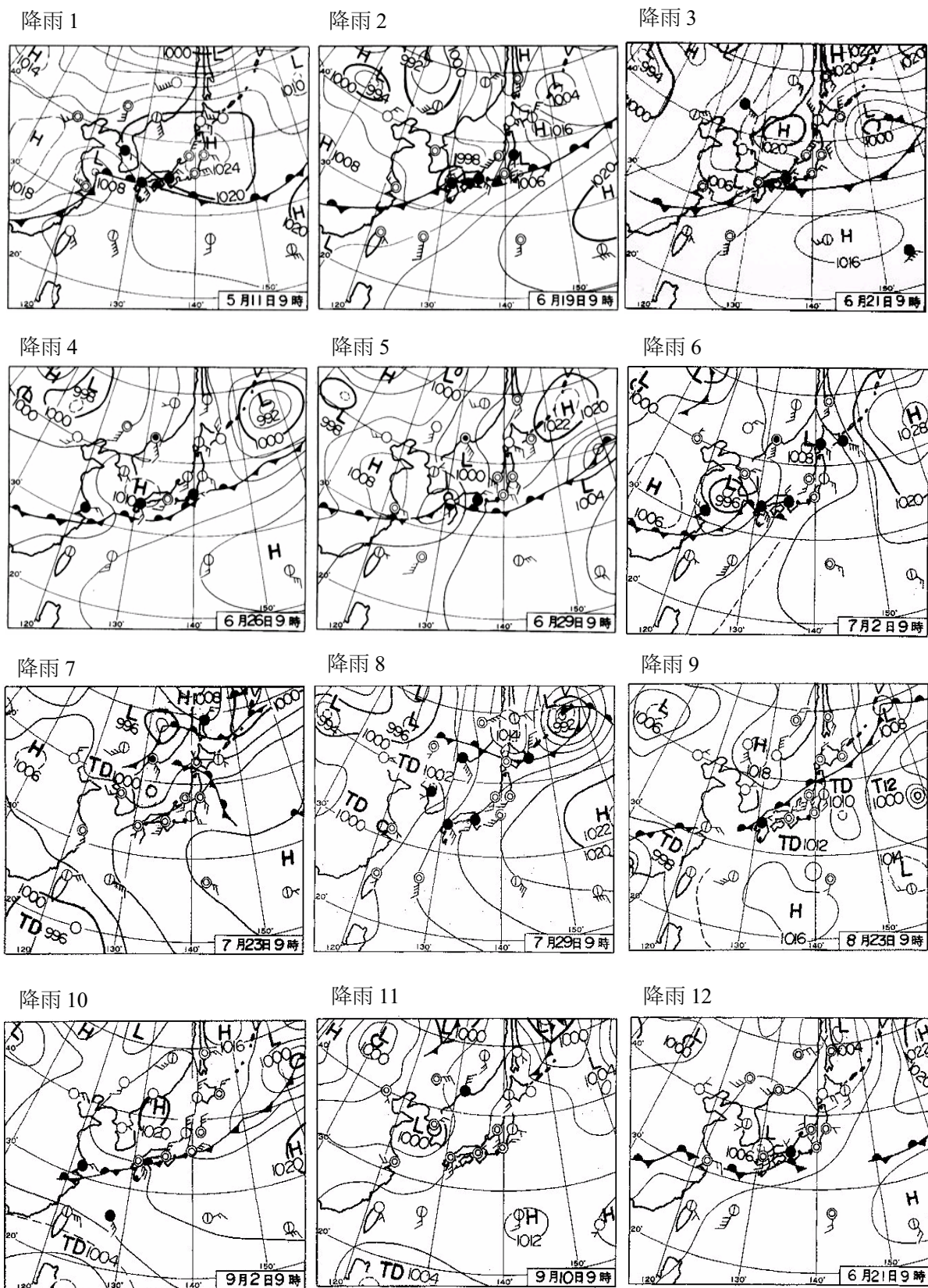


図 1-1-2 (1) 各対象降雨で最大 1 時間雨量を記録した日の地上天気図

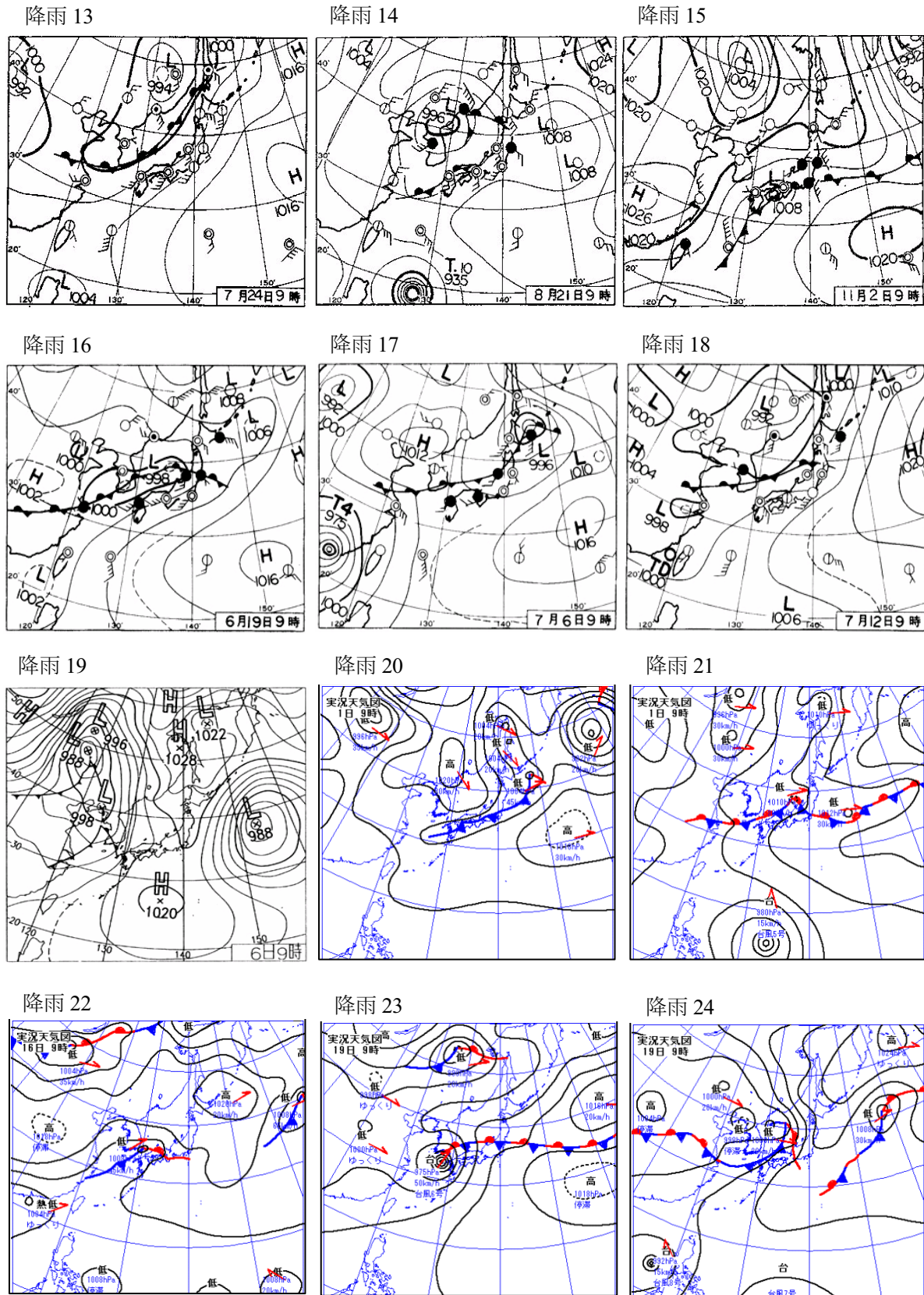


図 1-1-2 (2) 各対象降雨で最大 1 時間雨量を記録した日の地上天気図

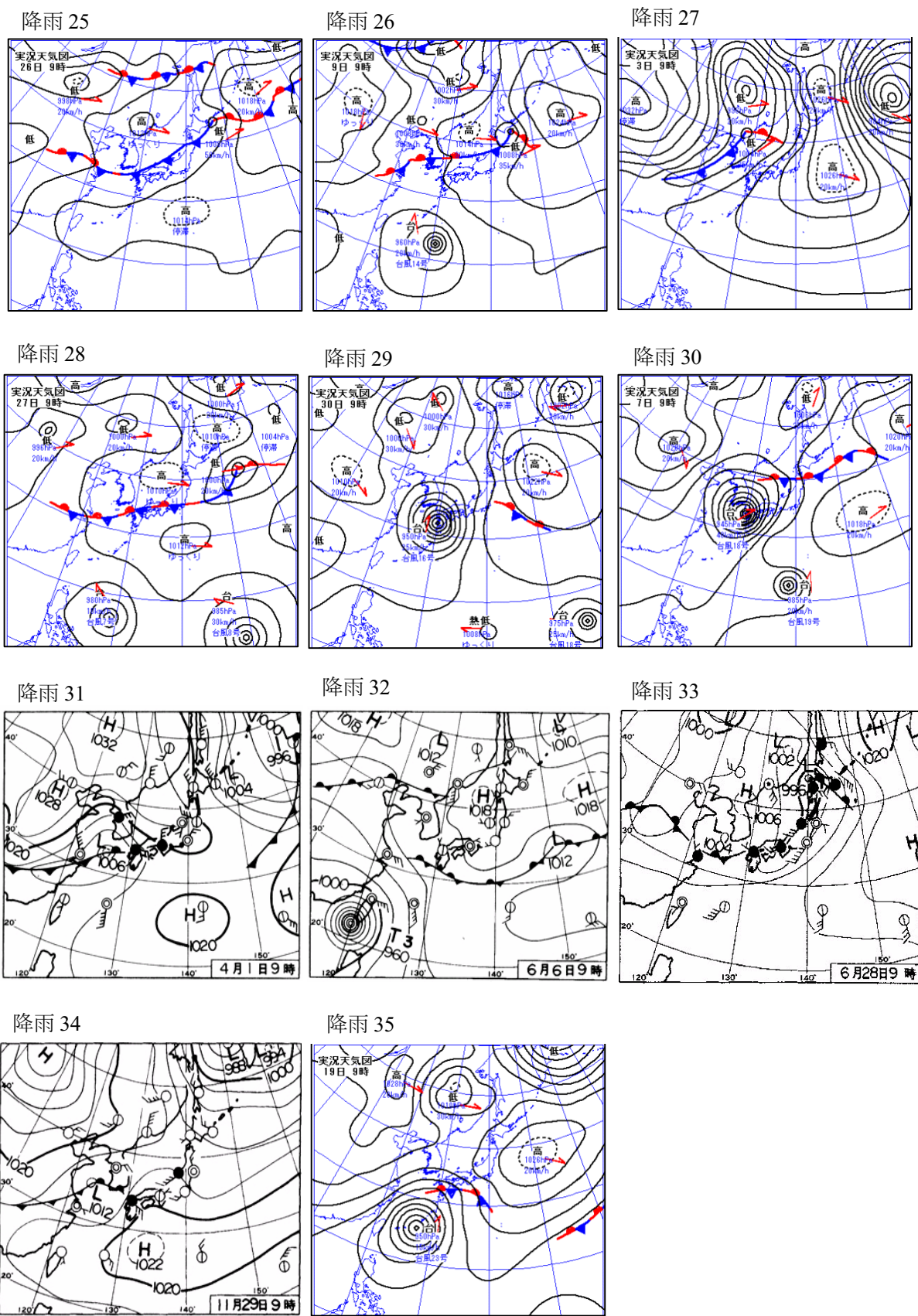


図 1-1-2 (3) 各対象降雨で最大 1 時間雨量を記録した日の地上天気図

1-1.1.2 精度評価

相関係数、絶対誤差、総雨量、最大1時間雨量を用いて、気象庁降水短時間予想について検討を行った。各指標の求め方は、以下の通りである。

- 雨量ボリューム (m³/s)

単位時間当たりの雨量ボリューム Q_i (m³/s) は、

$$Q_i = R(i) \times \frac{S}{3.6}$$

$R(i)$: i 時の流域平均雨量 (mm/h)

S : 流域面積 (km²)

ひと雨の総雨量ボリューム Q (m³) は、

$$Q = \sum_{i=1}^n Q_i = \sum_{i=1}^n R(i) \times S$$

n : ひと雨時間数で表すことができる。

S は一定値であるため、雨量で評価しても定数を掛ければボリュームを算出することができる。したがって、単位時間当たりの雨量ボリュームについては、流域平均雨量の「1時間最大値」で、ひと雨の総雨量ボリュームについては、流域平均雨量の「総雨量」で評価する。

- 毎正時の雨量の絶対誤差の平均

$$Ea = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |Rp(i) - Ro(i)|$$

Ea : 絶対誤差の平均

$Rp(i)$: i 時の予測雨量

$Ro(i)$: i 時の実測雨量

絶対誤差だけでは、予測が過大か過小か判断できないため、適宜、「相対誤差」の平均も指標として使用した。

$$Ea = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (Rp(i) - Ro(i))$$

Er : 絶対誤差の平均

$Rp(i)$: i 時の予測雨量

$Ro(i)$: i 時の実測雨量

- 毎正時の誤差平方和の平均

$$E = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{Rp(i) - Ro(i)}{Rp(i)} \right)^2$$

E : 誤差 (洪水予測の場合は通常 0.03 以下を目標とするが、雨量の場合はその限りではない。以下、「誤差率」呼ぶ)

$Rp(i)$: i 時の予測雨量 (雨量の場合は 0mm が発生して計算不能となるため、1mm 以上の時間のみを対象とする。)

$Ro(i)$: i 時の実測雨量

n : 計算時間数

- 毎正時雨量の相関係数

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (Rp(i) - \overline{Rp})(Ro(i) - \overline{Ro})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (Rp(i) - \overline{Rp})^2 \sum_{i=1}^n (Ro(i) - \overline{Ro})^2}}$$

r : 相関係数

$\overline{Rp}$, $\overline{Ro}$: Rp , Ro の平均値

精度評価における精度の良否は、用いる精度評価指標によって異なる結果となった。結果を表 1-1-3、図 1-1-3 に示す。

横軸に初期値の各指標を、縦軸に予測の各指標をとると、図 1-1-4 のようになった（初期値の各指標とは、ある着眼時点における実測値と 0 時間先の予測値の関係を示す指標である）。初期値の絶対誤差（以降、初期誤差という。）と予測値の絶対誤差（以降、予測誤差という。）に高い相関があることがわかる。これは、ある着眼時点（初期）での誤差の程度と、予測の誤差の程度に何らかの関係があることを意味している。

表 1-1-3 30 降雨の平均予測精度

予測 時間	相関係数	絶対誤差 (mm)	誤差率	総雨量		最大 1 時間雨量	
				予測 (mm)	実測 (mm)	予測 (mm)	実測 (mm)
0	0.969	0.60	0.17	176.3	147.3	26.3	22.7
1	0.830	1.42	1.31	173.8	146.8	23.8	22.7
2	0.591	2.02	2.45	168.3	145.0	22.6	22.6
3	0.432	2.43	10.31	153.2	142.4	20.6	21.8

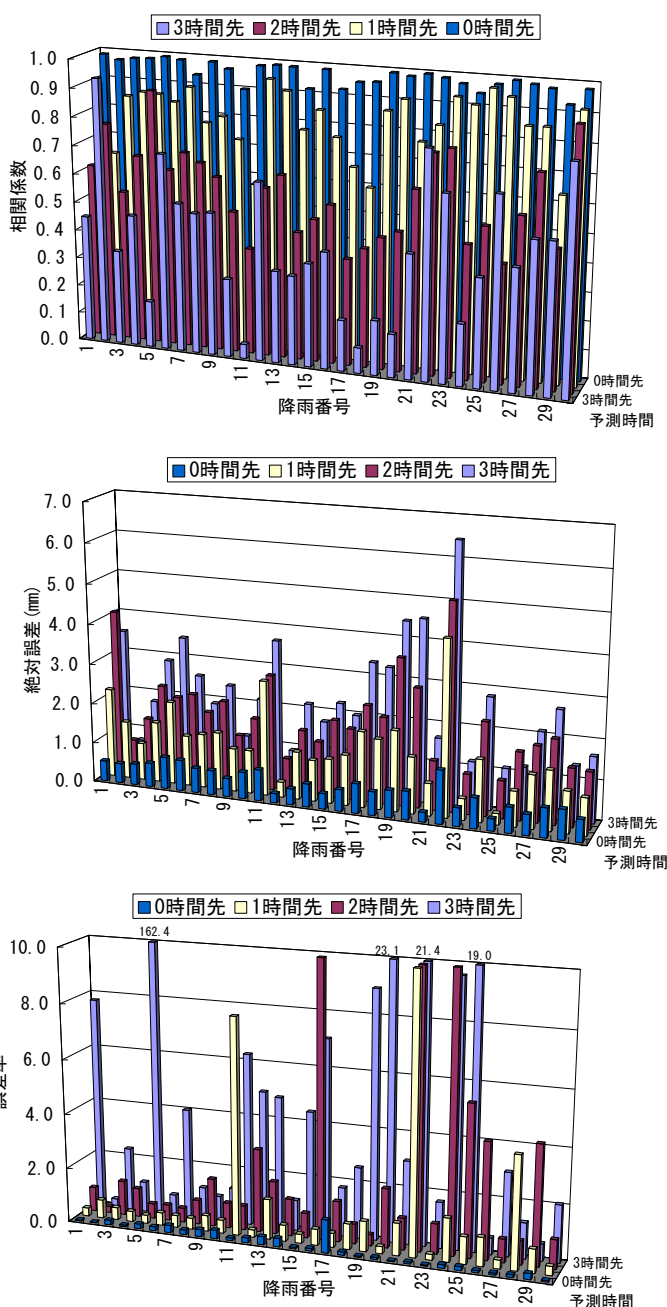


図 1-1-3 相関係数、絶対誤差、誤差率を用いた各降雨の予測精度

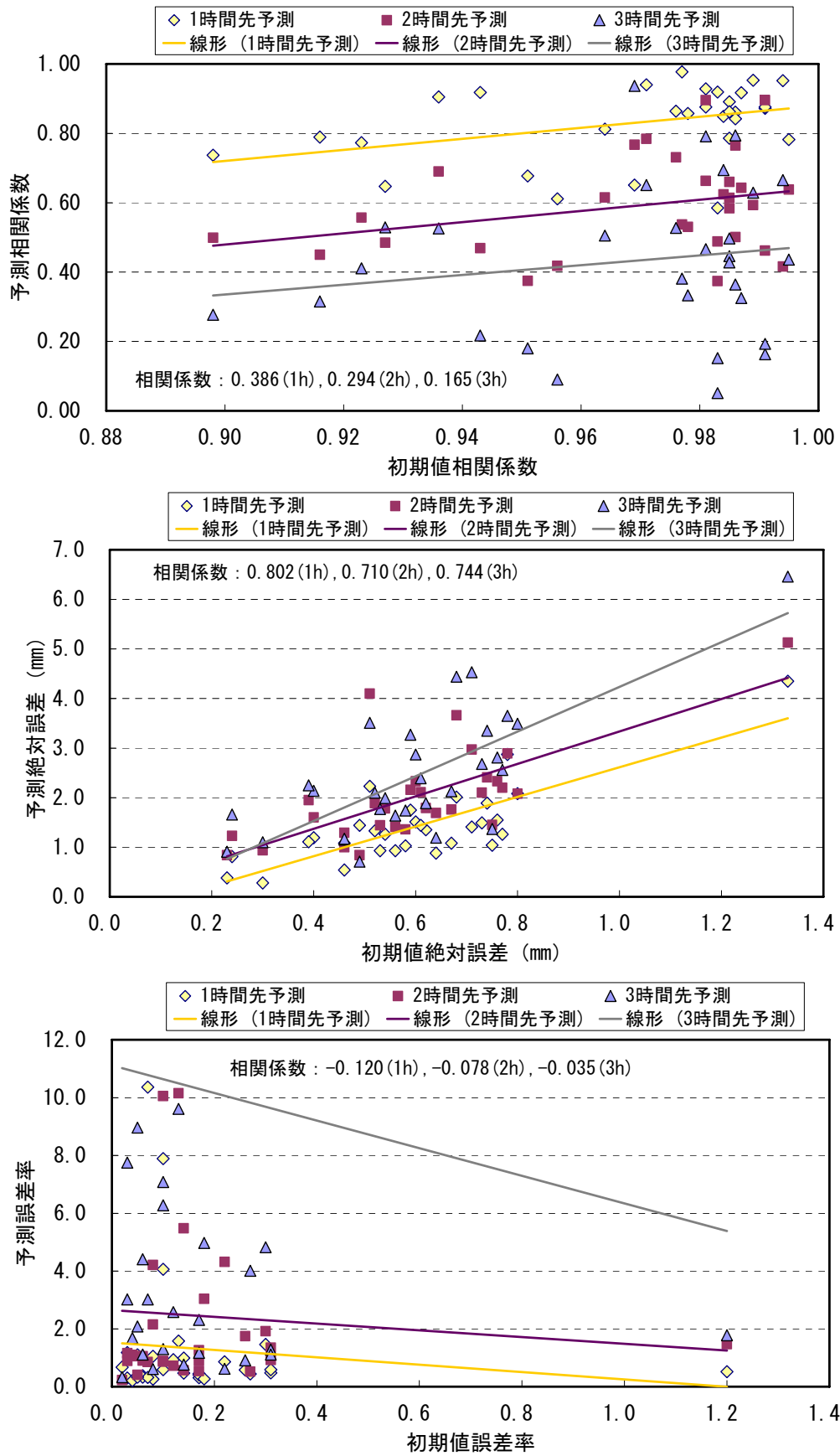


図 1-1-4 初期値の精度と予測精度との関係

1-1.1.3 予測精度に影響を与える降雨形態

初期誤差および予測誤差の小さい降雨形態については、既存の予測手法で十分な精度が確保できる。このため、今後予測手法の改善が必要となる可能性のある、初期誤差および予測誤差の大きな降雨形態について分析を行うこととした。

図 1-1-5、図 1-1-6 に 30 例の降雨形態のうち、予測誤差の小さいものと大きいものを示す。予測誤差の小さい降雨形態は、時間的に継続的、漸増減あり、かつ空間的に降雨強度が均質であった。逆に、予測誤差の大きい降雨形態は、時間的に不連続、急増減があり、かつ空間的に降雨強度が不均一であることが図から読み取れる。このことから、予測誤差と時間的降雨体系、および空間的な降雨強度分布との間に相関があることがわかる。このうち、時間的な指標はあくまで結果からのみ判然可能であり、実際の洪水予測を考えると、判断指標として非常に不適切であるため、予測誤差と空間的な降雨強度分布との関係から予測誤差を導き出す手法を検討した。

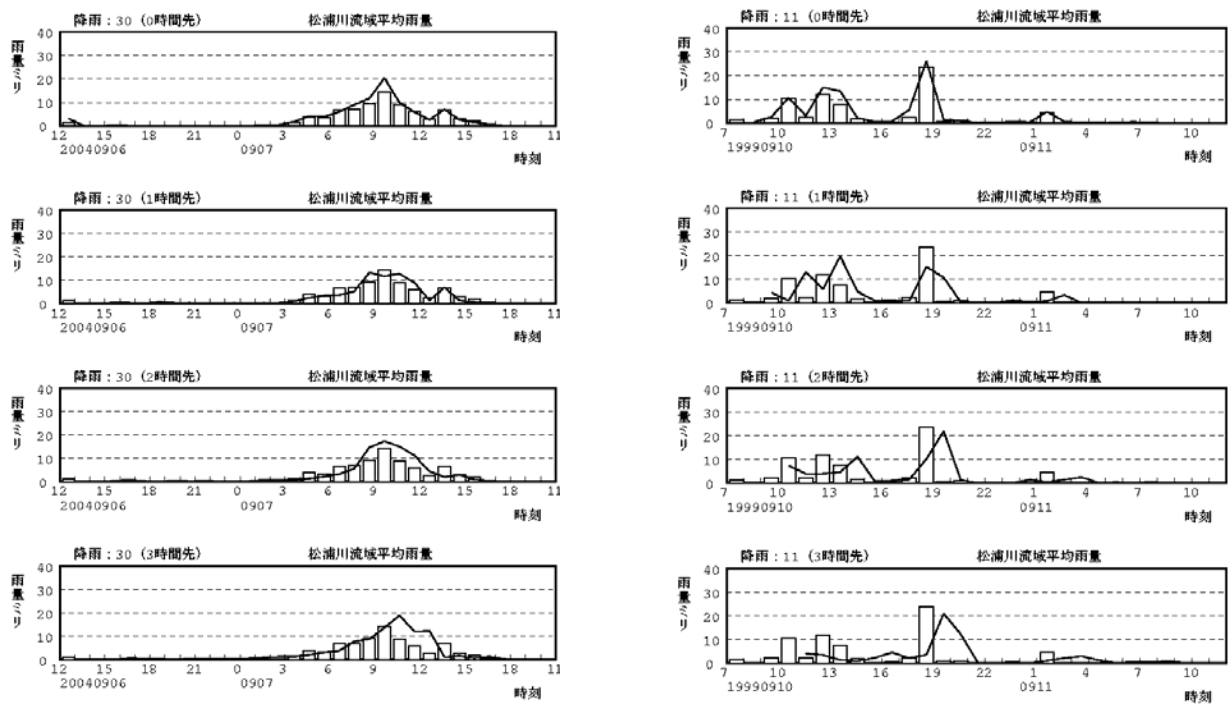


図 1-1-5 予測精度のよい事例（左）とよくない事例（右）の毎時雨量の比較

棒グラフ：実測値、折線グラフ：予測値

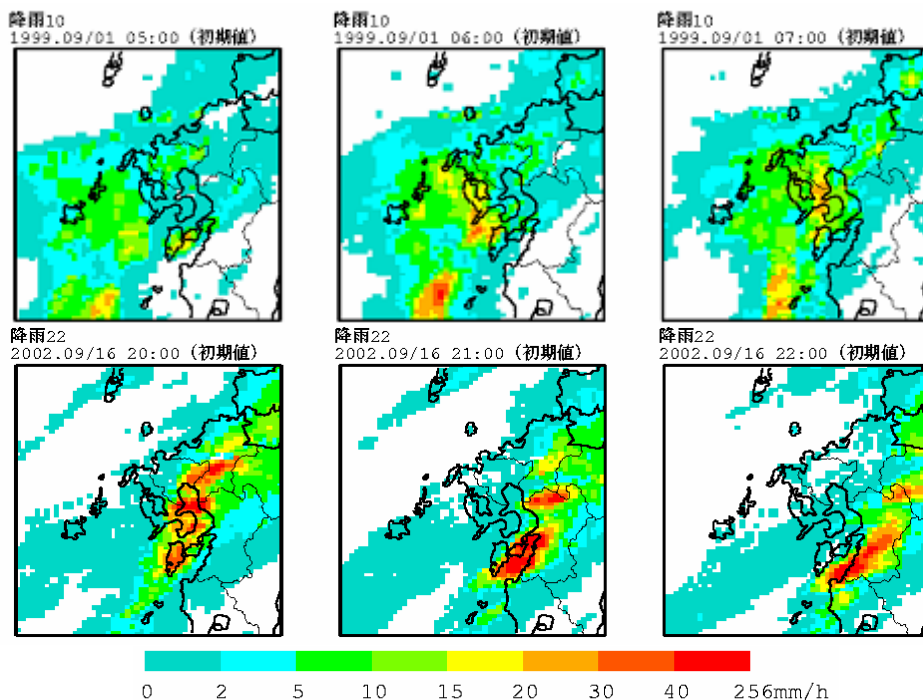


図 1-1-6 予測誤差の（上）小さい降雨と下）大きい降雨の降雨分布

1-1.1.4 降雨分布の標準偏差表現

予測誤差に影響を与える空間的な降雨強度分布とは降雨強度の均一さであるため、この均一さの表現として、降雨強度の分布に関する標準偏差を用いることとした。図 1-1-7 に、初期の降雨強度分布の標準偏差を用いて、0～3 予測値の降雨強度分布の標準偏差との絶対誤差との相関を比較する。この図からわかるように、3 時間先予測でも相関係数が 0.7 であり、高い相関を有している。このことから、初期の降雨強度分布が予測の降雨強度分布に一定の相関で影響しているということが考えられる。図 1-1-8 は、この誤差分布の様子を明らかにするために、降雨強度別に標準偏差を 7 段階に分けて示したものであるが、標準偏差が大きくなるほど誤差分布に広がりがあることがわかる。以上の検討により、降雨予測には、初期の降雨強度分布に大きな相関をもつ誤差を有するという示唆が得られた。

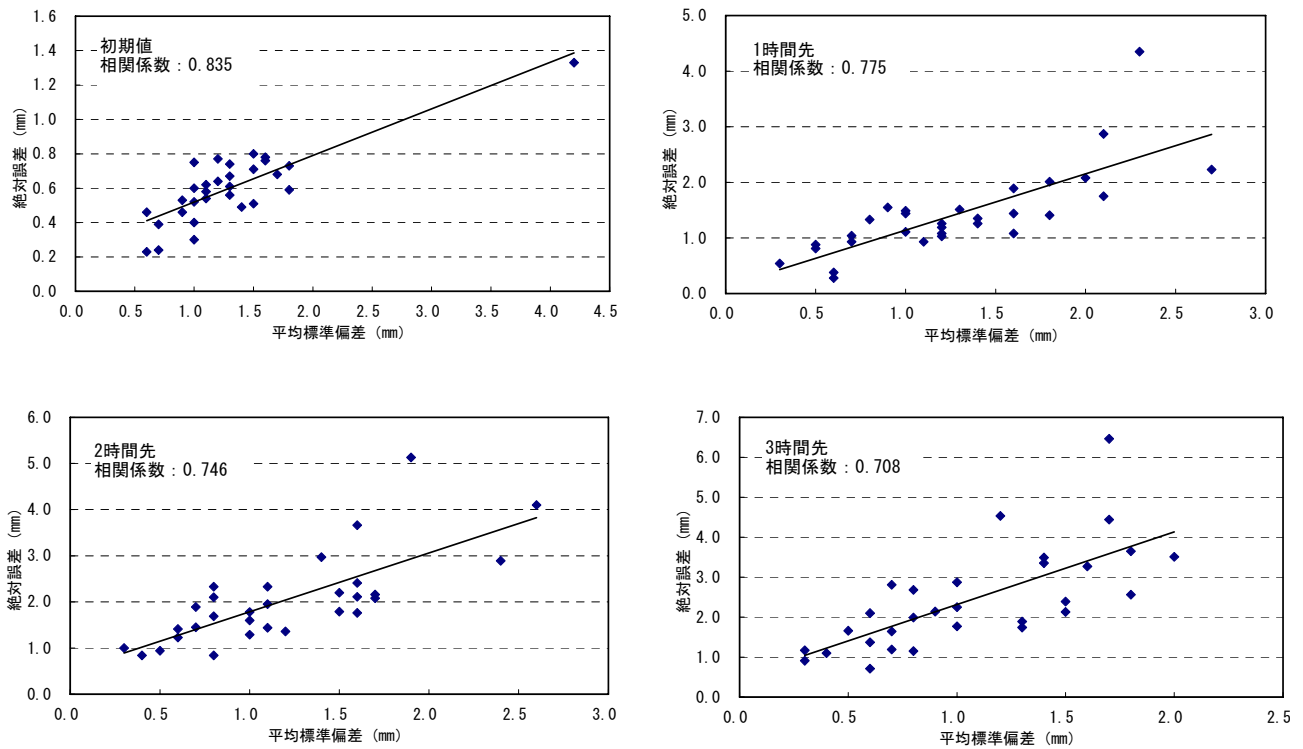


図 1-1-7 降雨分布標準偏差と絶対誤差の相関

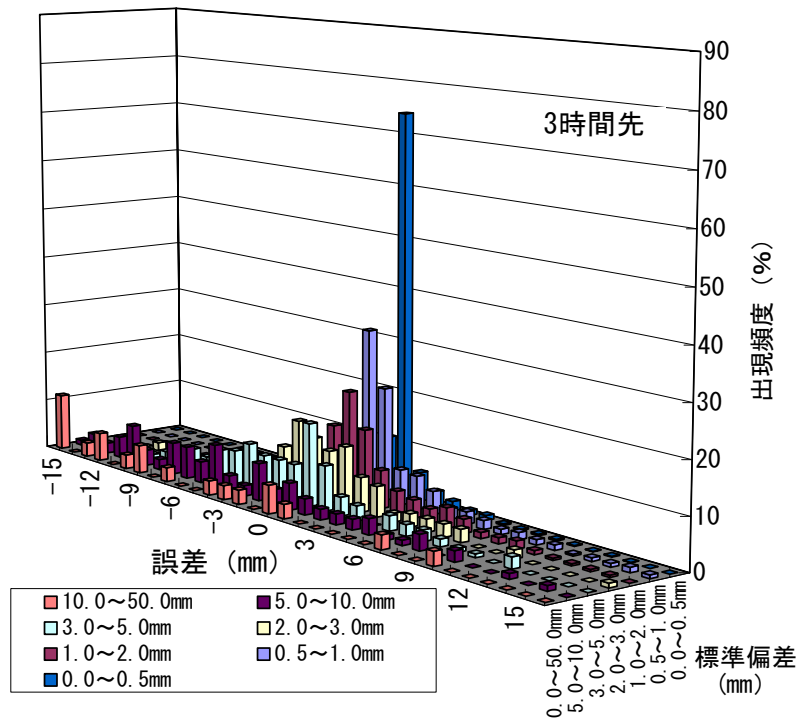


図 1-1-8 標準誤差段階別誤差分布

1-1.2 予測降雨の確率的範囲表現

図 1-1-8 から、誤差分布が正規分布か否かを検定したところ、一部正規分布では取り扱うことが難しい降雨条件があることから、図 1-1-9 のように、予測降雨強度分布の標準誤差と予測誤差の関係の中で、誤差曲線を引き、予測誤差範囲を設定した。

具体的な、予測誤差範囲の設定方法は以下のとおりである。

1. 雨量分布の標準誤差を 1mm ごとに区切る。
2. 誤差の平均値と誤差範囲を求めるために使用するデータを抽出する。すなわち、雨量分布の標準誤差が、
 - ・ 3mm 以下の時は前後 1mm
 - ・ 4～8mm の時は前後 3mm
 - ・ 9mm 以上の時は前後 6mm
3. 誤差データから平均値と誤差範囲を求める。平均値は抽出した誤差の単純平均とする。誤差範囲は、例えば 90%が含まれる誤差範囲を設定する場合には、上端と下端は、誤差の大きい方からと小さい方からそれぞれ 5%にあたる値とする。
4. データ数が少なくて設定できなかった場合には、内挿、外挿によって、雨量分布の標準偏差が 1mm～50mm まで 1mm 単位で、誤差の平均値と誤差範囲を算出する。たさし、データ数が 20 個以上の場合でも、標準偏差が 10mm 以上（佐賀県周辺は 15mm）の場合は外挿によって求める。

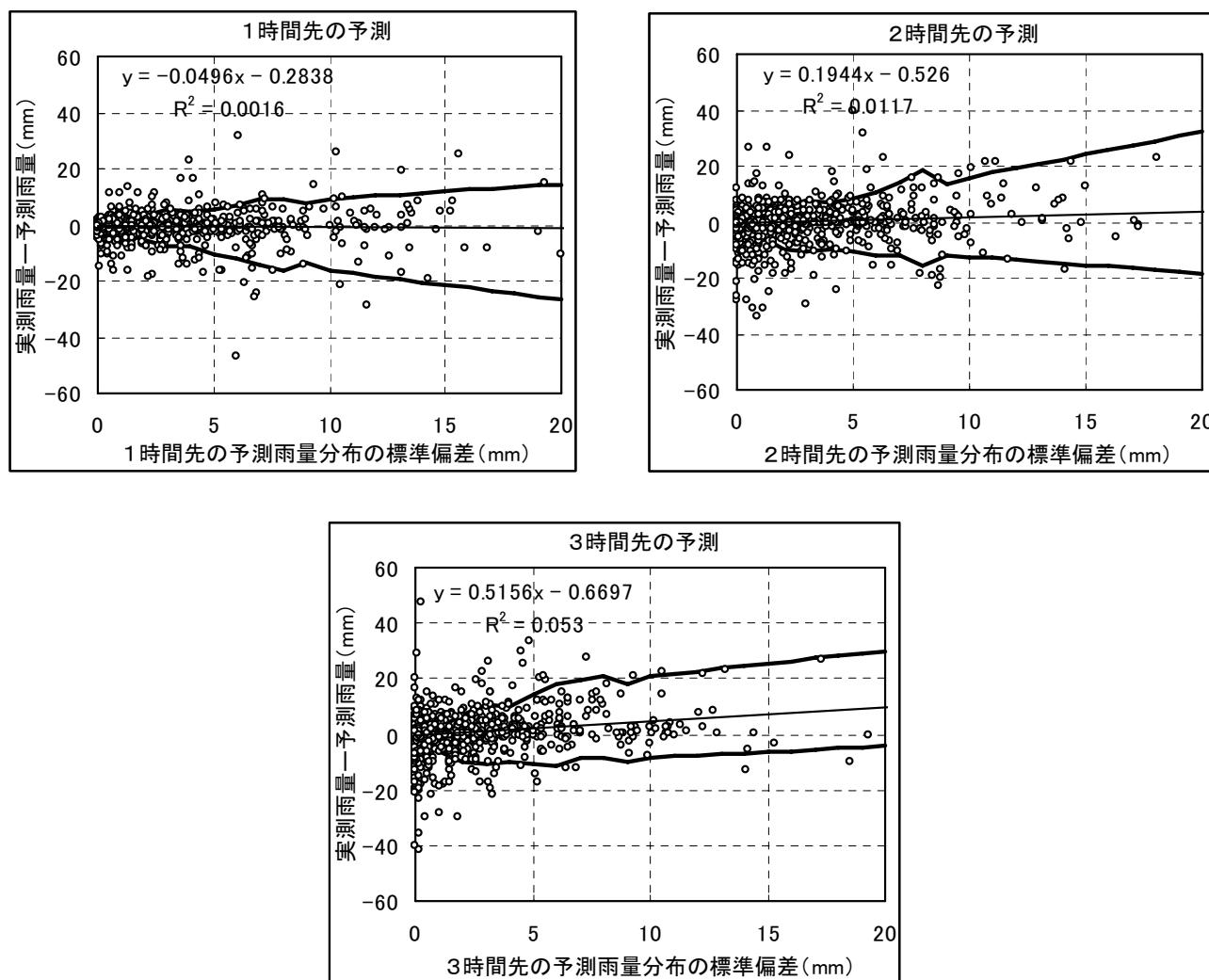


図 1-1-9 降雨分布の標準偏差と誤差曲線

1-1.3 確率的範囲表現手法の検証

確率的予測範囲を用いて算出した予測降雨を図 1-1-10 に示す。図 1-1-10 における実線がこれまでの降雨予測で用いられてきた確定的な予測値であり、灰色に塗られた箇所が 90%確率の確率的予測範囲である。従来手法の確定値では、3 時間後の予測値が大幅にはずれていたものが、確率的予測範囲の表現を用いることで、概ね予測の範囲内に収まっていることがわかる。さらに、

初期の降雨強度分布の標準偏差が大きい場合は、予測誤差が大きくなることから、図 1-1-10 の確率的予測範囲も上下の幅のある予測範囲を示しており、また、このような箇所では実測値と予測値との差が大きくなる傾向であることがわかる。ただし、この確率的予測範囲の設定値に関しては、多くの降雨を検証することで、範囲を狭くすることが可能となるため、従来よりも降雨予測に関する信頼性の高い新たな表現手法として用いることも可能であると考えられる。

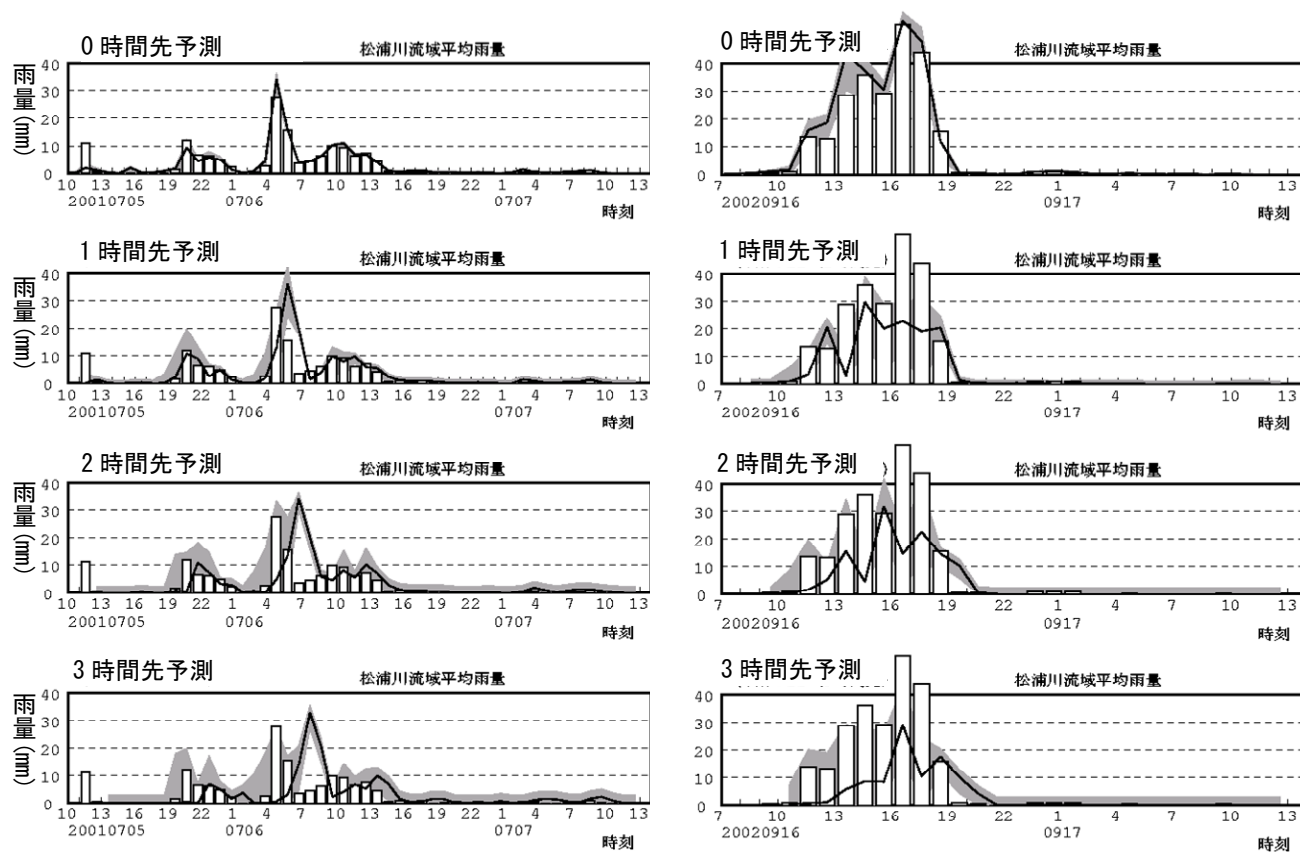


図 1-1-10 予測雨量への確率的範囲 (90 確率：灰色部分) を用いた表現例
棒グラフ：実測雨量 折線グラフ：予測雨量

1-1.4 洪水予測の確率的表現方法

図 1-1-9 の上下限値の誤差曲線を利用して、洪水予測結果に確率的な精度の情報を加えた、確率論的洪水予測の計算手順を図 1-1-11 に示す。この図に示すとおり、洪水予測計算を実施する前に対象流域の予測雨量の上下限値の誤差曲線を予め検討し、予測時間毎の予測雨量の降雨分布の標準偏差と合わせて、予測雨量の誤差の上下限値を設定する。次に予測雨量及び予測雨量の誤差の上下限値を流出計算モデルの入力データとして、それぞれの流出量を計算し、H-Q 曲線を介在させて、確率論的な表現の予測水位（信頼区間 90%）を算出する。

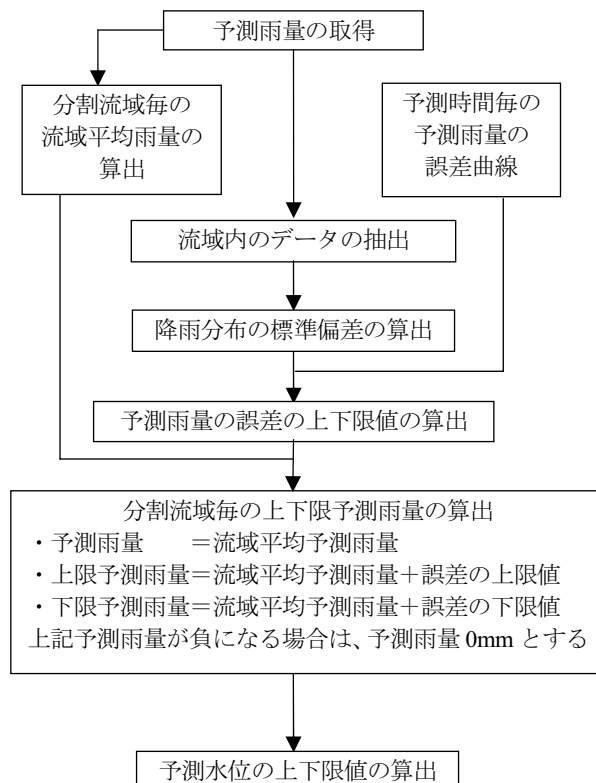


図 1-1-11 確率論的洪水予測の検討フロー

1-1.5 洪水予測モデル

松浦川における予測基準点は、次の 4 地点である（表 1-1-4）。

洪水予測は、流域を 12 流域 4 河道（図 1-1-12、図 1-1-13）でモデル化した貯留関数法による流出モデルを用い、予測流量を算定し、実測の H-Q 式により予測水位へ変換している。なお、フィードバック手法は「定数変動現時刻合わせ（流出率 f 合わせ）」を用いた。

表 1-1-4 予測基準点

河川名	観測所名	観測所所在地	流域面積 (km^2)	指定水位 (m)	警戒水位 (m)	危険水位 (m)	計画高水位 (m)
松浦川	川西橋	佐賀県伊万里市大川町大字大川野	120	2.9	4.5	7.4	7.579
	牟田部	佐賀県東松浦郡相知町大字牟田部	275	5.5	6.5	7.4	8.59
厳木川	中島橋	佐賀県東松浦郡厳木町大字中島	38.5	1.6	1.9	2.5	3.224
徳須恵川	徳須恵橋	佐賀県東松浦郡北波多村大字徳須恵	71	2.9	3.7	4.7	6.58

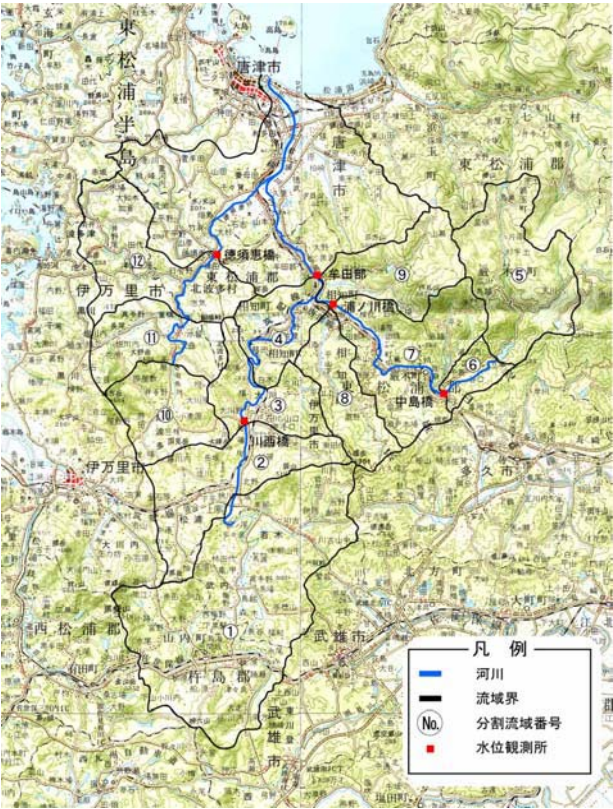


図 1-1-12 松浦川流域分割図

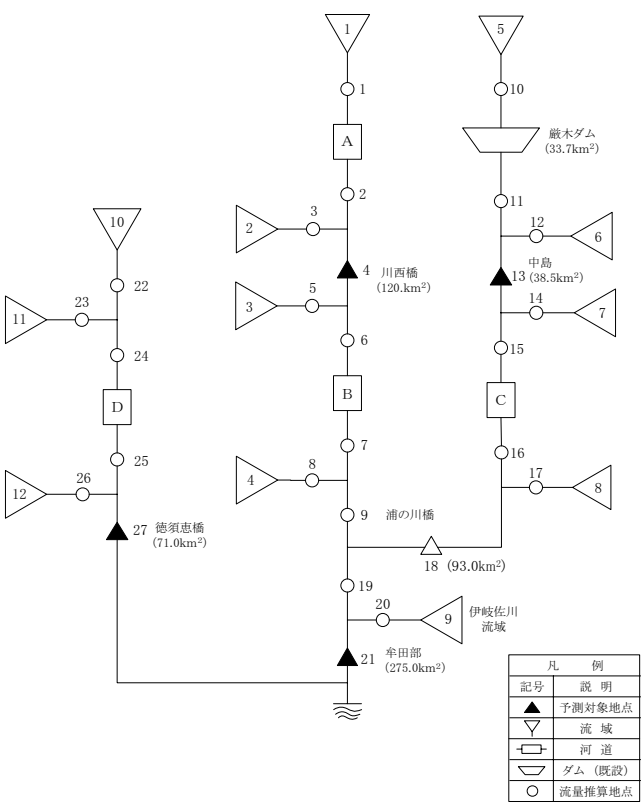


図 1-1-13 松浦川流出モデル図

1-1.6 確率論的予測範囲を用いた洪水予測

確率論的予測範囲をもった予測降雨を用いて洪水予測を行った一例を図1-1-14に示す。計算水位に対して、定数変動現時刻合わせ（流出率 f 合わせ）」によるフィードバック計算を行っているため、上下限の予測雨量で洪水予測計算を行っても、予測水位は実測水位と大きく異なることはなく、予測水位の上下限の範囲内に実測水位が含まれる結果となった。ただし、予測雨量の波形が実際の雨量と大きく異なることはなく、予測水位の上下限の範囲内に実測水位が含まれない場合もあった。

従来の洪水予測手法では、数年～数十年にわたる降雨形態をもとに確定的な値として算出していたが、確率論的予測範囲を用いることにより、少ない降雨事例でも、想定される水位の程度が大まかに把握することができ、さらに予測値の幅の大きい箇所については、結果的に何らかの不確定現象（例えば、予測値に大幅な誤差が生じる可能性）が生じることを知らせることが可能となっている。すなわち、将来、現在とは異なる気象状況になった場合でも柔軟に対応し、これにともなう洪水の不確実さを表現できると考えられる。

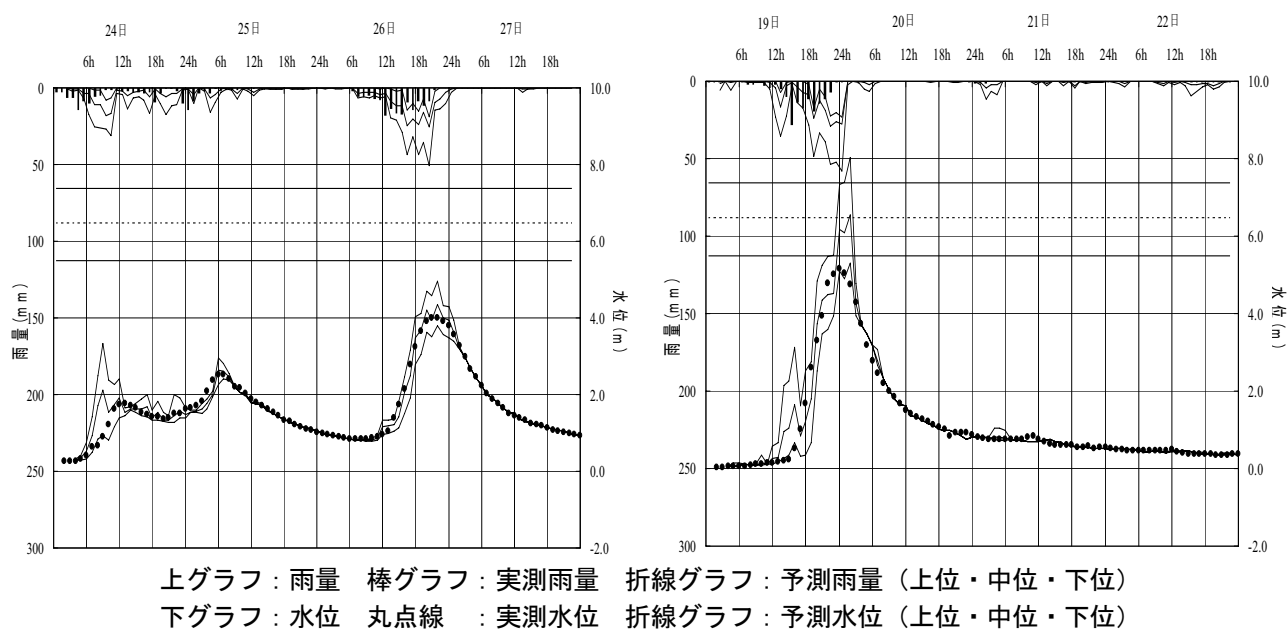


図 1-1-14 確率的範囲表現の洪水予測への展開（3時間先予測の2例）

1-2 洪水予測システムの開発

洪水予測システムには、予測精度の確かさ、予測計算の迅速性及びあらゆる降雨状況や流域状況のシナリオに対応できる柔軟性等が求められる。そこで、流出モデルの選択、実績水位に基づき予測水位を補正するフィードバック計算方法の選択、実績雨量と予測雨量及び実績水位等のデータの容易な取得、洪水予測モデルのモデル定数等の容易な変更等が可能であり、さらに確率論的洪水予測が実行可能な洪水予測システムのプロトタイプを開発した（図1-2-1、図1-2-2）。

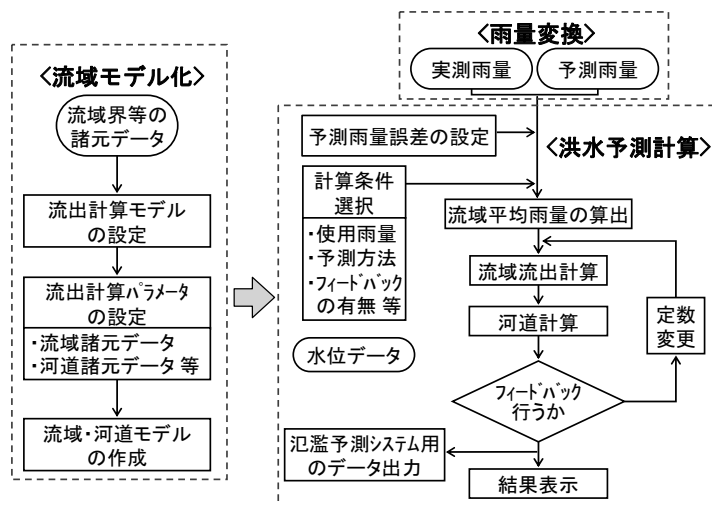
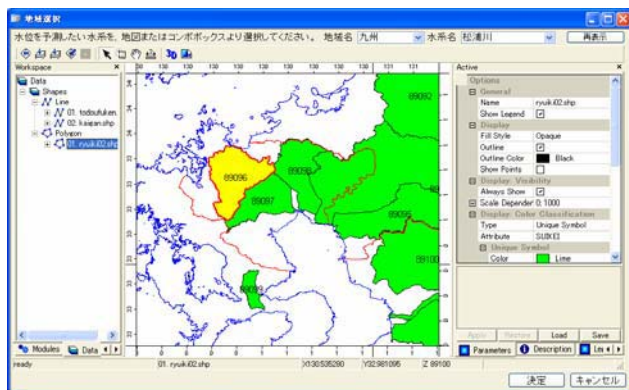
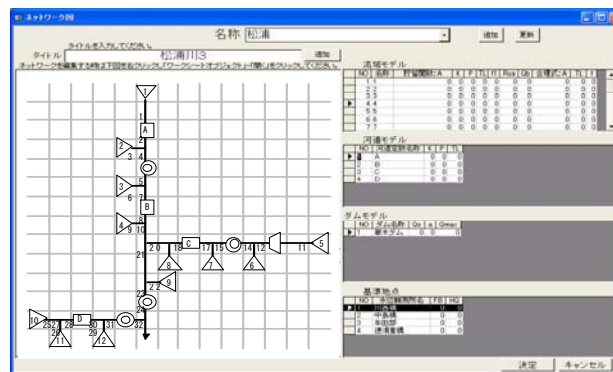


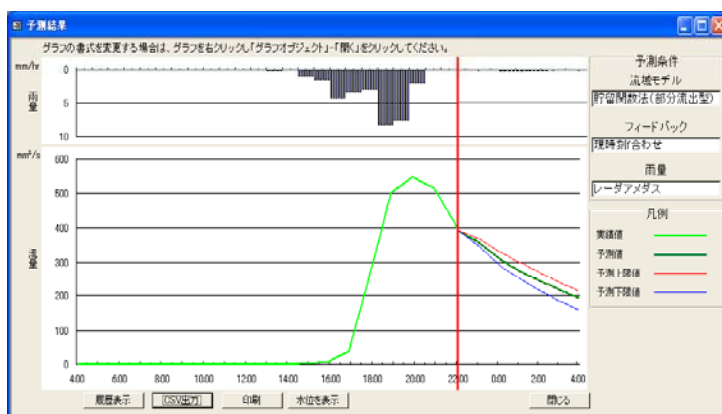
図 1-2-1 洪水予測システムの構成



流域モデル作成画面①



流域モデル作成画面②



洪水予測結果表示画面

雨量データ入力画面

図 1-2-2 洪水予測入出力画面例

2. 予測降水量が活用可能な土砂災害警戒・避難に関する技術開発

2-1 水文・斜面安定モデルを組み合わせた分布型土砂災害発生予測モデルの検討

2-1-1 はじめに

地球規模の気象観測、数値モデルの高度化等により、降雨予測の精度向上が図られてきている。今後、高時空間分解能の降雨予測情報を土砂災害に対する防災計画、土砂管理計画に有効に活用するためには、土砂生産予測モデルの時空間分解能も向上させる必要がある。一方、これまで表層崩壊発生箇所、時刻など土砂生産に関する予測手法として提案された多くは、過去の災害実績に基づく経験的な手法であった。過去の災害実績に基づく経験的な手法は、植生、地質、地形など場の条件及び先行降雨量、降雨波形など誘因となる条件が多様な土砂災害に適用するには限界がある。

そこで、土砂生産予測モデルの分野においても、1980年代以降、土砂移動現象をコントロールする各素過程のモデル（表面流、鉛直浸透、飽和側方流などの雨水一流出過程に関するモデル及び雨滴侵食、斜面安定計算などの土砂生産ー移動現象に関するモデル）を結合したいわゆる物理モデルの構築・提案がされてきた（小杉、2004）。さらに、雨水一流出過程、土砂生産ー移動現象に関する数多くの実験、観測が行われ、各素過程に関する様々なモデルの改良・提案もされてきている。しかしながら、これら土砂生産予測モデルが土砂災害に対する防災計画、土砂管理計画立案および警戒避難の支援に十分に活用されているとは言いがたいのが現状である。そこで、本研究では土砂生産予測モデルが実務上利用可能となるよう物理モデルの現状を分析し、課題を克服できる物理モデルの構築を目指した。

2-1-2 斜面水文プロセスの概説

1980年代からの水文観測の結果から、斜面における雨水流出過程および土砂生産流出過程に関して、従来の概念では適用できない知見が蓄積されてきた。荒廃斜面と森林斜面で物理的な条件が異なるため、この2種の斜面を別々に考える。

荒廃斜面においては、従来図 2-1-1a のように、雨水の一部が斜面に浸透するが、浸透能以上の降雨があるときにはホートン流に代表する地表流が発生するものと考えられていた。また、土砂は雨滴衝撃や表面流によって剥離し、表面流によって下流へ流出するものであった。その後、詳細に地中水の挙動を観測した結果から、図 2-1-1b のような概念図が提唱されるようになった。すなわち以下の通りである。荒廃斜面といえども、表層には透水係数の高い土層が存在し、雨水はその層に浸透をする。その層が飽和したところから、飽和地表流が発生する。土砂生産は、雨滴衝撃や表面流の剥離ではなく、飽和土層の小崩壊し、流下する土砂移動形態が卓越する。しかしながら、地表付近がクラストと呼ばれる薄い膜状の構造で覆われているときには、従来の概念同様、雨水の大部分は土壤中に浸透せず、ホートン型の表面流として流出することがあることが明らかとなっている（図 2-1-1c）。

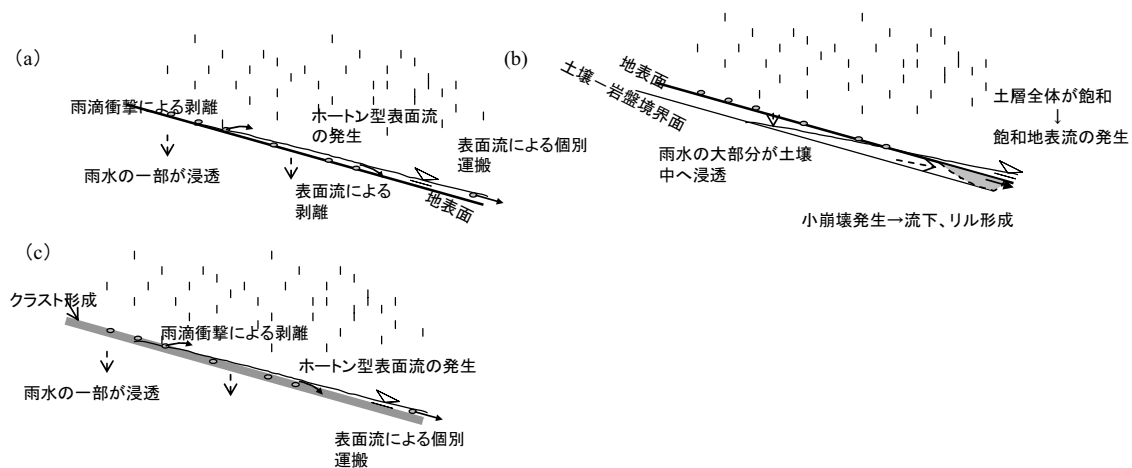


図 2-1-1 荒廃山地の雨水－流出機構及び土砂生産機構に関する概念図（内田、2004）

(a)はこれまで提案された侵食モデルで想定されている雨水－流出及び土砂生産機構の概念図。(b)は内田ら(1999a)、木本ら(2003)に基づく田上山地の荒廃地に関する雨水－流出及び土砂生産機構の概念図。(c)は、地表面がクラストに覆われている斜面雨水－流出及び土砂生産機構の概念図。

一方、森林斜面における斜面の雨水流出過程の概念は、乱流と層流が混在し、様々な流出経路が存在することが知られていた。しかし、斜面崩壊発生予測モデルの多くは、マトリックス中の飽和側方流のみか、マトリックス中の不飽和鉛直浸透をモデル化したものであった。

1980年代以降多数の水文観測が行われ、選択的な鉛直浸透(大孔隙中を降下するマトリックスをバイパスするような流れ)、岩盤から土層への水流の存在が明らかにされるとともに、パイプ流が森林斜面の雨水流出過程をモデル化する上で不可欠な要素であることが明らかにされた。

近年、樹木の蒸散活動にともなう根系からの吸水、岩盤への降下浸透およびマトリックス中の不飽和側方流等が考慮に入れたモデルが試みられている。

選択的な鉛直浸透は、従来、Green-Ampt の式のように、土層に浸透した水は湿潤前線を形成して斜面土層を一様に降下していくと考えられてきた。鉛直 1 次元浸透過程を考慮している斜面崩壊発生予測モデルの多くにおいても、図 2-1-2a に模式的に示したような一様な鉛直浸透を仮定し、モデル化されてきた。しかし、森林斜面における土壌間隙水圧測定の結果から、土層中を湿潤前線が降下する速度は、一様な浸透を仮定した場合に比べて、15 倍程度早いと言えることがわかった。

また、地中水の流れは、従来の水文モデルでは、ダルシー則に従うと仮定されてきた。しかし、実際の斜面の飽和側方流に関する観測結果は、土層中の飽和側方流のフラックスはダルシー則によって算出した値に比べて、100 倍以上大きいことが観測されており、飽和側方流のフラックスは動水勾配の変化に対して非線形性の強い流れであることが示されてきた。このような飽和側方流の特性には、ソイルパイプまたは単にパイプ(以下では「パイプ」と呼ぶ)と呼ばれる斜面とほぼ平行に発達する土層中の連続した大孔隙の存在が寄与していることが明らかにされた。また、パイプは表層崩壊跡地に見られることが多いから、表層崩壊にパイプの寄与が検討されてきた。

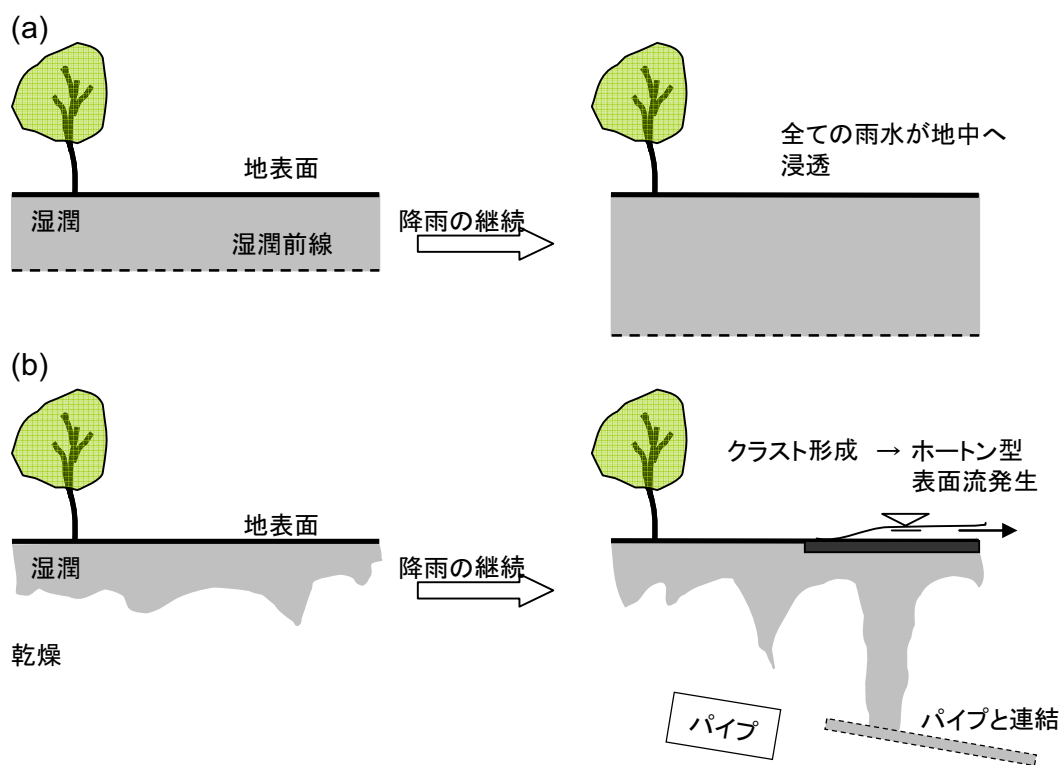


図 2-1-2 森林土壌中の鉛直浸透過程に関する概念図（内田、2004）

(a)はこれまで崩壊発生予測モデルで仮定されてきた森林土壌中の鉛直浸透過程に関する概念図、(b)は近年明らかにされてきた森林土壌中の鉛直浸透過程に関する概念図

従来から、岩盤中の水の流れが斜面の雨水流出過程に関与していると考えられていた。しかしながら、流出モデルにおいては、計算領域を絞る必要性などから、岩盤への浸透量は小さいと仮定し、岩盤は不透水、すなわち、岩盤へは水が浸透しないと近似してモデルが組み立てられることが多かった。また、岩盤への浸透を考慮するにしても、いったん岩盤へ浸透した水が、土層や溪流に「復帰」することはない、言い換えれば、岩盤中に浸透した水は系外に流出すると仮定されてきた(図 2-1-3a)。しかし、斜面における詳細な水文観測から、相当量の水はいったん岩盤に浸透することが明らかとなってきた。その結果、岩盤にいったん浸透した水が斜面において土層中へ復帰するような流れが存在することが明らかとなってきた(図 2-1-3b)。

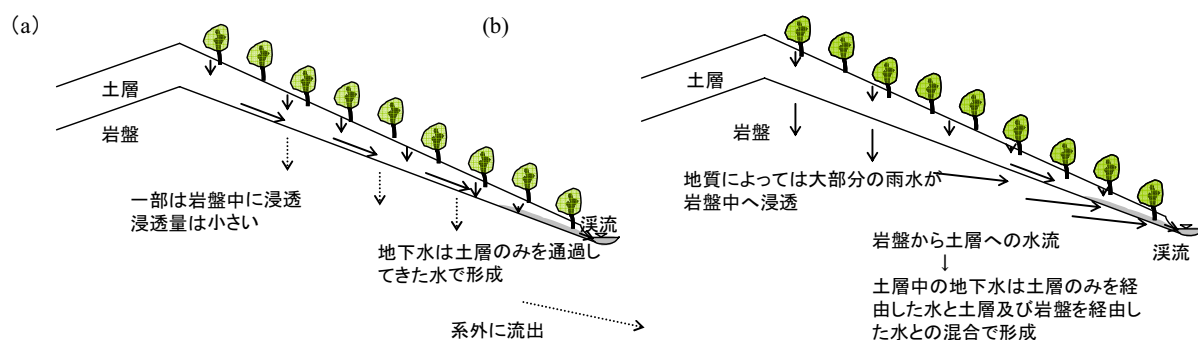


図 2-1-3 土層-岩盤間の水移動に関する概念図（内田、2004）

(a)はこれまで崩壊発生予測モデルで仮定されてきた土層-岩盤間の水移動機構に関する概念図、(b)は近年明らかにされてきた土層-岩盤間の水移動機構に関する概念図

2-1-3 本研究で作成したモデルの概要と目的

全国をメッシュに区分して詳細な地形データや降雨データが提供されている。本研究では、このように細密に提供されている情報を利用し、かつ、既往の研究成果を整理し 2-1-2 のような近年明らかになった斜面水文プロセスをある程度取り入れたモデルを構築した。

多くのモデルを組み込んでシステム化した理由は以下の通りである。すなわち、土砂生産予測には、数多くの素過程モデルを組み合わせる必要があるため、モデルの構築に多大な労力を要し、モデル全体を詳細に把握することが困難である。その上、各素過程に対して数多くのモデルが提案されており、目的、対象スケール、事象にあった最適なモデルを抽出するのが難しい。近年、KINEROS (<http://www.tucson.ars.ag.gov/kineros/>)などの表面侵食予測モデルや CHASM (<http://www.chasm.info/>)などの表層崩壊予測モデルといった素過程モデルを組み合わせた「パッケージ化されたモデル」が公開されつつある。しかし、

1)1 つのモデルで多岐にわたる現象、土地被覆状態、土地利用形態への適用可能なモデル

2)現象、目的、予測降雨の時空間分解能ごとの最適な素過程モデル及びその組合せを選択できるシステムは構築されていないのが現状である。

そこで、従来提案されている土砂移動現象をコントロールする各素過程の数値計算手法のプログラミングを行い、1 つの素過程を対象とした複数の素過程モデルから自由にモデルの選択可能なシステム、自由に素過程モデルを組み合わせることができるシステム、新たに提案されたモデルを随時追加できるシステムの開発を目的とした。

図 2-1-4 に本モデルの構造を示した。本モデルは、①メッシュ作成モデル、②雨水一流出モデル、③表面侵食モデル、④表層崩壊モデルの4モデルかなり、②～④のモデルは2から4のサブルーチンからなる。さらに、各サブルーチンは複数のモデルから、選択可能なようにする。プログラミングしたモデルは表 2-1-1 にまとめた。

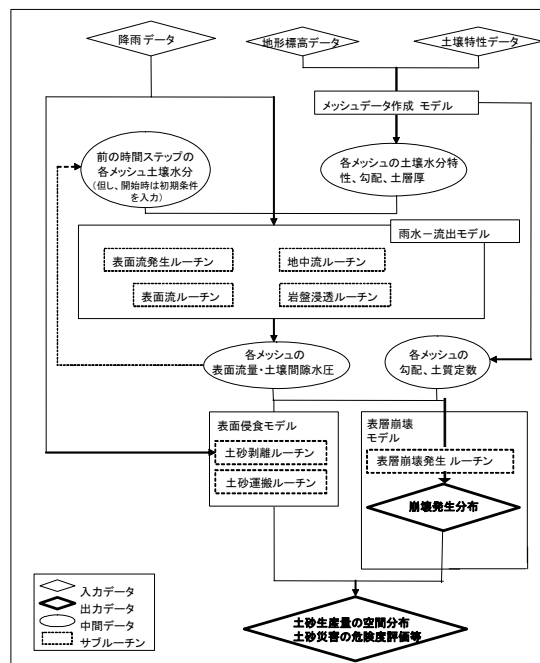


図 2-1-4 統合型土砂生産予測モデルの概要

表 2-1-1 プログラミングした手法

モデル	サブルーチン	計算手法
メッシュ作成モデル		正方形メッシュ作成
雨水一流出モデル	表面流発生ルーチン	Smith-Parlangeの式、Green-Amptの式
	表面流ルーチン	2次元浅水流モデル
		2次元キネマチックウェーブモデル
	地中流ルーチン	1次元Richards式+飽和側方流 小杉ら(2002)式+飽和側方流 拡散方程式(Iverson, 2000) 定常流モデル
表面侵食モデル	岩盤浸透ルーチン	一定量浸透(平松ら, 1990)
	土砂剥離ルーチン	KINEROS中の侵食速度式
	土砂運搬ルーチン	水山式
表層モデル崩壊		芦田・道上式
	斜面崩壊発生ルーチン	無限長斜面の安定解析

2-1-4 各モデル・ルーチンの詳細

2-1-4.1 メッシュ作成モデル

メッシュの形状は正方形を基本とし、既存の DEM など GIS データベースを用いることが可能にした。また、基本的には GIS 上で作成された X,Y 座標値を、解析範囲に応じて切り出せる仕組みとした。

2-1-4.2 雨水一流出モデル

2-1-4.2.1 表面流発生ルーチン

表面発生ルーチンは 2 つのモデルから構成されている。すなわち、Smith-Parlange 浸透速度式と Green-Ampt の浸透速度式とした。

(1)Smith-Parlange 浸透速度式

Smith-Parlange の浸透理論は以下の通りである。

$$f_c = k_s \left[1 + \frac{\alpha}{\exp(\alpha I / B) - 1} \right]$$

ここで、 f_c : 浸透速度、 k_s : 飽和透水係数、 α : 土壌水分パラメータ、 $B = (\theta_s - \theta_r) \times (G + hw)$ 、 G : 毛管吸引効果、 hw : 水深、 I : 積算雨量、 θ_s : 飽和体積含水率、 θ_r : 残留土壌水分

(2)Green-Ampt 浸透速度式

Green-Ampt 式を以下に示す。

$$f_c = k_s \left[1 + \frac{Msav}{F} \right]$$

ここで、 f_c : 浸透速度、 k_s : 飽和透水係数、 sav : 浸潤面の土壌水分平均吸引力、 $M = (\theta_s - \theta_r)$ 、 $F = MLf$ 、 Lf : 浸潤面までの深さ

2-1-4.2.2 表面流ルーチン

表面流流下に関しては、マニング式に基づく運動方程式及び連続式によるモデル、2次元浅水流モデル (Dynamic Wave) と 2 次元 Kinematic Wave モデルを作成した。

(1)マニング式に基づく運動方程式及び連続式によるモデル

連続の式

$$\frac{\partial h_s}{\partial t} = \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + R_i - fs_i$$

運動方程式

$$q_x = 1.49 \cdot S_x^{1/2} n^{-1} h_s^{5/3}$$

$$q_y = 1.49 \cdot S_y^{1/2} n^{-1} h_s^{5/3}$$

ここで、 h_s : 地表流水深、 q_x : x 方向の地表流量、 q_y : y 方向の地表流量、 n : マンニングの粗度、 S_x : 方向の斜面勾配、 S_y : y方向の斜面勾配、 f_s : 浸透速度

(2)2次元浅水流モデル

基礎式

x-y平面における漸変流の運動方程式は次の各式で表される。

x方向運動方程式:

$$\frac{\partial q_x}{\partial t} + \beta_x \frac{\partial u q_x}{\partial x} + \beta_y \frac{\partial v q_x}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho}$$

y方向運動方程式:

$$\frac{\partial q_y}{\partial t} + \beta_x \frac{\partial u q_y}{\partial x} + \beta_y \frac{\partial v q_y}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho}$$

ここに、 $q_x(=uh)$ 、 $q_y(=vh)$: xおよびy方向の流量フラックス、 u 、 v : x および y 方向の平均流速、 β_x 、 β_y : x および y 方向の運動量補正係数、 h : 水深、 H : 水位 (地盤高+水深) である。また、 τ_x 、 τ_y は x および y 方向の流れの抵抗力であり、抵抗則として Manning 則を用いればそれぞれ次式で表される。

$$\frac{\tau_x}{\rho} = \frac{gn^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}}, \frac{\tau_y}{\rho} = \frac{gn^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}}$$

ここに、 n : Manning の粗度係数である。

また、水の連続式は次式のとおりである。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0$$

水の連続式:

(3)Kinematic Wave モデル

地表流に Kinematic Wave 法を適用した場合の基礎式は以下の通りである。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(u_x \cdot h) + \frac{\partial}{\partial y}(u_y \cdot h) = q$$

$$q = u \cdot h$$

$$u = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}$$

h : 水深

$$u : \text{流速} \quad (u = (u_x, u_y))$$

q : 単価面積単位時間あたりの地表流量

n : マニングの粗度係数

R : 径深

$$I : \text{動水勾配} \quad (I = (I_x, I_y))$$

2-1-4.2.3 地中流ルーチン

地中流のモデルは、1次元不飽和浸透流と飽和側方流を組合せたモデル、含水率と地下水位の応答関数と飽和側方流動を組合せたブロック集合モデル、拡散方程式及び定常を仮定したモデルの4つのモデルを作成した。

(1)一次元不飽和浸透＋飽和側方流モデル

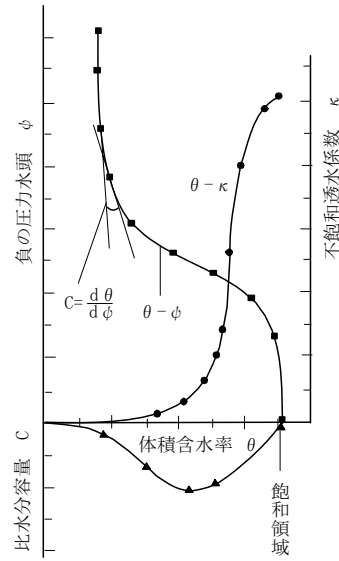
平松ら(1990)は一次元鉛直不飽和浸透流モデルと二次元飽和側方流モデルを組合せた。

一次元鉛直不飽和浸透流解析を行う際、斜面表層部内の不飽和-飽和帯の浸透は、圧力水頭 ψ を変数とした以下の式が有利である。

$$C(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial t} = \underbrace{\frac{\partial}{\partial z} \left[k(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial z} \right]}_{\text{拡散項}} + \underbrace{\frac{\partial k(\psi)}{\partial z}}_{\text{重力項}}$$

ここで、 ψ : 圧力水頭、 $k(\psi)$: z 方向の透水係数、 $C(\psi)$: 比水分容量

図 2-1-5 に不飽和土の特性曲線 体積含水率 $\theta-k$ 、 $\theta-C(\psi)$ 、 $\theta-\psi$ の関係を示す。



不飽和土の浸透特性

図 2-1-5 不飽和土の水分特性

ここでは、不飽和土の浸透特性曲線式に以下に van Genuchten 式を用いる。
有効飽和度 (S_e) は圧力水頭 (h_c) の関数となる。

$$S_e(h_c) = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \begin{cases} \frac{1}{\{1 + (\alpha h_c)^\beta\}^\gamma} & \psi < 0 \\ 1 & \psi \geq 0 \end{cases}$$

比水分容量 C は有効飽和度 (S_e) の関数となる。

$$C(S_e) = \frac{\partial \theta}{\partial \psi} = -\frac{\gamma \alpha (1 - \theta_r)}{1 - \gamma} S_e^{1/\gamma} (1 - S_e^{1/\gamma})^\gamma$$

不飽和透水係数 k は Mualem の提案した次式を用いる。

$$k = k_r \times k_s$$

$$k_r(S_e) = S_e^{1/2} \left[1 - (1 - S_e^{1/\gamma})^\gamma \right]^2$$

ここで、 S_e : 有効飽和度、 ψ : 圧力水頭 (土壌水分吸引水頭)、 k_r : 相対不飽和透水係数 (k/k_s : 不飽和透水係数/飽和透水係数)、 C : 比水分容量、 θ_s : 飽和体積含水率 ($\cong 1.0$)、 θ_r : 残留土壌水分体積含水率、 θ : 体積含水率、 α : 土の間隙形状 (長さの逆数を示す係数)、 β : 土の間隙形状 (均等性を示す係数)、 $\gamma = 1 - 1/\beta$

平松(1990)らは、不飽和帯の浸透について、雨水の浸透における基本単位要素(セル)内の挙動並びに土壌水分状態を、連続式、運動方程式をそれぞれ差分展開し繰り返し計算により求めた(図 2-1-6)。なお、各鉛直土層の境界面での透水係数は体積含水率の変数とした。

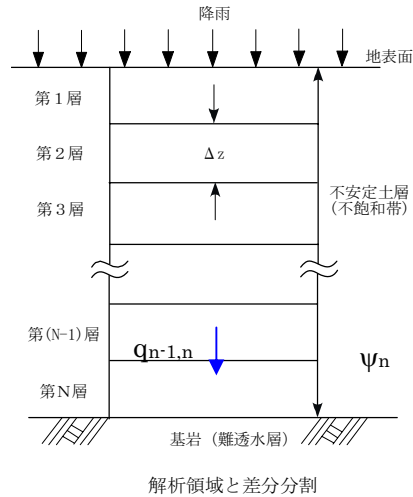


図 2-1-6 不飽和土の水分特性 (平松ら、1990)

ここで、 $q_{n-1,n}$ 層から n 層への土壌水分移動量、 $\psi_{n:n}$ 層の土壌水分吸引水頭(圧力水頭)、 $k_{n-1,n}$ 層と $n-1$ 層との境界での透水係数、 Δz : 厚さ、 $\theta_{n:n}$ 層の体積含水率 である。

(2)二次元飽和側方流モデル

標高をもとに飽和側方流の流下過程を平面二次元で追跡するいわゆる集水モデルである。流れの基礎式は以下のとおり、連続式とダルシー則による運動方程式からなる。また、基岩への漏水(ただし、基岩の透水係数をパラメータとして入力)を考慮している。

$$\lambda \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = q_z$$

$$q_x = hk_s i_x$$

$$q_y = hk_s i_y$$

$$q_z = I_z - k_{zout}$$

ここに、 λ :有効間隙率、 h :地下水深、 q_x : x 軸方向の単位時間当たり単位幅流量、 q_y : y 軸方向の単位時間当たり単位幅流量、 q_z : z 軸方向の単位時間当たり単位幅流量、 k_s :飽和透水係数、 i_x : x 軸方向の動水勾配、 i_y : y 軸方向の動水勾配、 I_z :一次元鉛直不飽和浸透流解析により得られた浸透量、 k_{zout} :基岩の透水係数 である。

図 2-1-7 にモデルの概念を示す。

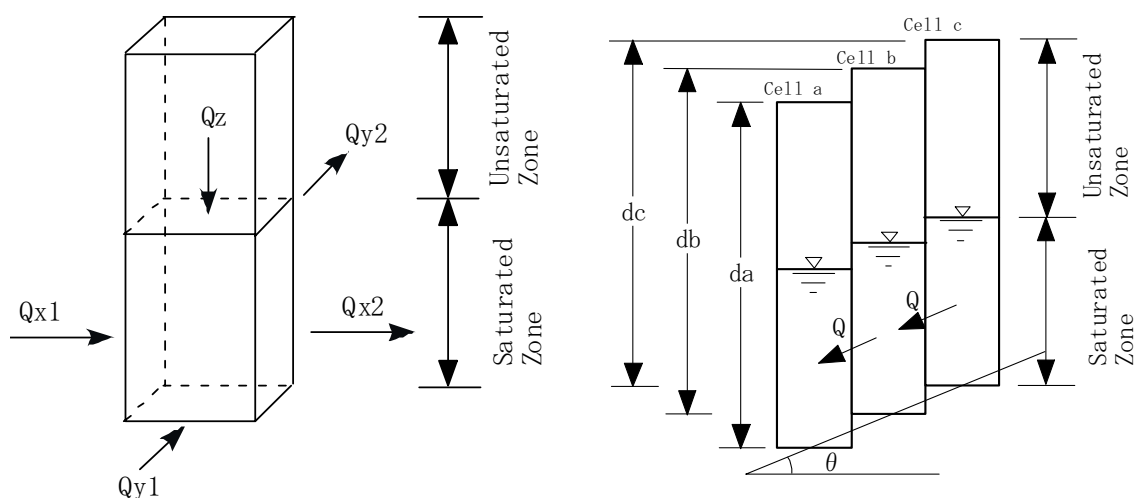


図 2-1-7 平面二次元飽和側方流のモデル化 (平松ら,1990)

(3)含水率と地下水位の応答関数＋飽和側方流動モデル

小杉ら(2002)は、林内雨として土壌表面にもたらされた雨水は、直ちに表土層の平均含水率を変化させるものとして、この平均含水率から飽和・不飽和側方流を追跡するモデルを提案した。

(3)-1 不飽和透水係数

不飽和土の透水係数は、乾燥状態では小さく飽和透水係数を上限として湿潤状態ほど大きくなる。そこで、以下のとおり、地下水位と有効飽和度の応答関数を考案している。

有効飽和度と地下水位の関係は以下の通りである。

$$H = 0$$

$$H = D(S_e - S_{e,c}) / (1 - S_{e,c})$$

ここで、H: 地下水深、 $S_{e,c}$: 地下水が発生するときの有効飽和度、D: 表土層厚、 S_e : 有効飽和度

一方、有効飽和度と透水係数の関係は以下の通りである。

$$K = K_s S_e^\beta$$

$$K = \frac{H}{D} K_s + \left(1 - \frac{H}{D}\right) K_s \tilde{S}_e^\beta$$

ここで、 K_s : 飽和透水係数、 β : 有効飽和度の減少による透水係数の減少具合を表すパラメータ、H: 地下水深 である。

(3)-2 一次元斜面飽和、不飽和側方流

斜面の側方流は、上式でもとめた透水係数を用いて一次元斜面平行流の式により求めている

$$Q=L \cdot D \cdot K \cdot \sin \omega \cdot \cos \omega$$

ここで、 L :要素の長さ、 ω :斜面勾配、 K :透水係数、 D 、表土層厚 である。

なお、図 2-1-8 に示す通り、このモデルは正方形メッシュで流域を分割してメッシュに一定の土層厚を持つ直方体の土塊(ブロック)を仮定し、これを計算の基本要素として雨水を追跡するいわゆるブロック集合モデルである。

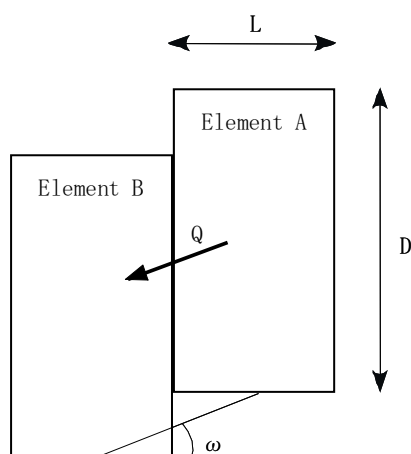


図 2-1-8 隣接する要素間の側方流の算定方法 (小杉ら、2002)

(4) 拡散方程式

Iverson (2000)は、図 2-1-9 に示す通り、表層付近の地下水流は水平ではなく、鉛直方向の浸透が卓越し、表層崩壊は圧力水頭が増加することによって引き起こされるとして、Richards 式の理論解(近似解)により、鉛直方向の圧力水頭分布(ψ)を求めた。さらに、この圧力水頭(ψ)を斜面安定解析の無限長斜面式に代入することにより、斜面崩壊安全率(F_s)を求めている。基礎式等を以下に示す。

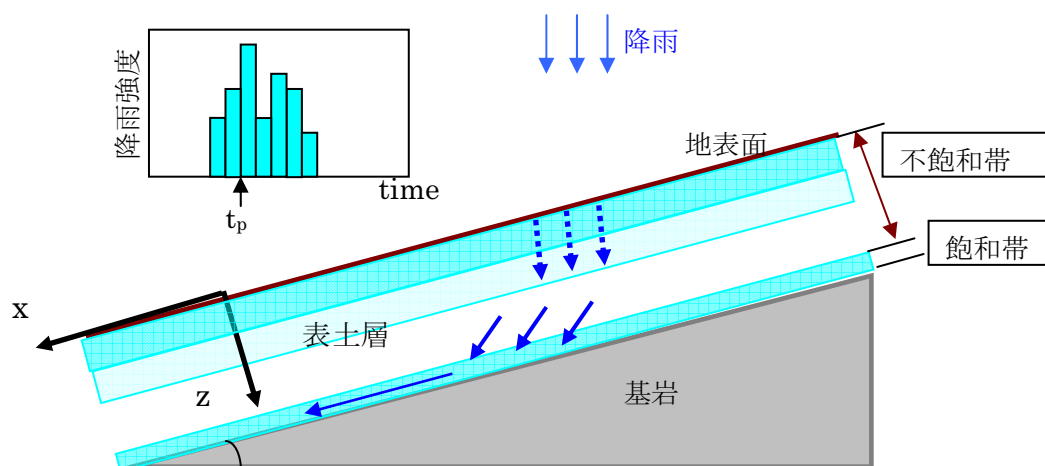


図 2-1-9 表土層における地下水流のイメージ —鉛直方向の浸透が卓越するイメージ

(4)-1 基礎式

鉛直一次元浸透による各深度の圧力変化はリチャーズ式を当てはめると以下の式で示される。

$$C(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial t} = \underbrace{\frac{\partial}{\partial z} \left[k(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial z} \right]}_{\text{拡散項}} + \underbrace{\frac{\partial k(\psi)}{\partial z}}_{\text{重力項}}$$

ここで、 ψ : 圧力水頭、 $k(\psi)$: z 方向の透水係数、 $C(\psi)$: 比水分容量 である。

表土層が乾いていれば、重力によって浸透していくので第2項(重力項)が大きい。その後、表土層が水で満たされると、第1項が大きくなっていく。そこで、水が飽和に近い状態では、第2項が無視できるぐらい十分小さいとする。また $k(\psi) \gg k_{\text{sat}}$ (飽和透水係数)、 $C(\psi) \gg C(0)$ とすると、以下の拡散方程式が導き出される。

$$\frac{\partial \psi}{\partial t} = D_0 \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2}$$

$$D(\psi) = \frac{k(\psi)}{C(\psi)} \quad D_0 = \frac{k_{\text{sat}}}{C(0)}$$

ここで、 D_0 : 飽和状態における拡散係数 である。

Iverson(2000)は上式を図 2-1-10 の座標系にあわせて以下の式を得た。

$$\frac{\partial \psi}{\partial t} = D_0 \cos^2 \alpha \frac{\partial^2 \psi}{\partial Z^2}$$

ここで、 α : 斜面勾配、 Z : 図 2-1-10 に示した鉛直方向 Z である。

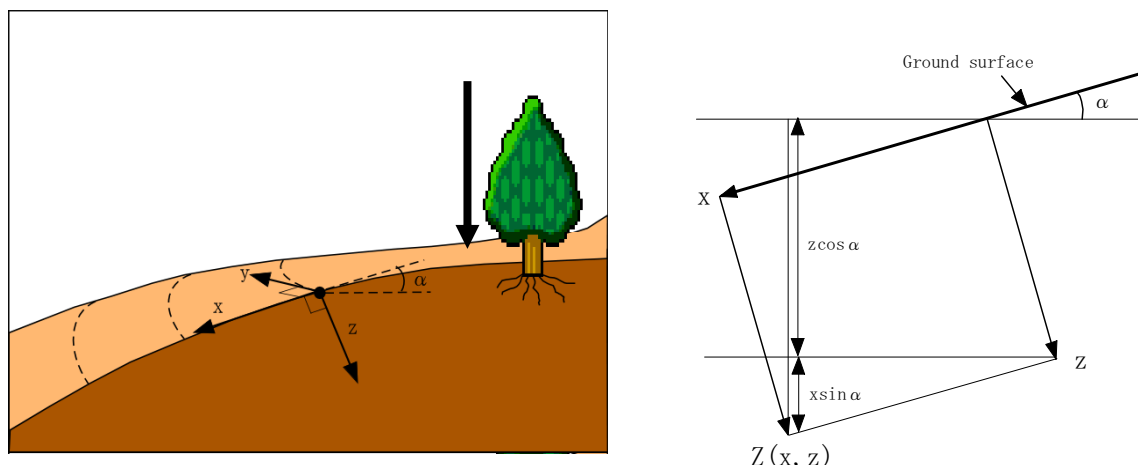


図 2-1-10 Iverson のモデルにおける座標系 (Iverson、2000)

さらに、Z 方向の浸透フラックス I_z と K_z の比、 I_z/K_z を導入して、理論解(線形近似解)をもとめ、最終的に圧力水頭の深さと時間の関係を以下の Transient Response 式で示した (Baum, 2003)。

$$\begin{aligned} \psi(Z, t) = & [Z - d]\beta \quad \left. \vphantom{\sum_{n=1}^N} \right\} \text{定常項} \\ & + 2 \sum_{n=1}^N \frac{I_{nz}}{K_z} \left[H(t - t_n) [D_1(t - t_n)]^{\frac{1}{2}} \operatorname{ierfc} \left[\frac{Z}{2[D_1(t - t_n)]^{\frac{1}{2}}} \right] \right] \\ & - 2 \sum_{n=1}^N \frac{I_{nz}}{K_z} \left[H(t - t_{n+1}) [D_1(t - t_{n+1})]^{\frac{1}{2}} \operatorname{ierfc} \left[\frac{Z}{2[D_1(t - t_{n+1})]^{\frac{1}{2}}} \right] \right] \quad \left. \vphantom{\sum_{n=1}^N} \right\} \text{非定常項} \end{aligned}$$

$$\operatorname{ierfc}(\eta) = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\eta^2) - \eta \cdot \operatorname{erfc}(\eta)$$

ここで、 ψ : 地下水の圧力水頭、 t : 時間、 Z : 鉛直方向の座標軸 ($Z = z/\cos\alpha$)、 z : 斜面方向 (x に鉛直な座標軸)、 α : 斜面勾配、 d : 定常時の地下水深 (z -方向)、 $\beta = \lambda \cos\alpha$ 、 $\lambda = \cos\alpha - [I_z/K_z]LT$ 、 K_z : Z 方向 (鉛直方向) の透水係数、 I_z : 初期 (定常) 状態 (豪雨発生前) の表面から浸透量、 I_{nz} : 豪雨期間の第 n 番目の期間にける表面からの浸透量、 LT : Long term、 $D_1 = D_0 \cos 2\alpha$ 、 D_0 : 飽和拡散係数、 N : タイムステップインターバル、 $H(t - t_n)$: Heavyside step 関数、 $\operatorname{erfc}(\eta)$: 誤差関数 である。

(4)-2 Transient Response 式による圧力水頭の計算(イメージ)

各セルの圧力水頭の鉛直分布の時間変化は、 t 時刻の降雨強度を飽和透水係数で徐した値 I_z/K_z を Transient Response 式に入力することにより求められる (図 2-1-11)。

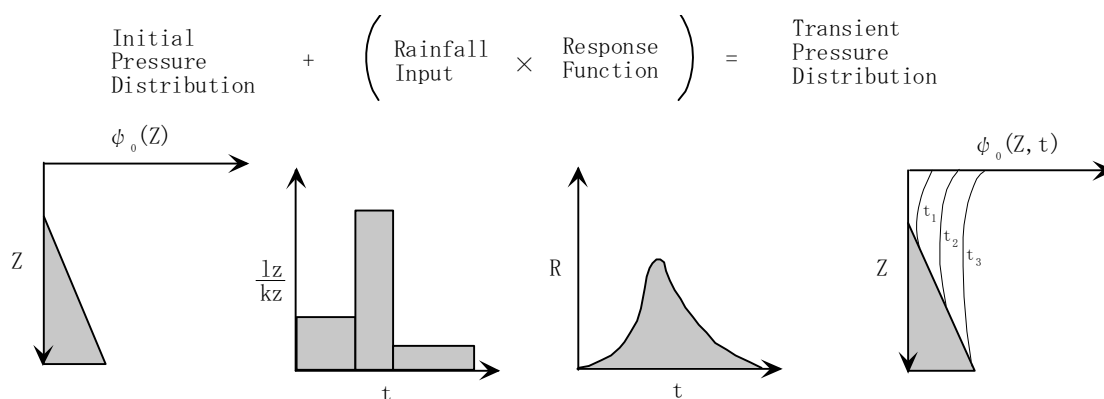
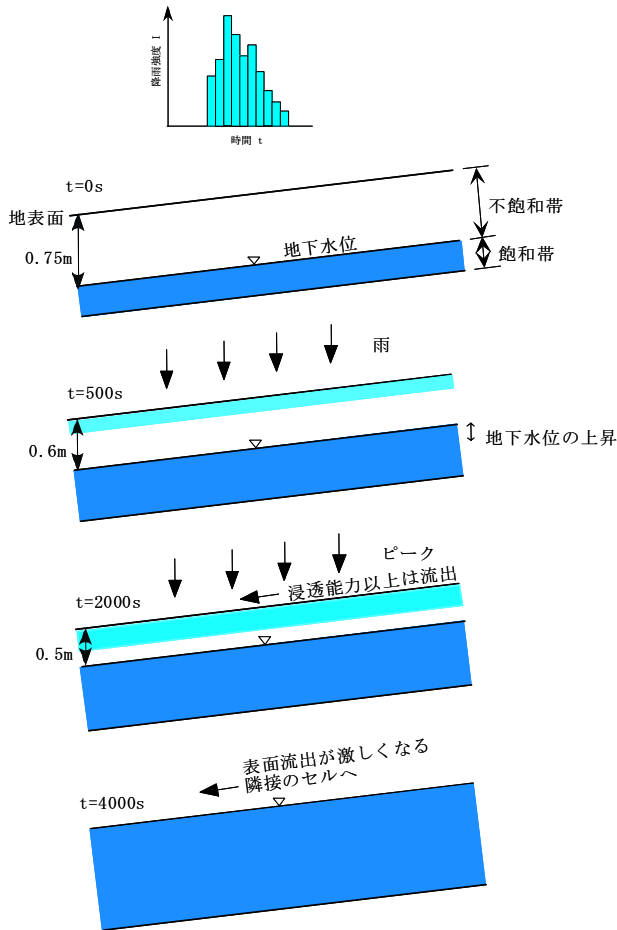


図 2-1-11 Transient Response 関数を用いた圧力水頭分布の計算 (Iverson, 2000)

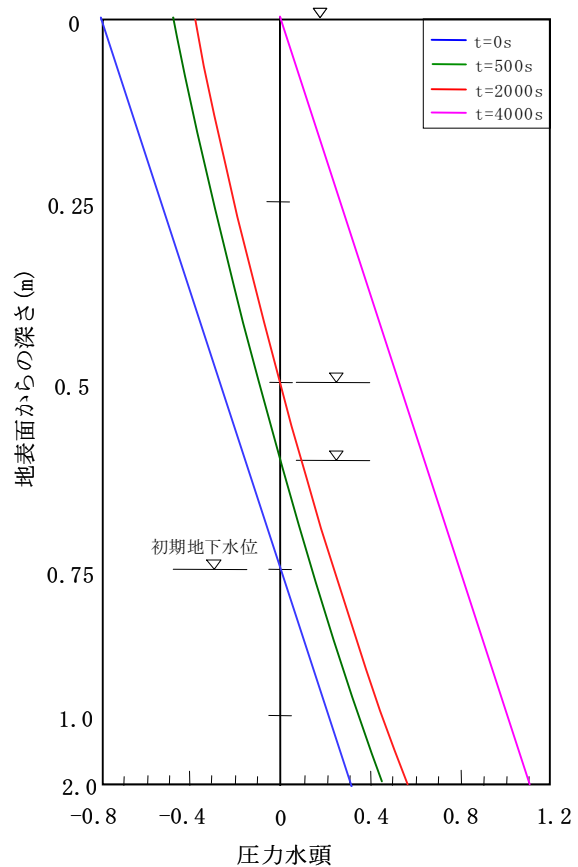
図 2-1-12 に豪雨時の表土層における水分移動状況の時間変化と Transient Response 式により得られる圧力水頭分布のイメージを示す。

なお、利用するに当たっては以下を留意する必要がある。

- ①初期水位によって答えが大きく異なる。地下水位分布は現地調査によって設定するか、調査結果がない場合、他の地下水解析ソフトで予め計算した方が良い。
- ②豪雨時では表土層は湿潤に近い状態にあるという仮定があるので、完全に乾燥した状態から浸透する状況を計算したい場合は適用できない。



(a) 斜面の土層内の水分移動イメージ



(b) 圧力水頭鉛直プロファイルと地下水位の時間変化

図 2-1-12 豪雨時の地下水位および圧力水頭鉛直プロファイルの時間

(5)定常を仮定したモデル

SHALSTAB(1994、Montgomery and Dietrich,1994)、SINMAP(Pack.et.al.,1999)、LISA(Hammond、1992)等、米国で開発されたモデルがあり、崩壊危険度の評価に用いられる。定常モデルであるので崩壊の発生予測(いつどこで発生するかを知る)のためには利用できない。流域をいくつかの小集水域(Contributing Area:CA)に分割して、それぞれの小集水域を降雨の流出単位としているのが特徴で、小集水域の地形的形状によって異なる流出特性を示すことに着目している。これらの米国で開発されたモデルにおける斜面表層付近の水の移動の前提条件は以下の通りである。

- ① 飽和側方流は斜面に平行であり、その流量は $\tan\alpha$ ではなく $\sin\alpha$ の式で近似される。(図 2-1-13)

すなわち、

$$q = -kh \sin \alpha$$

ここで、 q =流量、 k =飽和透水係数、 h =地下水位、 α =斜面の傾斜角 である。

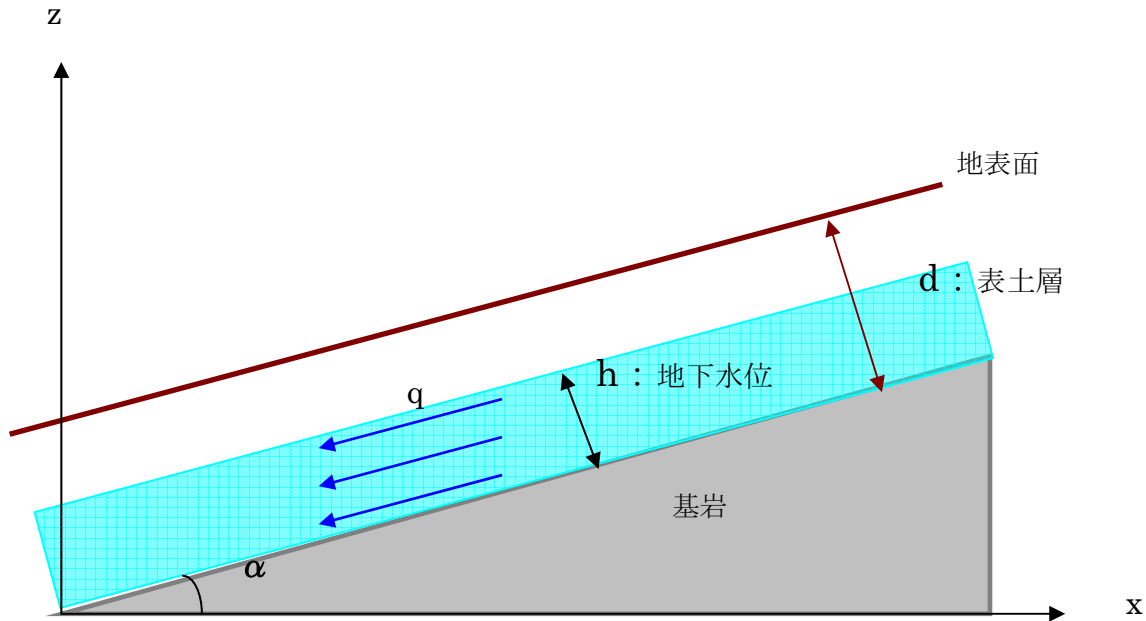


図 2-1-13 斜面を平行に流れる飽和側方流

- ② 定常状態において、当該地点の飽和側方流(Q)はその地点より上流側の集水域(面積 A)の浸透量(R)と等しい

$$Q=RA$$

- ③ ①と②の関係より、集水域内の単位幅あたりの流量 q は、集水域 (Contributing Area, CA) の下流端の単位幅当たり b で割った値となる。

$$q=RA/b$$

上述の式から地下水位 (h) を求める。ここで、 A/b が集水域の地形の指標である。すなわち、下流端の幅が小さく集水面積が大きいと飽和側方流が大きいことを示す。

2-1-4.2.4 岩盤浸透ルーチン

平松ら(2000)は、飽和側方流を平面二次元で追跡するモデルにおいて、基岩への漏水を考慮している(図 2-1-14)。ただし、漏水は基岩の透水係数相当と仮定して、パラメータとして与えている(水位の関数ではない)。

$$\lambda \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = q_z$$

$$q_x = hk_s i_x$$

$$q_y = h k_s i_y$$

$$q_z = I_z - k_{zout}$$

ここに、 λ :有効間隙率、 h :地下水深、 q_x : x 軸方向の単位時間当り単位幅流量、 q_y : y 軸方向の単位時間当り単位幅流量、 k_s :飽和透水係数、 i_x : x 軸方向の動水勾配、 i_y : y 軸方向の動水勾配、 I_z :一次元鉛直不飽和浸透流解析により得られた浸透量、 k_{zout} :基岩の透水係数 である。

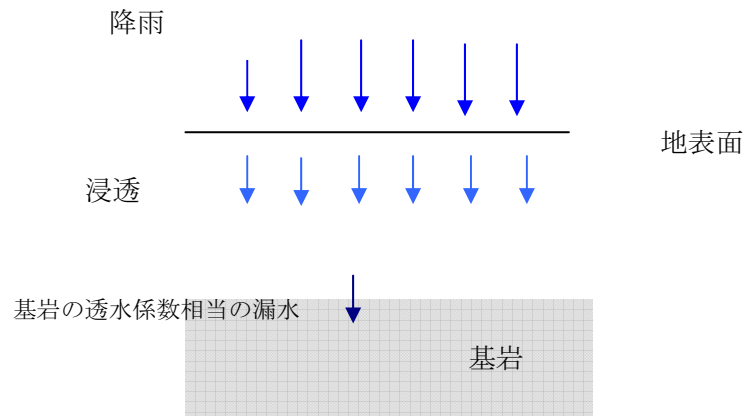


図 2-1-14 基岩への漏水

2-1-4.2.5 表面侵食モデル

(1)土砂剥離ルーチン

(1)-1 雨滴侵食の基礎式

表面流による浸食・堆積の以下の連続式を用いる。

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\partial q_x^b}{\partial x} + \frac{\partial q_y^b}{\partial y} = 0$$

ここで、 $\frac{\partial Z}{\partial t}$: 浸食・堆積速度、 q_x^b : x 方向の単位幅当りの土砂輸送量、 q_y^b : y 方向の単位幅当りの土砂輸送量 である。

浸食速度・堆積速度は KINEROS (<http://www.tucson.ars.ag.gov/kineros/>)と同様に以下の式により算定する。すなわち、運搬可能な土砂濃度(平衡土砂濃度)を超える土砂を置いていく(堆積させる)形で、斜面の侵食堆積深を評価するものとする。ただし、運搬には水山式を採用することで、土砂濃度で輸送量を規定させるものとする。

$$\frac{\partial z}{\partial t} = C_g \times (C_m - C_s)$$

ここで、 C_g :運搬係数、土粒子の沈降速度/水深、 C_m :運搬可能な平衡土砂濃度、 C_s :土砂濃度 である。

Cm については、水山の式を用いる。

$$C_m = 5.5 \times (\tan S)^2$$

ここで、S:斜面勾配 である。

(1)-2 雨滴侵食と流水による侵食

$$e = e_h + e_r \quad \longleftarrow \quad \text{侵食量} = \text{流水による侵食} + \text{雨滴衝撃による侵食}$$

$$e_r = \text{SPL}(1-\gamma)\exp(-Cdhs) Ri^2$$

$$e_h = \text{COH} \cdot H \cdot v_{sw}(C_m - C_s)$$

ここで、SPL、COH:雨滴侵食、流水による侵食に対するパラメータ、 γ :植生被覆に関するパラメータ、 Ri :降雨強度、 hs :地表流水深、 Cd :地表面の低減係数、 vs :表面流速、 w :流れ幅、 C_m :掃流力、 C_s :土砂濃度 である。

EUROSEM はパッケージモデルで、水理モデルは KINEROS となっている。

(2)土砂運搬ルーチン

(2)-1 流砂量式(砂礫の個別輸送)

粒径、水深、勾配で決定する流砂量式は幾つも存在するが、本モデルでは芦田・道上式を選定した。芦田・道上式は以下の通り。

$$q_{B*} = 17\tau_*^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \left(1 - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}}\right)$$

ここに、 q_{B*} は掃流砂量、 $\tau_* (= u_*^2 / \{\sigma / \rho - 1\}gd)$ は無次元掃流力、 u_* は摩擦速度、 σ は砂礫の密度、 ρ は水の密度、 g は重力加速度、 d は粒径を表し、下添字の c は限界を意味する。

2-1-4.2.6 表層崩壊モデル

(1)斜面崩壊発生ルーチン(斜面安定解析)

これまでにレビューした国内外の分布型表層崩壊モデルにおいては、すべてのモデルで斜面安定解析に無限延長斜面式を用いている。ただし、根の粘着力を加えたものや、土の重量の算定方法の違いなど様々なパターンがある。

$$F_s = \frac{C + (w - u) \tan \phi}{w \sin S}$$

ここで、S:斜面勾配、 F_s :安全率、 w :土塊の自重、 c :土の粘着力、 ϕ :土の内部摩擦角、 u は間隙水圧 である。

このモデルでは、すべり面の間隙水圧(u)を地下水深(h)で求め、安全率(F_s)は土層と基岩の境界面のみに求めている。一方、Iverson(2000)は、表層付近の水分移動は水平ではなく、鉛直方向の浸透であり、表層崩壊は圧力水頭が増加することによって引き起こされるとして、Richards 式の理論解(近似解)により、鉛直方向の圧力水頭分布(ψ)を求め、さらに、この圧力水頭(ψ)を斜面安定解析の無限長斜

面式に直接代入することにより、斜面崩壊安全率(Fs)の鉛直方向の分布を求めている(図 2-1-15)。

$$Fs = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{C - \psi(Z - t)\gamma_w \tan \phi}{\gamma_s Z \sin \alpha \cos \alpha}$$

ここで、 α :斜面勾配、Fs:安全率、 γ_s :土の単位体積重量、 γ_w :水の単位体積重量、C:土の粘着力、 ϕ :土の内部摩擦角、 ψ は圧力水頭、t:時間、Z:鉛直方向の深さ である。

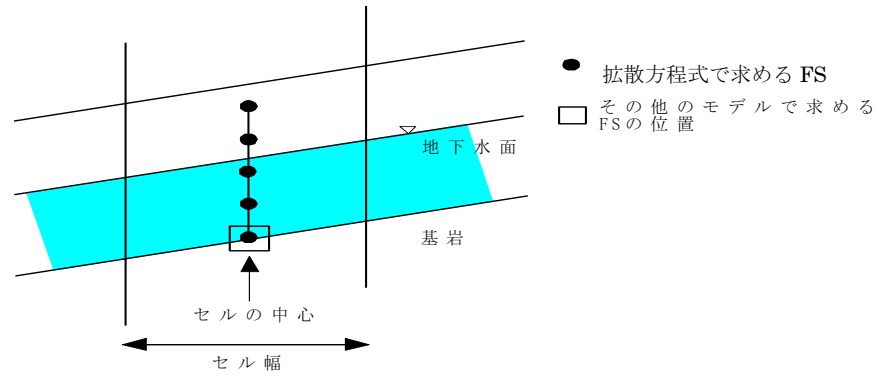


図 2-1-15 Fsを求める位置

2-2 本システムの実測事例への適用性およびモデルの特性に関する検討

2-2-1 滋賀県田上山地不動寺流域への適用

2-2-1.1 はじめに

滋賀県田上山地不動寺試験斜面（0.1ha）に適用した事例を紹介する。本試験地はこれまで各種水文観測、土層構造の調査、表層土厚調査、土壌の水理特性の調査が行われてきた。そこで、地形、土層厚分布、土壌の飽和透水係数、水分特性曲線は実測値、土壌の粘着力、内部摩擦角に関しては既存の花崗岩山地の値を用いて、総降雨量 60mm、最大 10 分間降雨強度 9.3mm の降雨時（平成 14 年 7 月 9 日～10 日）における斜面の安全率分布の計算を実施した。

本項において対象とするものを整理すると以下の通りである。

(1)再現対象現象

滋賀県田上山地不動寺流域の山地源頭部における土壌間隙水圧の空間分布の観測結果を再現対象とする(T. Uchida et al.,2003, 西口ら、2003、T. Uchida et al.,2003)。

(2)解析対象

①対象地域：

滋賀県 田上山地 不動寺流域

②再現対象期間：

平成 14 年 7 月 17 日 7 時から 10 時

③入手データ：

a. 降雨データ、b. 地形データ、c. 圧力水頭データ

④検証データ：

圧力水頭の経時変化

⑤モデルの検討対象：

「不飽和浸透流式＋側方流式＋表面流式モデル」の再現性

2-2-1.2 対象領域:田上山地 不動寺流域

図 2-2-1 に対象領域である田上山地の位置を示す。不動寺流域では図 2-2-2 に示すように流域内にテンシオメーターを約7m 間隔で計 18 箇所設置し、土壌の圧力水頭を計測している。各々の観測地点では2深度(表層 20cmと土壌－岩盤境界面)の測定を実施している。



図 2-2-1 田上山地不動寺流域の位置図

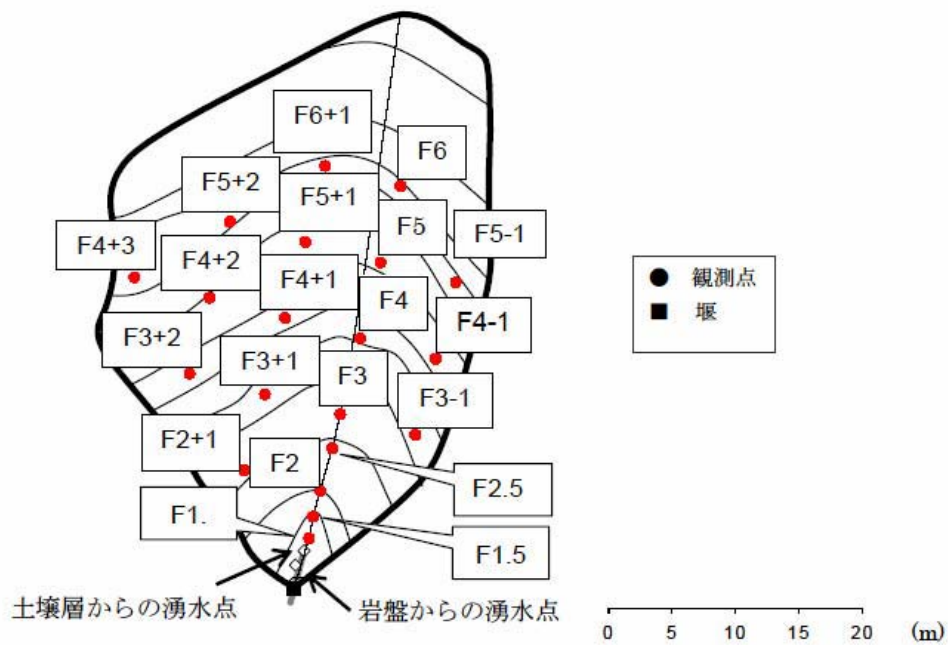


図 2-2-2 不動寺流域の地形と観測点の位置

2-2-1.3 時間降雨データ

平成 14 年 7 月 17 日 7 時から 10 時の降雨について 10 分間隔の降雨データ記録を図 2-2-3 に示す。

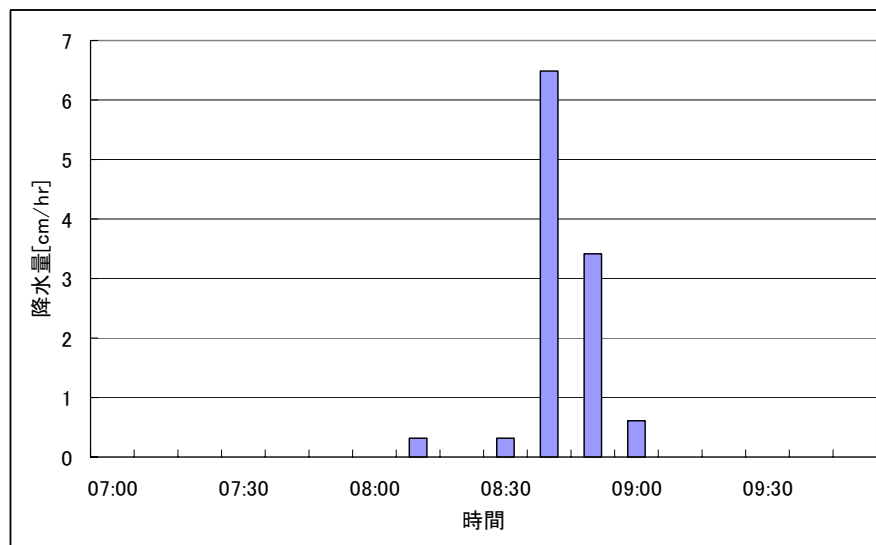


図 2-2-3 ハイエットグラフ

2-2-1.4 計算事例:不飽和浸透流+飽和側方流+表面流解析モデル

降雨が浸透して地下水面に達して地下水が上昇、飽和側方流となって流下、さらに地表面付近が飽和して浸透能以上の降雨は表面流となって地表面を流下する現象を、一次元不飽和浸透流解析モデル、二次元飽和側方流モデルと二次元表面流モデルを連動させて再現した。

(1)二次元側方流における表層システムと水理パラメータ

(1)-1 表層システム

表層システムは谷地形である(図 2-2-4)。すなわち、表層は1層構造で、差分メッシュ総数は(46 行×31 列×1層=)1426 セルである。セルのサイズ(dx 及び dy)は 100cm とする。表層厚は実測値から内挿した。ただし、最低 20cm とした。

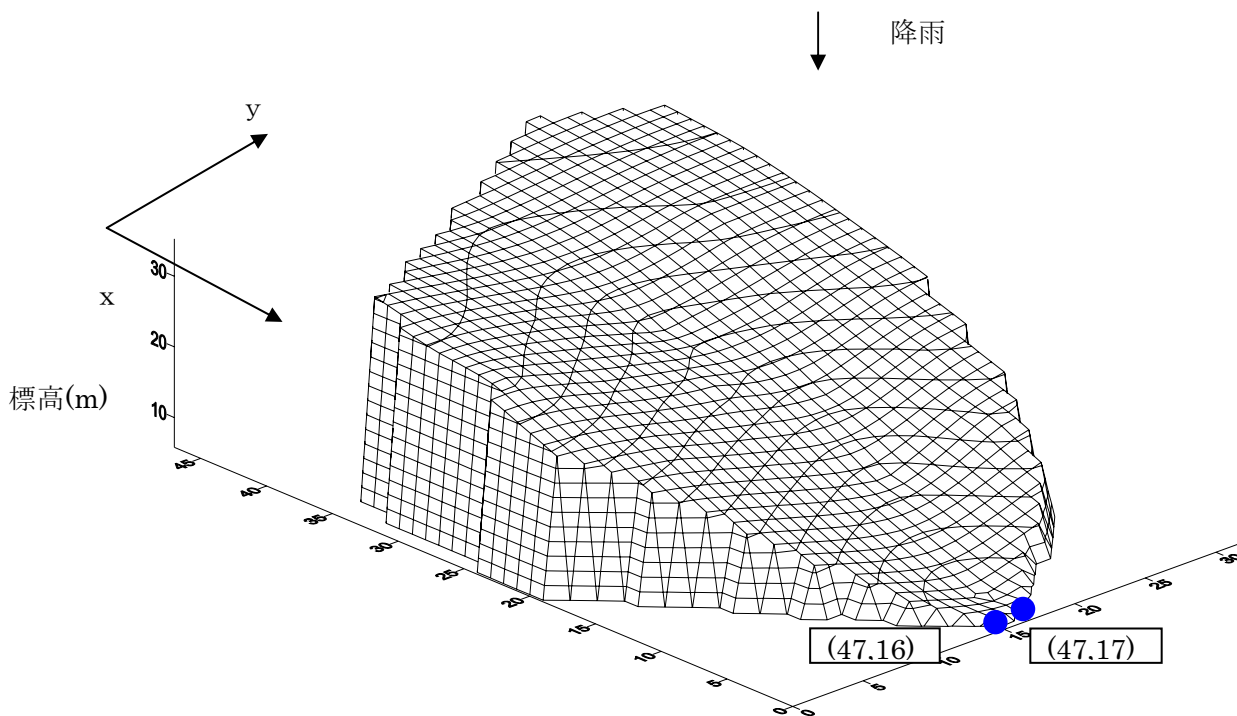


図 2-2-4 不動寺流域の標高

(1)-2 境界条件

最下流端(図 2-2-4 中の青丸で示した 2 セル)を除く表層システムを囲む 3 辺は no-flow 境界とした。すなわち、帯水層中の水の流出入は、不圧帯水層への垂直方向の涵養(降雨)のみである。最下流端の 2 セル(47,16)、(47,17)については、上流側からの流入量と下流側の流出量が同じとして、流出量 Q_x を計算する。すなわち、 $Q_x(47,16)=Q_x(46,16)$ 、 $Q_x(47,17)=Q_x(46,16)$ として算出する。

(1)-3 水理パラメータ

二次元側方流モデルの入力データを表 2-2-1 に示す。

表 2-2-1 二次元側方流モデル部分の入力データ

差分パラメータ

入力パラメータ	内 容	値	単 位	データ形式
imx	x 方向のセルの数	46		
jmy	y 方向のセル数	31		
dlx	x 方向のセルの大きさ	100	cm	代表値
dly	y 方向のセルの大きさ	100	cm	代表値

水理パラメータ

入力値	内 容	値	単 位	データ形式
λ	空隙率	0.417	cm ³ /cm ³	代表値
kx	x 方向の飽和透水係数	0.027/2	cm/s	セル×セル
ky	y 方向の飽和透水係数	0.027	cm/s	セル×セル
hi	初期地下水深	0～30	cm	セル×セル

地形パラメータ

入力値	内 容	値	単 位	データ形式
zi	標高データ	468～3,589	cm	セル×セル
D/1	表層土層厚	20～140	cm	セル×セル

/1: 一次元不飽和浸透流解析と共通データ

/2: 飽和透水係数については、以下の通り、表層、中層、下層で区分できるが、3層の平均0.027cm/sで代表させる。

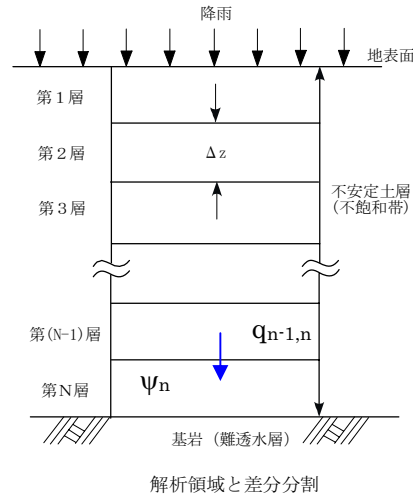
飽和透水係数 (cm/s)

表層	0.062
中層	0.014
下層	0.005
全層平均	0.027

(2)一次元不飽和浸透流モデルにおける仮想帯水層構造と水理パラメータ

(2)-1 一次元不飽和浸透流モデルの入力データ

一次元不飽和浸透流モデルにおける入力データ(表 2-2-2)は、飽和透水係数、van Genuchten の水分特性曲線式、表層の差分構造(図 2-2-5)に関連する。



$$k_{n-1,n} = \frac{k(\psi_{n-1}) + k(\psi_n)}{2}$$

図 2-2-5 差分システム

表 2-2-2 一次元不飽和浸透流モデルの入力データ

水理パラメータ

入力パラメータ	内 容	値	単 位	データ形式
ks	飽和透水係数(垂直方向)	0.027	cm/sec	セル×セル

van Genuchten の水分特性曲線式(Thoms, 2003)

入力パラメータ	内 容	値	単 位	データ形式
θs	飽和体積含水率	0.417	cm ³ /cm ³	代表値
θs	残留土壌水分	0.210	cm ³ /cm ³	代表値
λ	空隙率	0.417	cm ³ /cm ³	代表値
α	土の間隙形状:長さの逆数 を示す係数	0.044	1/cm	代表値
β	土の間隙形状:均等性 を示す係数	1.9	-	代表値

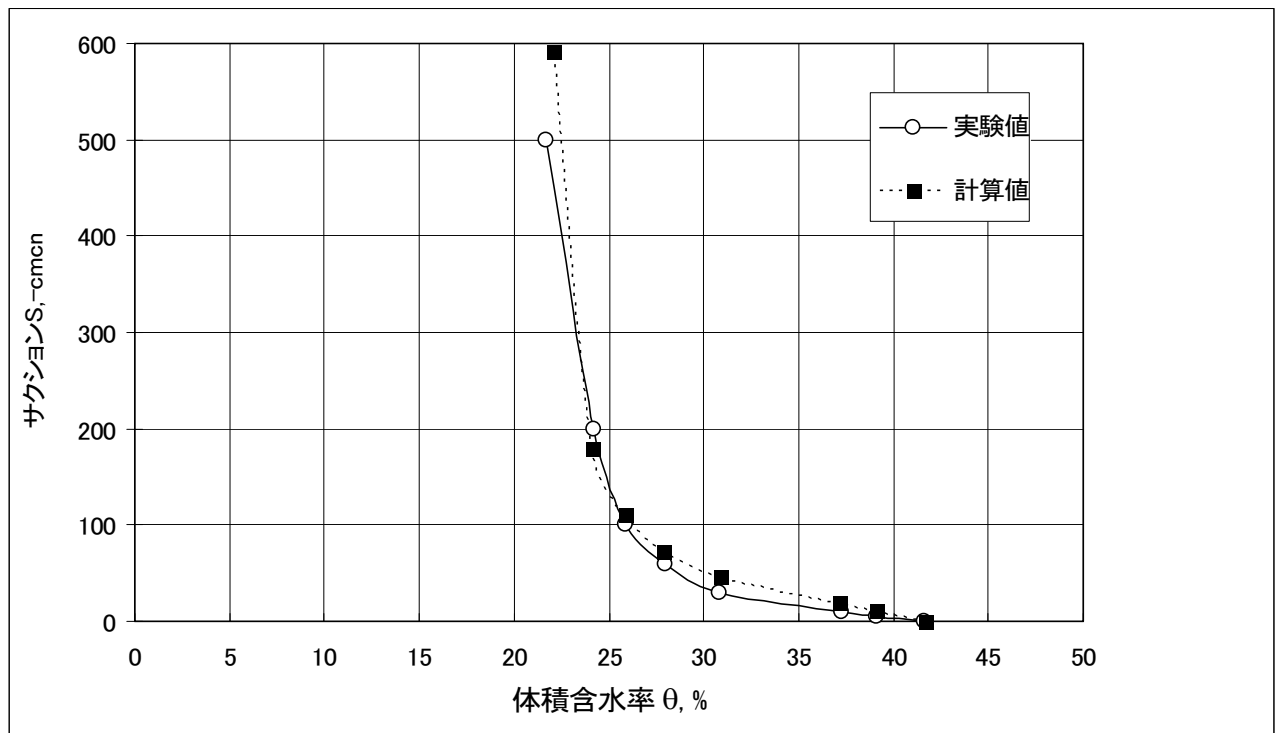
表層の垂直差分構造

入力パラメータ	内 容	値	単 位	データ形式
Δz	垂直方向(z 方向)の単位深さ	2～14	cm	代表値
D	表層土層厚	20 ～ 140	cm	セル×セル

Van Genuchten の水分特性曲線式の α 、 n 、飽和体積含水率(θ_s)、残留土壌水分(θ_r)は実験データ(表 2-2-3)をもとに試行錯誤的に求めた。実験値と計算値による土壌水分曲線を図 2-2-6 に示す。

表 2-2-3 土壌水分特性 サクシヨンと体積含水率

サクシヨン(cm)	表層	中層	下層	3層の平均
0	0.377	0.428	0.445	0.417
-5	0.350	0.400	0.424	0.391
-10	0.335	0.376	0.406	0.372
-30	0.282	0.314	0.330	0.309
-60	0.263	0.284	0.292	0.280
-100	0.249	0.260	0.268	0.259
-200	0.235	0.243	0.247	0.242
-500	0.215	0.213	0.223	0.217



体積含水率 θ (%) とサクシヨン(cm)

図 2-2-6 土壌水分特性曲線

(2)-2 初期条件

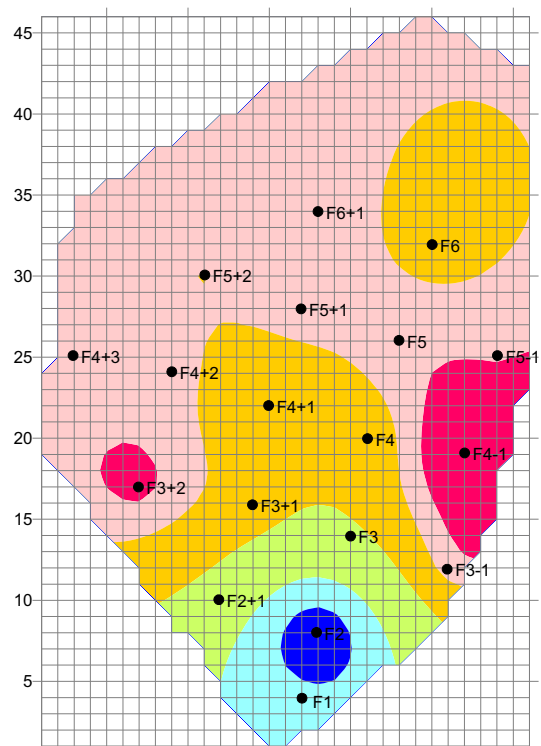
一次元不飽和浸透流解析における各層の初期飽和度は、先ずすべての層で飽和度(0.70)を与え無降雨条件の下での定常計算を行いその分布を求めた。一方、2次元飽和側方流の地下水深は飽和度1に相当する水深とした。次いで、10時間程度無降雨の状態の不飽和浸透流式+飽和側方流式+表面流式をカップリングしたモデルで非定常計算を行い初期条件とした。

(2)-3 計算結果とその検証

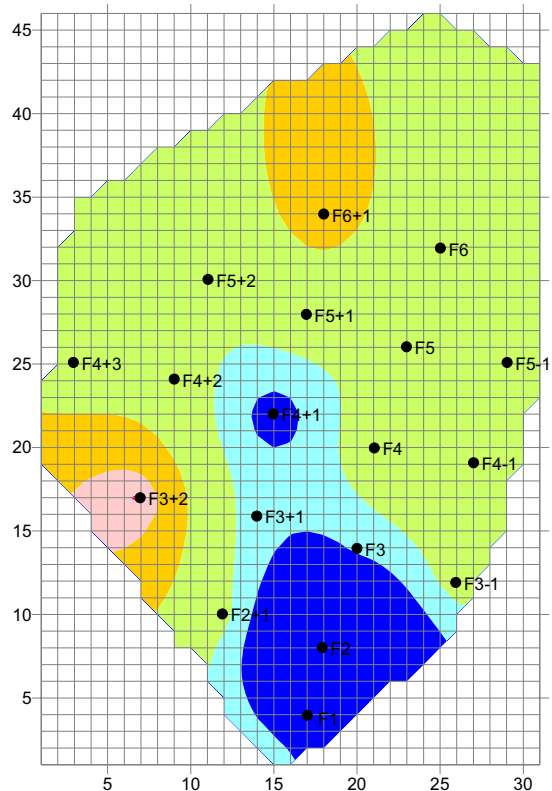
図 2-2-7 から図 2-2-10 に土壌-岩盤境界面における、観測で得られた検証データの圧力水頭および本モデルを用いて算出した圧力水頭を示す。

図 2-2-7 および図 2-2-9 は、検証データである、土壌-岩盤境界面における圧力水頭の経時変化を示す。

図 2-2-8 および図 2-2-9 は、降雨ピーク出現前、降雨ピーク出現時間付近および降雨終了時点、計算終了時点の土壌-岩盤境界面における圧力水頭の変動を示す。降雨ピーク時では、圧力水頭は比較すると 8:00 の時点と殆ど顕著な変化がなく、降雨への反応は 30 分程度遅れて現れる。

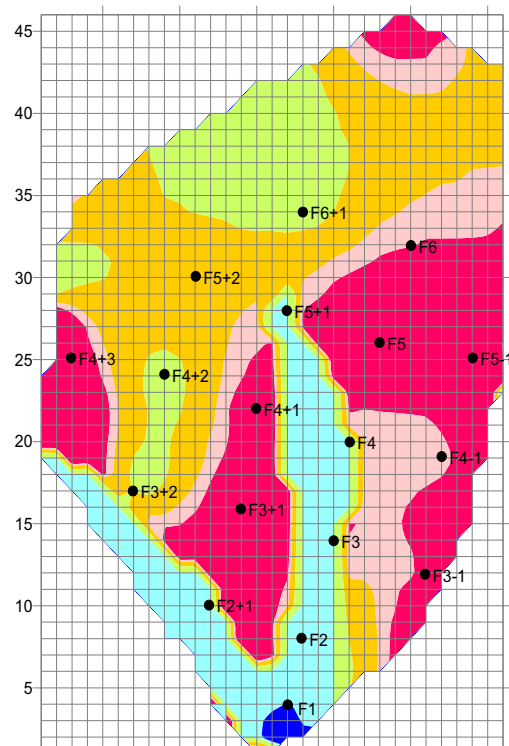


2002 年 7 月 17 日 8 時 00 分

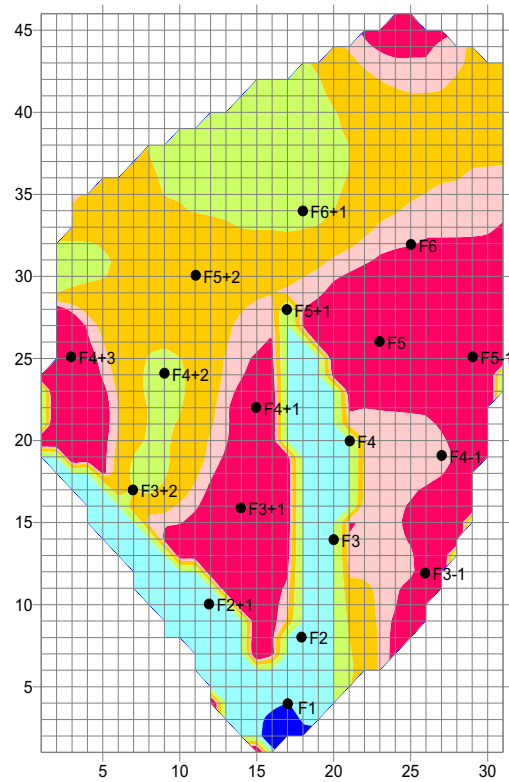


2002 年 7 月 17 日 8 時 40 分

図 2-2-7 土壌-岩盤境界面における
圧力水頭(観測値)の経時変化 (1)

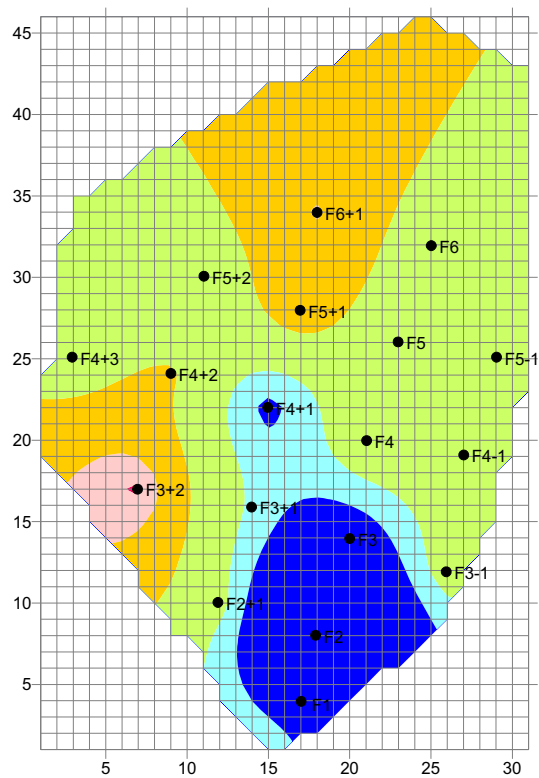


2002 年 7 月 17 日 8 時 00 分

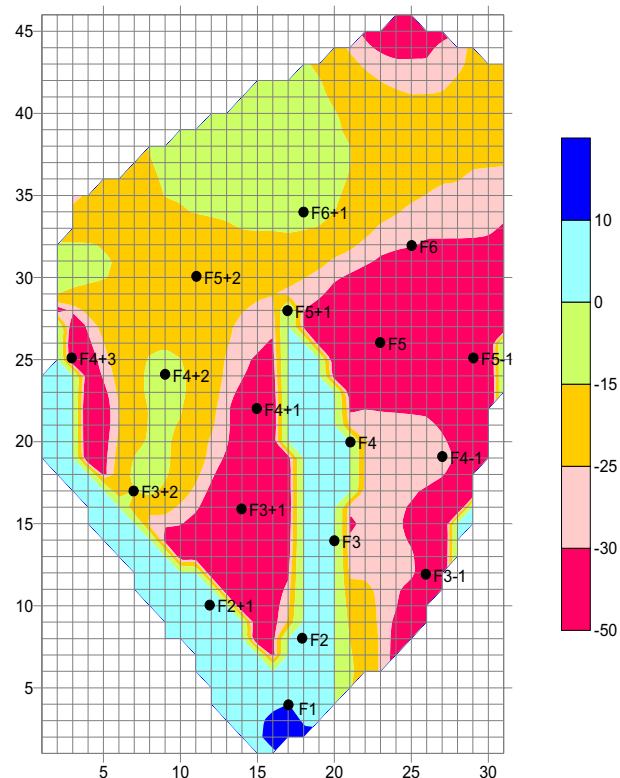


2002 年 7 月 17 日 8 時 40 分

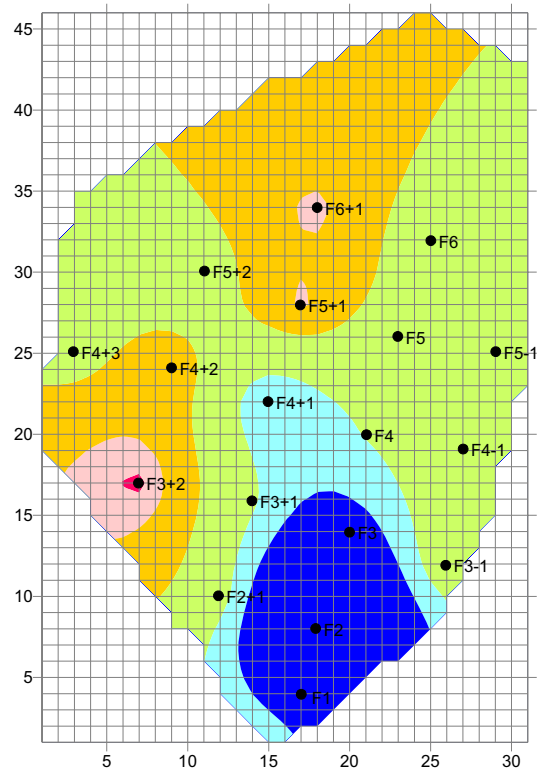
図 2-2-8 土壌-岩盤境界面における圧力水頭(計算
値)の経時変化 (1)



2002 年 7 月 17 日 8 時 50 分

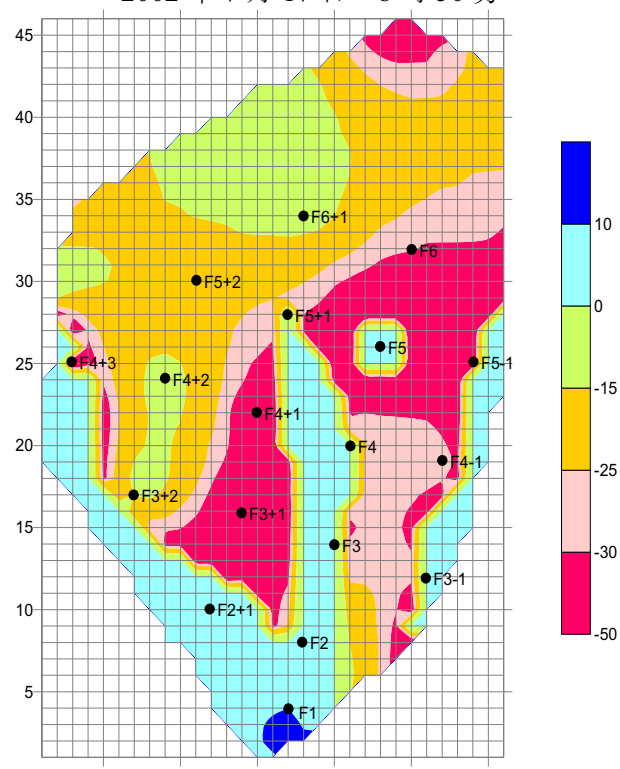


2002 年 7 月 17 日 8 時 50 分



2002 年 7 月 17 日 9 時 10 分

図 2-2-9 土壌-岩盤境界面における
圧力水頭(観測値)の経時変化 (1)



2002 年 7 月 17 日 9 時 10 分

図 2-2-10 土壌-岩盤境界面における圧力水頭(計算値)
の経時変化 (2)

2-2-2 広島県荒谷町表層崩壊発生事例への適用

2-2-2.1 解析対象流域および表層崩壊

平成 11 年 6 月 29 日、総雨量 255mm 最大時間雨量 63mm の豪雨により広島市佐伯区荒谷川流域（流域面積 0.0276km²）で土砂崩れ(表層崩壊)が発生した。本検討ではこの土砂崩れを再現対象とする。

①対象地域：

広島市佐伯区荒谷川流域の表層崩壊発生流域(図 2-2-11)と崩壊発生箇所(図 2-2-12)

②再現対象期間：

平成 11 年 6 月 29 日

③存在データ：

降雨データ、地形データ(地表面標高データ)、基盤標高データ、表層崩壊箇所データ

④検証データ：

崩壊箇所と安全率分布との比較

⑤モデル検証対象：

「不飽和浸透流式＋側方流式＋表面流式モデル＋斜面安定解析モデル」の再現性

2-2-2.2 対象地域：田上山地 不動寺流域

広島市佐伯区荒谷川流域の表層崩壊発生流域(図 2-2-11)と崩壊発生箇所(図 2-2-12)



図 2-2-11 平成 11 年豪雨時 広島市佐伯区表層崩壊発生流域の位置

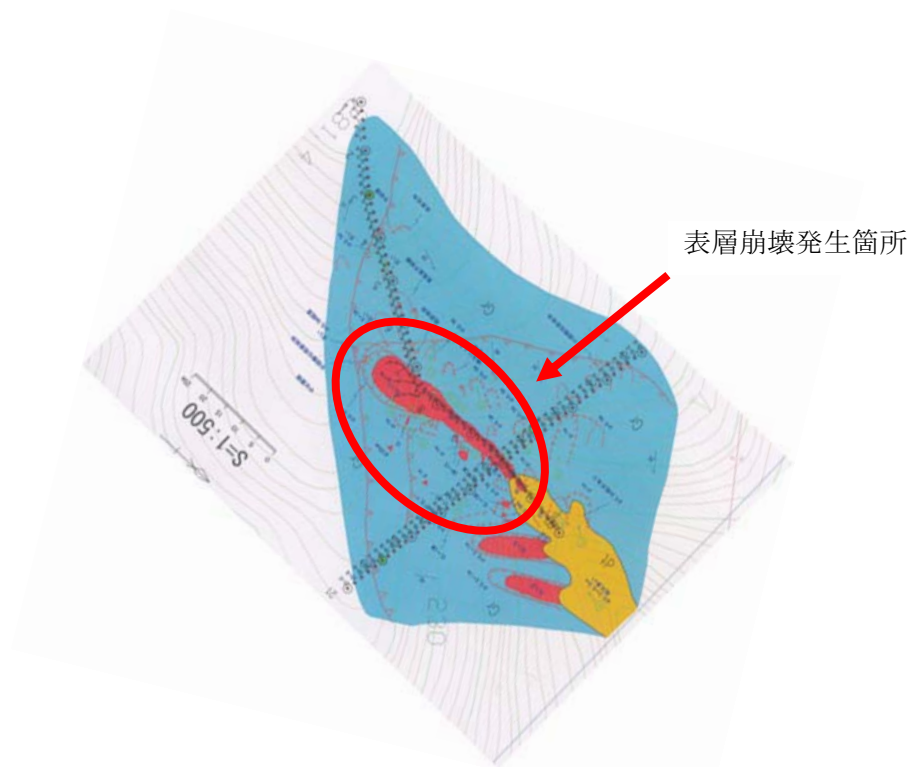


図 2-2-12 広島市佐伯区の表層崩壊発生箇所
(後述の計算結果と比較するために図を回転させている。)

2-2-2.3 降雨データ

平成 11 年 6 月 29 日 0 時から 18 時の降雨について 1 時間間隔の降雨データ記録を図 2-2-13 に示す。

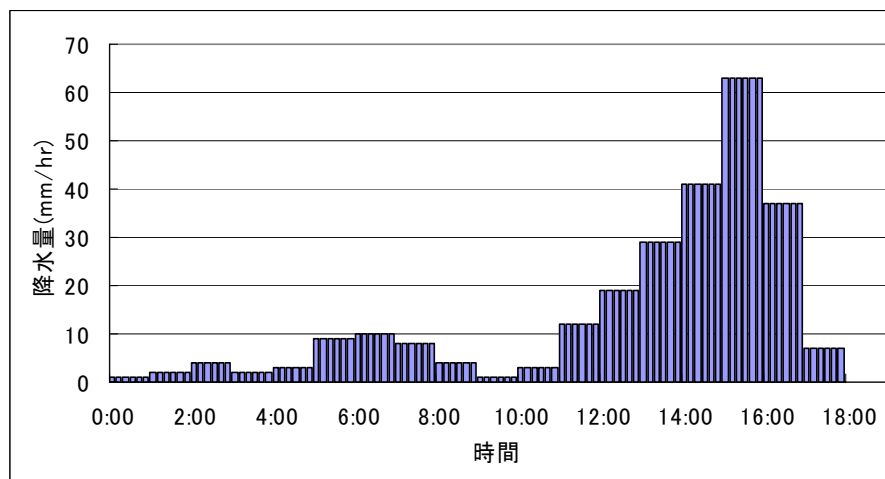


図 2-2-13 平成 11 年 6 月 29 日のハイトグラフ

2-2-2.4 計算事例: 不飽和浸透流+飽和側方流+表面流解析モデル

降雨が浸透して地下水面に達して地下水が上昇、飽和側方流となって流下、さらに地表面付近が飽和して浸透能以上の降雨は表面流となって地表面を流下する現象を、一次元不飽和浸透流解析モデル、二次元飽和側方流モデルと二次元表面流モデルを連動させて再現した。

(1) 二次元側方流における表層システムと水理パラメータ

(1)-1 表層システム

表層システムは谷地形である(図 2-2-14)。差分メッシュ総数は(49 行×25 列=)1,225 セルで、セルのサイズ(dx 及び dy)は 500cm とする。基盤標高データと地面標高データを図 2-2-15 に示す。基盤標高と地面標高が表層厚であるが、最低 20cm とし、その範囲は 20cm～384cm である(図 2-2-15)。

(1)-2 境界条件

最下流端を除く表層システムを囲む 3 辺は no-flow 境界とした。すなわち、帯水層中の水の流出入は、不圧帯水層への垂直方向の涵養(降雨)のみである。最下流端の 3 セルについては、上流側からの流入量と下流側の流出量が同じとして、流出量 Q_x を計算する。

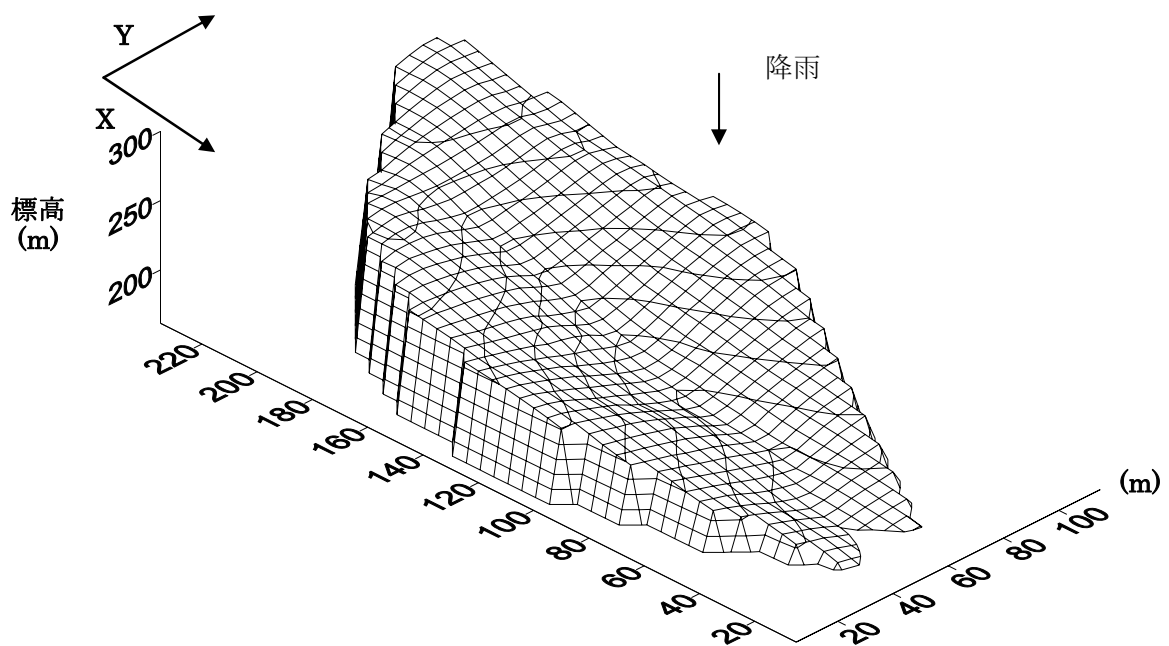


図 2-2-14 荒谷流域の標高

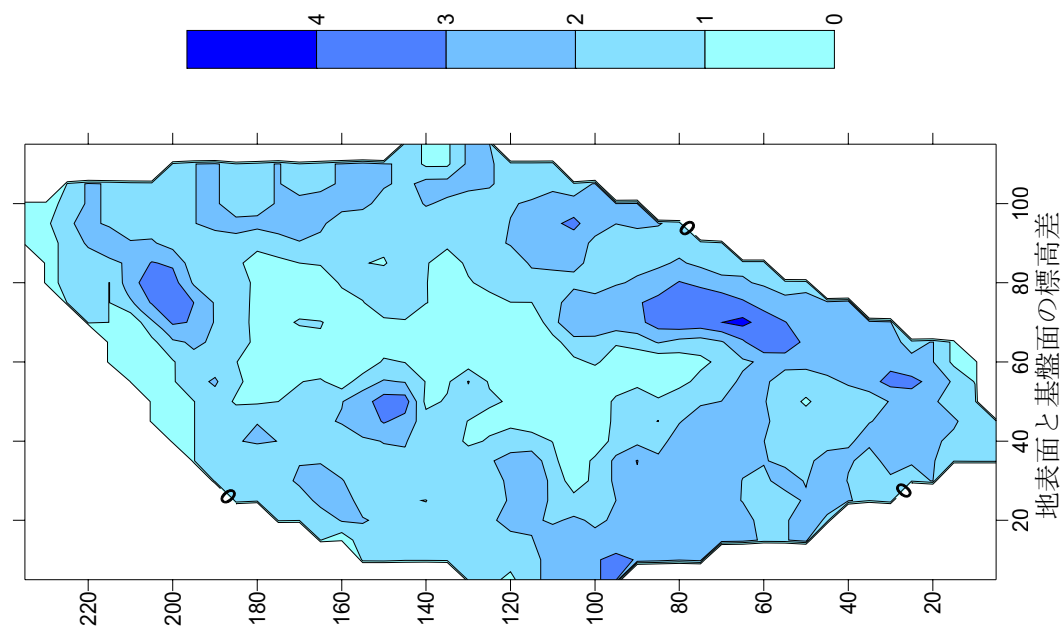
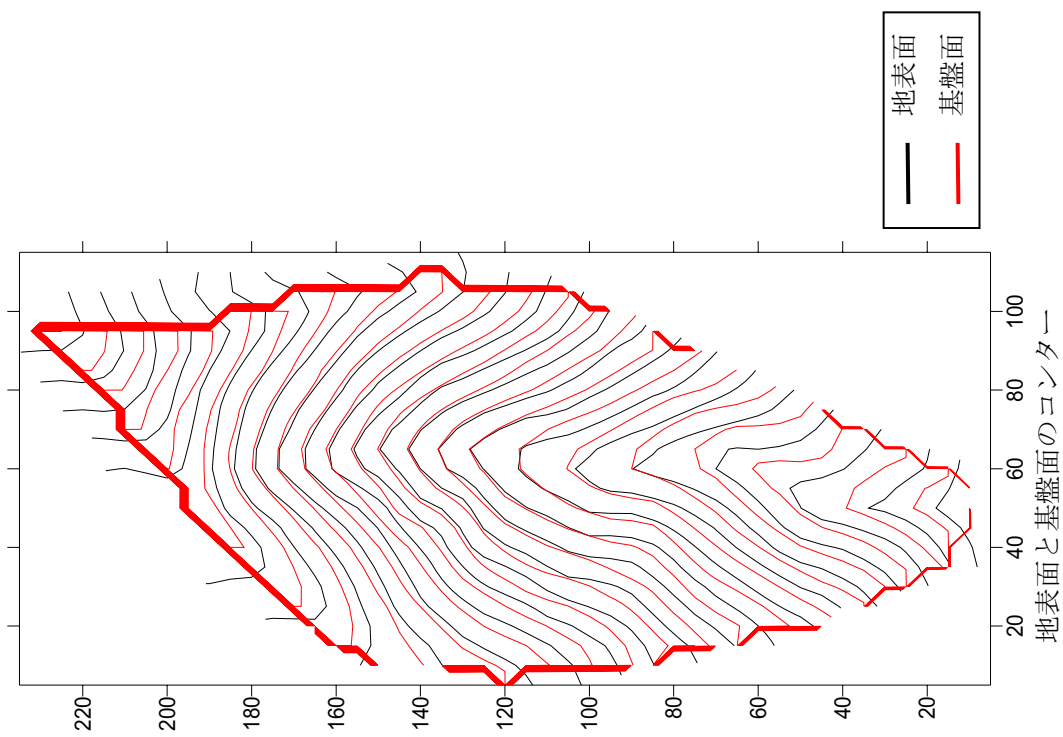


図 2-2-15 地表面標高と基盤面標高

(1)-3 水理パラメータ

二次元飽和側方流モデルの入力データを表 2-2-4 に示す。

表 2-2-4 二次元側方流モデル部分の入力データ

差分パラメータ

入力パラメータ	内 容	値	単 位	データ形式
imx	x 方向のセルの数	49		
jmy	y 方向のセル数	25		
dlx	x 方向のセルの大きさ	500	cm	代表値
dly	x 方向のセルの大きさ	500	cm	代表値

水理パラメータ

入力値	内 容	値	単 位	データ形式
λ	空隙率	0.417	cm^3/cm^3	代表値
kx	x 方向の飽和透水係数	0.027	cm/s	セル×セル
ky	y 方向の飽和透水係数	0.027	cm/s	セル×セル
hi	初期地下水深		cm	セル×セル

地形パラメータ

入力値	内 容	値	単 位	データ形式
zi	標高データ	16181 ~27717	cm	セル×セル
D/1	表層土層厚	20~384	cm	セル×セル

/1: 一次元不飽和浸透流解析と共通データ

(2) 一次元不飽和浸透流モデルにおける仮想帯水層構造と水理パラメータ

(2)-1 一次元不飽和浸透流モデルの入力データ

一次元不飽和浸透流モデルにおける入力データ(表 2-2-5)は、飽和透水係数、van Genuchten の水分特性曲線式、表層の差分構造に関連する。

表 2-2-5 一次元不飽和浸透流モデルの入力データ

水理パラメータ

入力パラメータ	内 容	値	単 位	データ形式
ks	飽和透水係数(垂直方向)	0.027	cm/sec	セル×セル

van Genuchten の水分特性曲線式(Thoms, 2003)

入力パラメータ	内 容	値	単 位	データ形式
θ_s	飽和体積含水率	0.417	cm^3/cm^3	代表値
θ_s	残留土壌水分	0.210	cm^3/cm^3	代表値
λ	空隙率	0.417	cm^3/cm^3	代表値
α	土の間隙形状:長さの逆数 を示す係数	0.044	1/cm	代表値
β	土の間隙形状:均等性 を示す係数	1.9	-	代表値

表層の垂直差分構造

入力パラメータ	内 容	値	単 位	データ形式
Δz	垂直方向(z 方向)の単位深さ	2~38	cm	代表値
D	表層土層厚	20 ~ 384	cm	セル×セル

(2)-2 初期条件

一次元不飽和浸透流解析における各層の初期飽和度は、先ずすべての層で飽和度(0.50)を与え無降雨条件の下での定常計算を行いその分布を求めた。一方、2次元飽和側方流の地下水深は飽和度1に相当する水深とした(図 2-2-16)。次いで、3時間程度無降雨の状態の不飽和浸透流+飽和側方流+表面流解析モデルのカップリングしたモデルで非定常計算を行い初期条件とした。

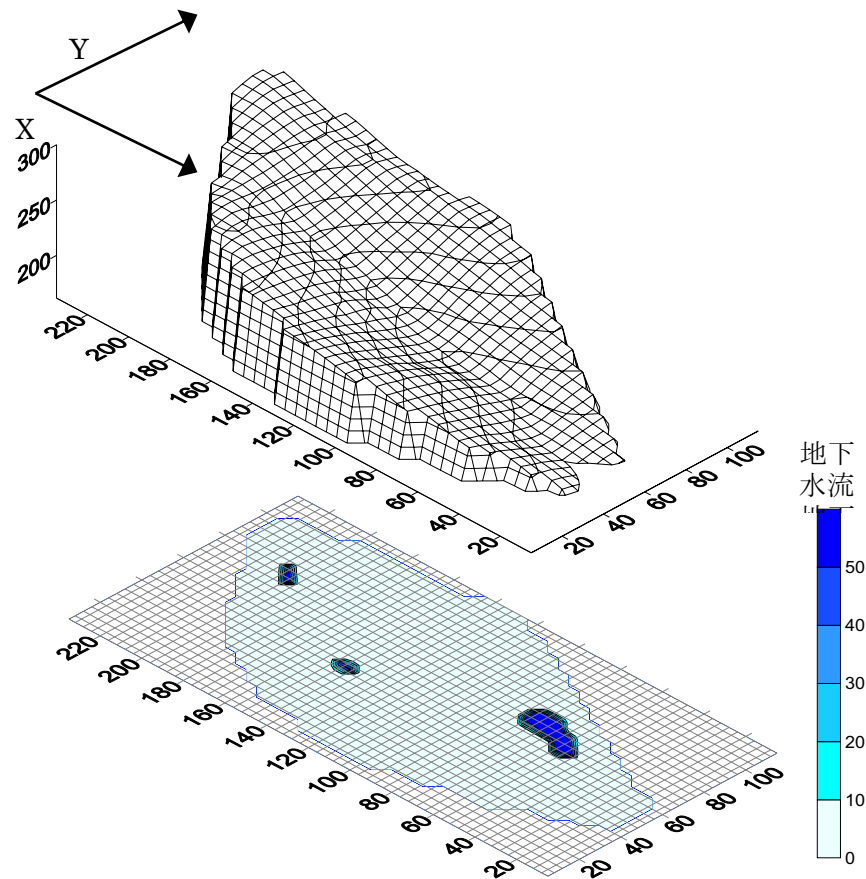


図 2-2-16 初期地下水深

(3)一次元不飽和浸透流

図 2-2-17 に示す代表地点(29,11)の再現計算結果を以下に示す。土層厚は 20cm である。

図 2-2-18 に飽和度の垂直分布の時間変化を示す。

ここで、地下水位 (H_s) は一次元不飽和浸透流解析モデルから計算される浸潤面から供給される量を涵養量として、二次元飽和側方流モデルよりシミュレートされている。その他の全水頭、飽和度等の変数の解は、一次元不飽和浸透流解析モデルよりシミュレートされている。

上流側地点と同様に時間の経過とともに地表面付近から飽和度 (Se) が増加、一方負圧は低下して浸潤面が下方に進行する。12:00 には地表面付近の飽和し表面流が発生する。一方、浸潤面から下方に供給される涵養により、地下水位が上昇し 14:00 までには地表面に達し、その後、降雨分が表面流出となる。

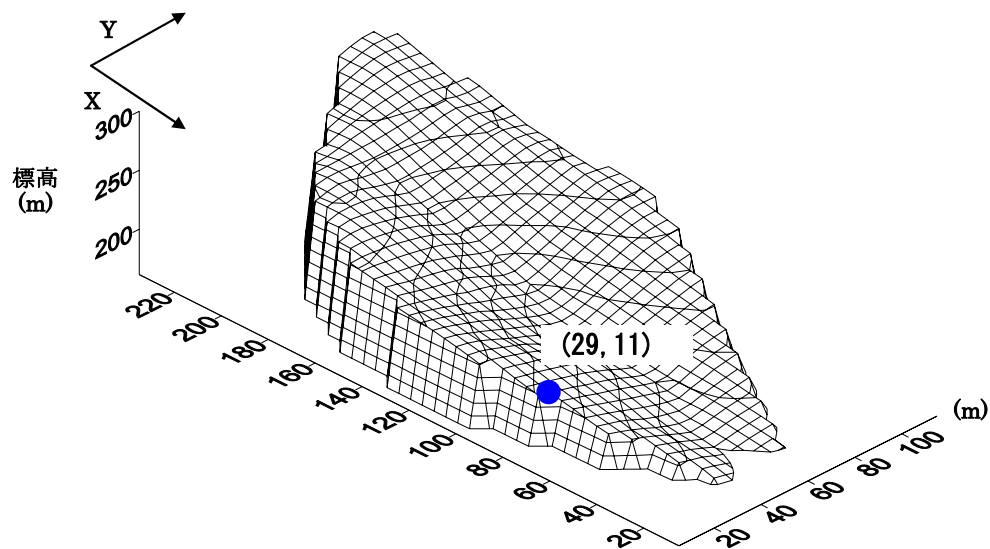


図 2-2-17 1次元不飽和浸透流計算結果評価地点

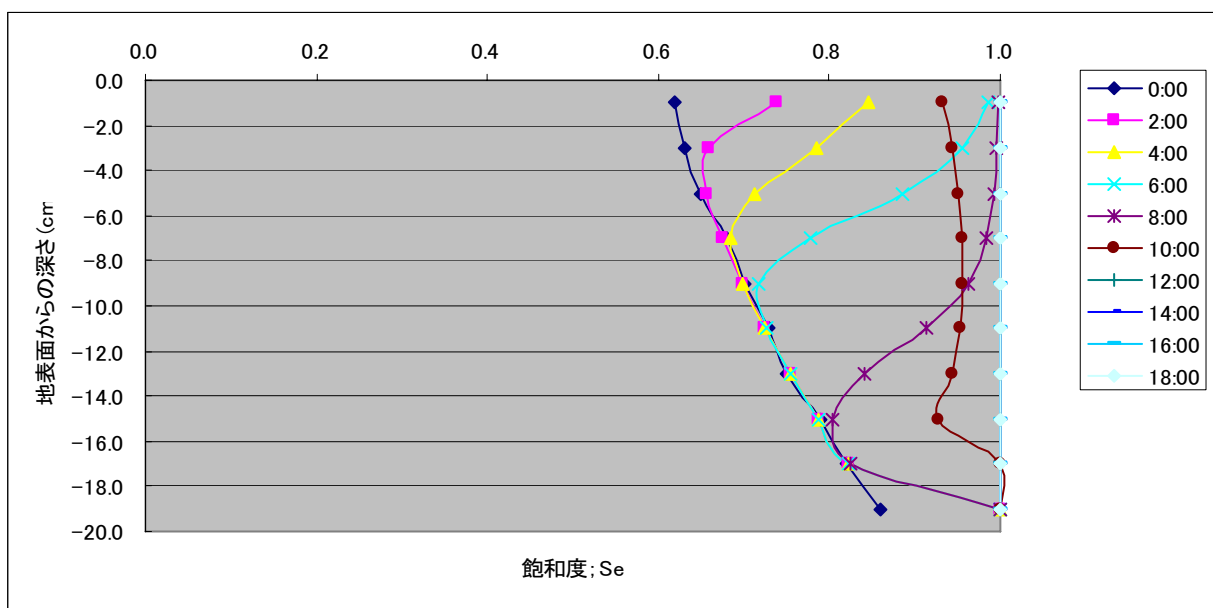


図 2-2-18 飽和度の垂直分布の時間変化 上流側地点(10,14)

(4)二次元飽和側方流

図 2-2-19 に降雨強度が最大となった直後である 17:00 における飽和地下水流の水深の平面分布(計算値)を示す。

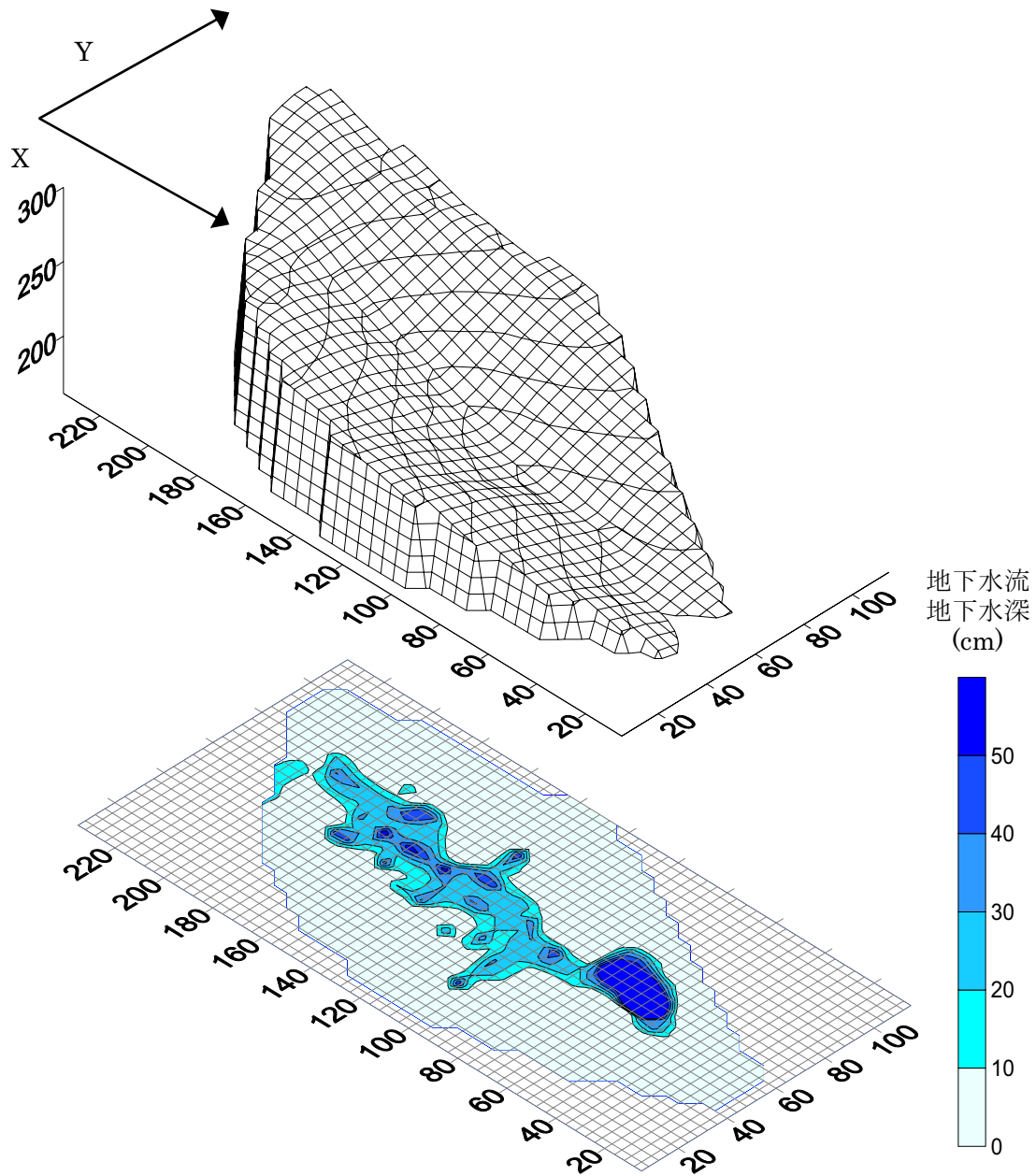


図 2-2-19 地下水深の平面分布(降雨ピーク直後 17:00)

(5)二次元表面流

図 2-2-20 に降雨強度のピーク直後である 17:00 における表面流の水深を示す。

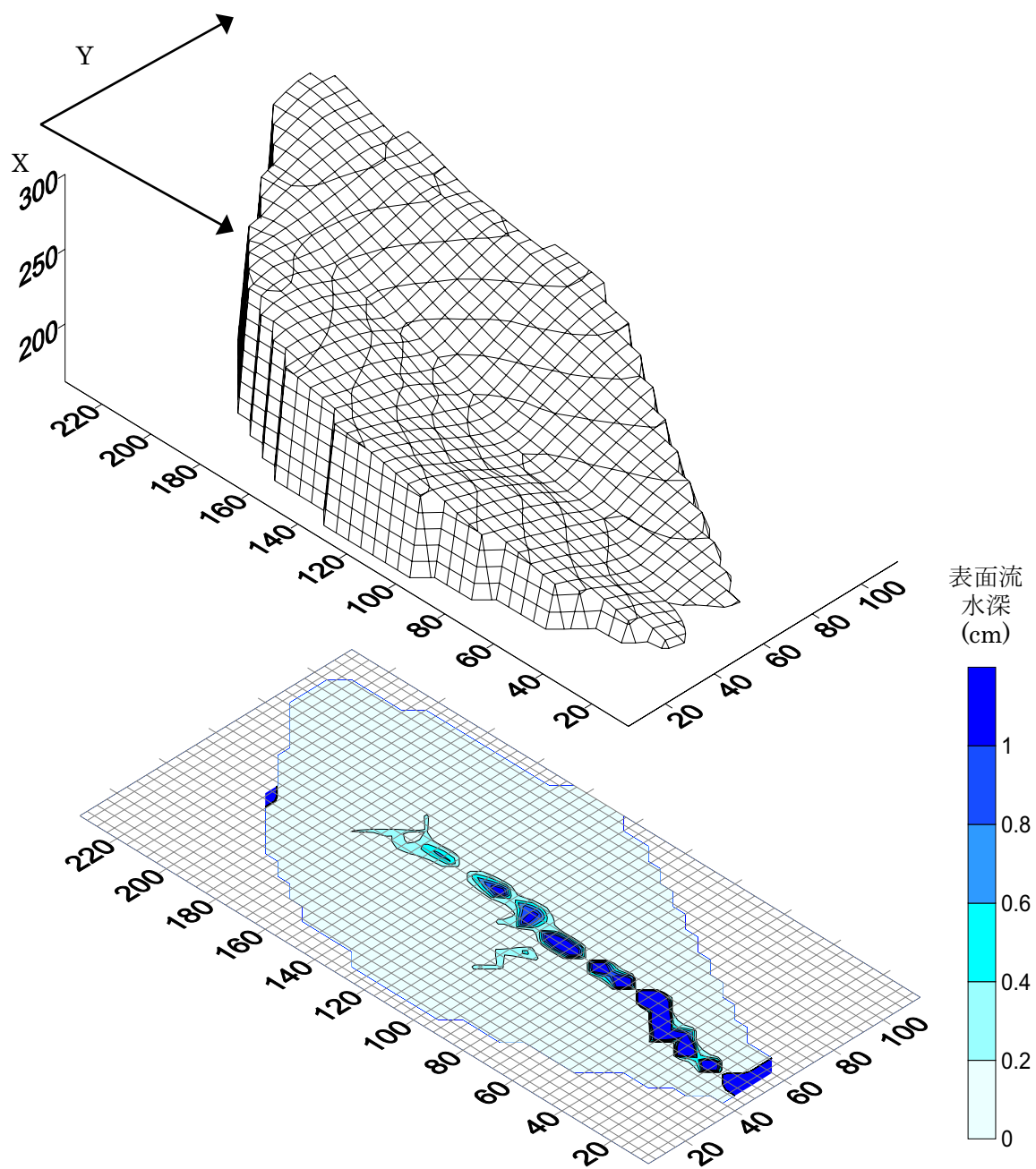


図 2-2-20 降雨ピーク直後の表面流の水深(降雨ピーク直後 17:00)

(6)安全率

斜面安定解析については、以下の無限延長斜面式を用いる。その定数(仮定値)を表 2-2-6 にまとめる。

$$F_s = \frac{C + (w - u) \tan \phi}{w \sin S}$$

ここで、S:斜面勾配、Fs:安全率、w:土塊の自重、c:土の粘着力、φ:土の内部摩擦角、u は間隙水圧

表 2-2-6 安定解析の乗数

入力値	内 容	単 位	入力値の範囲
slope	最大傾斜角	°	6.0～50.5
zmax	表層土層厚	m	0.20～3.84
γw	水の単位体積重量	kg/m ³	1,000
γs	土の単位体積重量	kg/m ³	2,200
C	土の粘着力	N/m ²	10,000
φ	土の内部摩擦角	°	35

(7)斜面安定解析

図 2-2-21 に降雨強度が最大となった直後である 17:00 における安全率の平面分布(計算値)を示す。計算による安全率が低い箇所で崩壊が発生していることが解る。

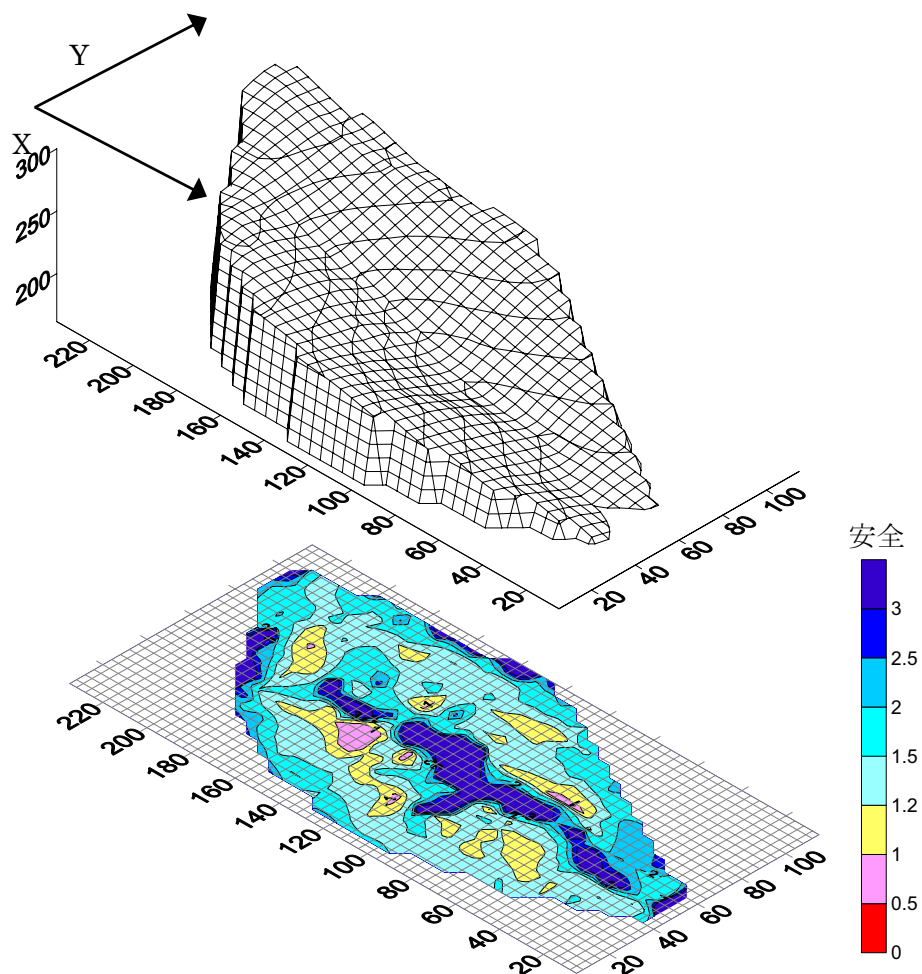


図 2-2-21 安全率の水平分布(降雨ピーク出現直後 17:00)

(8) 結果の検証

実際の崩壊発生箇所と計算による崩壊発生箇所とを比較すると図 2-2-22 の通りである。

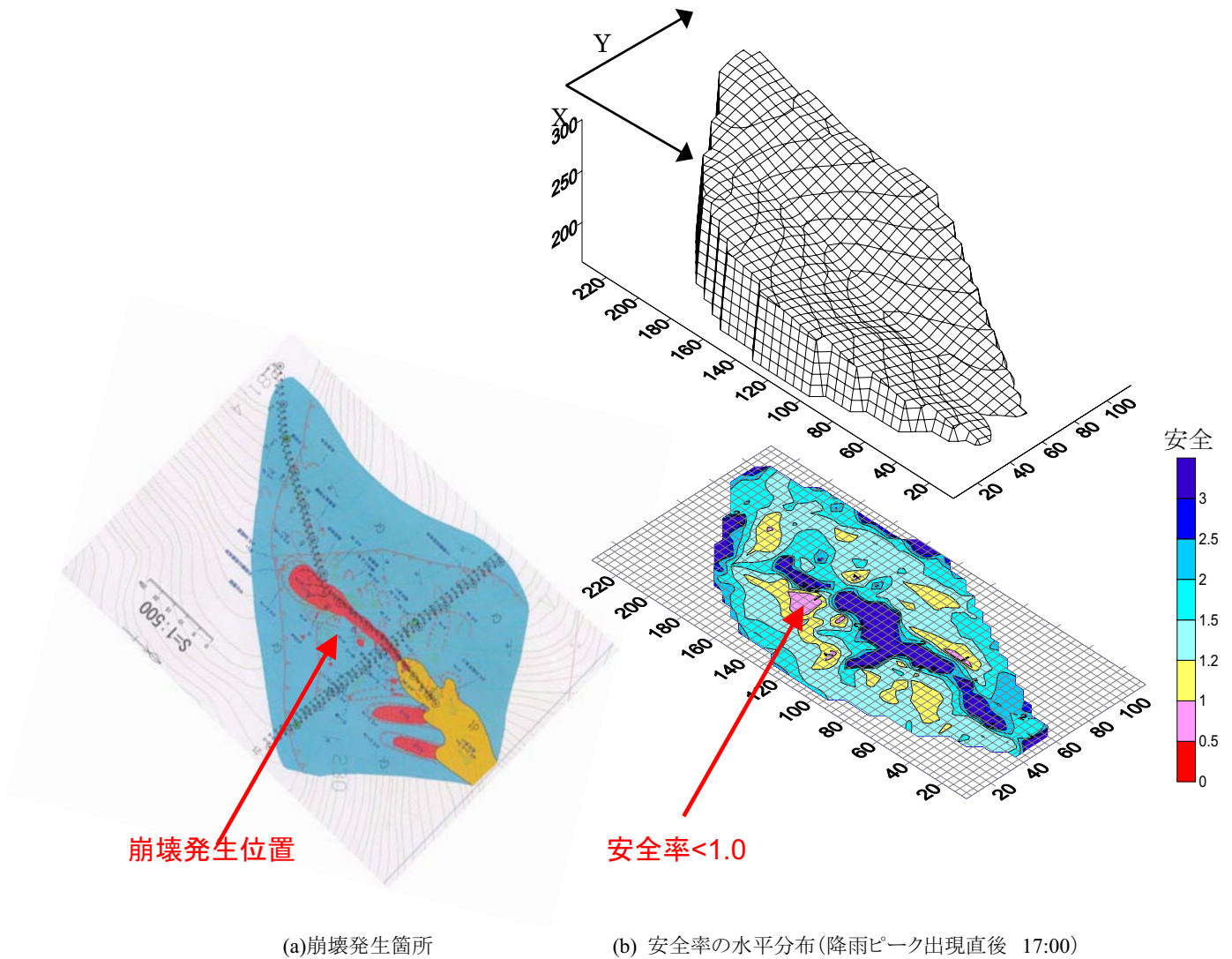


図 2-2-22 実際の崩壊発生箇所と計算による崩壊発生箇所との比較

2-2-2.5 崩壊発生時刻の予測のための検討

前項では、本モデルが崩壊危険箇所の抽出に利用できることを示した。一方、今後予測降雨を用いて土砂災害の警戒・避難に利用するためには、いつ崩壊が起きるかを予測することが必要となる。そこで、本モデルが崩壊の予知に利用する可能性について基礎的な検討を加えた。なお、土の粘着率を 10000N/m^2 (前節) から 7000N/m^2 とした。計算結果を以下に示す。

(1) 地下水深、安全率、安全率 1.0 以下および安全率 1.2 以下のセルの平面分布の時間変化

図 2-2-23 上段より地下水深、安全率分布、安全率 1.0 以下および安全率 1.2 以下のセルの平面分布の時間変化を示す。

雨のピークが最大となった直後に崩壊が発生するといわれている。すなわち、安全率は降雨とともに低下し、ピーク時に安全率が 1 以下となり、その後安全率が増加すると予想もできる。しかし、各セルの安全率の変化をみると、モデルの結果はこの予想とは異なっている。安全率は降雨ピーク出現後も時間とともに低下しつづける。これは、不飽和帯を通過した後、地下水位の増加があるためと考える。

(2) 安全率をしきい値としたセル総数の時間変化

図 2-2-24 に安全率 1.0 以下となるセルの総数、安全率 1.1 以下となるセルの総数、安全率 1.2 以下となるセルの総数の時間変化を示す。

安全率が 1.2 以下のセルの総数の変化を見ると、降雨ピークと呼応して変化(急激な増加)を示している。(安全率 1.0 以下のセルの総数ではこの変化が顕著ではない。)

(3) 崩壊発生時刻の予測の可能性

崩壊発生時刻については、安全率の平均値や各々の安全率のピークの出現時間を追った場合、安全率のピークは遅れて出現した。一方、ある安全率のしきい値(例えば 1.0、1.2)以下のセルの総数の変化は降雨ピークに呼応した。したがって、前者の結果から、小流域(斜面)内においていつどこで崩壊するかを予測することは困難であると考ええる。一方、後者の結果を利用すれば、いつどの小流域で崩壊が発生するかをある程度予想できることを示していると考ええる。

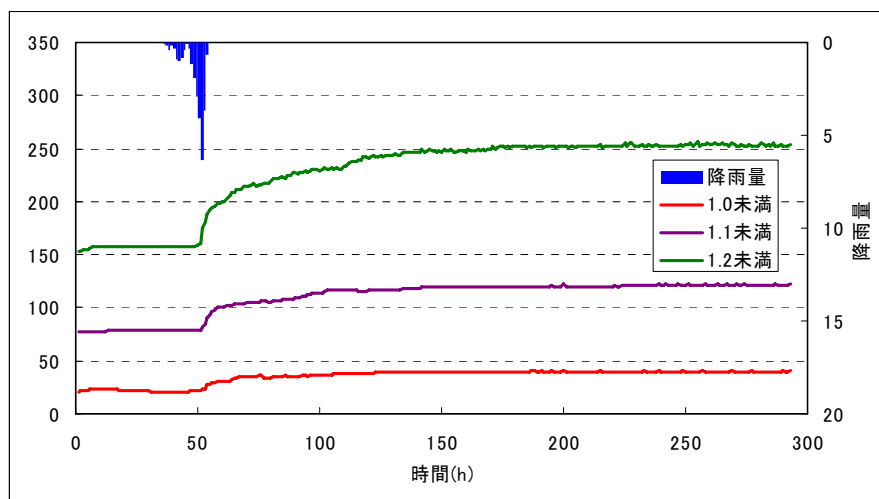


図 2-2-24 安全率 1.0、1.1、1.2 以下となるセルの総数の時間変化

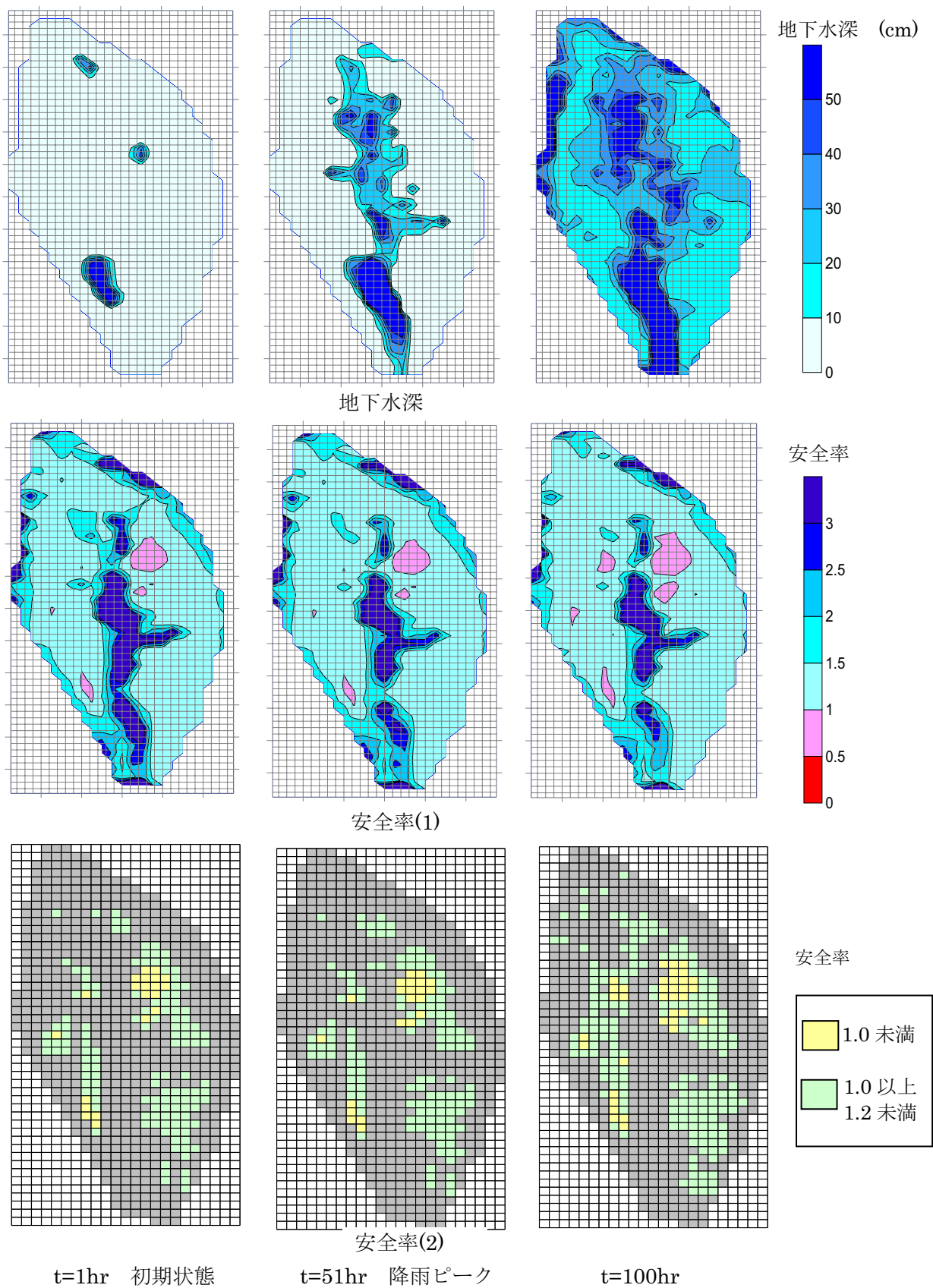


図 2-2-23 地下水深と安全率の平面分布と時間変化

2-2-3 結論と課題

(1) 結論

本研究では、高時空間に提供される地形データや雨量データを活用し、土砂災害に対する防災計画、土砂管理計画立案および警戒避難の支援のできるように、いつ、どこで、どれくらいの規模の土砂災害が発生するか予測可能な物理モデルの構築を目指した。また、モデルの精度を検証し、将来予測降雨量を用いた土砂災害の予測にも使用できるような形でコーディングをした。

本研究においては、いくつかの素過程から成る雨水－流出モデルや表面侵食モデル、表層崩壊モデルを連続的に利用することが可能な総合型土砂生産モデルを開発した。本モデルでプログラミングしたモデルは以下表(表 2-1-1 再掲)となっており、全体の構成は図(図 2-1-4 再掲)の通りである。

表 2-1-1 プログラミングしたモデル

モデル	サブルーチン	計算手法
メッシュ作成モデル		正方形メッシュ作成
雨水－流出モデル	表面流発生ルーチン	Smith-Parlangeの式、Green-Amptの式
	表面流ルーチン	2次元浅水流モデル
	地中流ルーチン	2次元キネマチックウェブモデル
		1次元Richards式＋飽和側方流 小杉ら(2002)式＋飽和側方流 拡散方程式(Iverson, 2000) 定常流モデル
表面侵食モデル	岩盤浸透ルーチン	一定量浸透(平松ら, 1990)
	土砂剥離ルーチン	KINEROS中の侵食速度式
	土砂運搬ルーチン	水山式
		芦田・道上式
表層モデル崩壊	斜面崩壊発生ルーチン	無限長斜面の安定解析

(2) 検討事例の結果と今後の課題

本研究で得られた結果から、今後の課題として以下の点が挙げられる。

- 1) 滋賀県田上山地不動流域の観測事例(土壌の圧力水頭分布)を対象として再現計算を行い、モデルの性能を検証した。一次元不飽和浸透流を予め実行して、地下水深さ、飽和度の水平分布、垂直分布を求め、次に、「一次元不飽和流＋二次元飽和流＋表面流モデル」を数時間程度実行し定常に近い状態を作成する。これを初期値として降雨(ハイドロ)を与えることによりモデルの再現性は向上した。しかし、初期状態についてはさらなる工夫が必要である。例えば、先行降雨を与えた計算を実施し、時系列ごとに浸透水の水利条件を代表時刻毎の初期値として別ファイルに保存させ、これを選択できる仕組み等が挙げられる。
- 2) 「飽和浸透流式(リチャーズ式)＋飽和側方流式＋表面流式モデル」を適用して、平成 11 年 6 月、豪雨により発生した広島市佐伯区荒谷川流域の表層崩壊を再現した。モデルは表層厚を入力することにより崩壊発生位置の精度が向上した。崩壊発生時間の予測については今後さらなる検討が必要である。崩壊発生時刻については、安全率の平均値や各々の安全率のピークの出現時間を追った場合、安全率のピークは遅れて出現した。一方、ある安全率のしきい値(例えば 1.0、1.2)以下のセルの総数の変化は降雨ピークに呼応した。後者の結果を利用すれば小流域斜面内においていつどこで崩壊するかを予測することは困難であるが、小流域単位(斜面)でどの流域(斜面)がいつ崩壊発生することを予測できる可能性があると考えられる。
- 3) 地中流サブルーチンについては、新たなモデルの構築という点では、不飽和側方流をシミュレートするための三次元モデルが考えられる。
- 4) 本研究ではプログラム開発を行ったが、解析結果の精度や検証については、パラメータや初期条件等の条件設定に依存する。今後実用的に活用していくためには、全体的な流域レベルでのパラメータの普遍性の検証が必要と思われる。

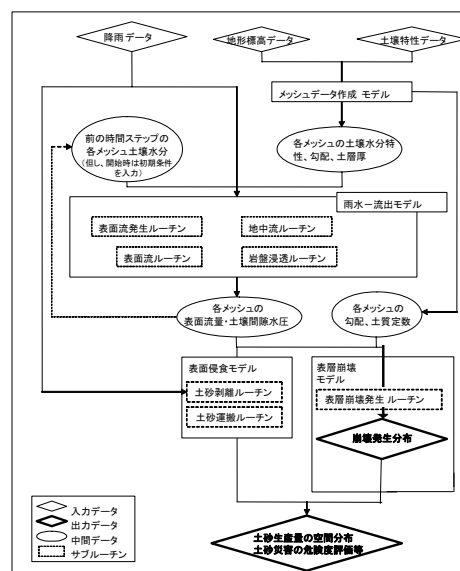


図 2-1-4 統合型土砂生産予測モデルの概要

2-2 の参考文献

- 内田太郎(2004): 近年における山地の土砂移動現象に関わる斜面水文プロセス研究の進歩、新砂防 Vol.57 No.2 p.58-64、2004
- 窪田順平、福蔭義宏、鈴木雅一(1988): 山腹斜面における土壌水分変動の観測とモデル化(II) 水収支および地下水発生域の検討、日林誌 Vol.70、p.258-269
- 小杉賢一郎、水山高久、藤田正治 (2002): 表層崩壊発生予測モデルによる地下水の再現制度の検討、砂防学会誌 Vol.55 No.3 p.21-32、2002
- 小杉健一郎 (2004): 斜面における雨水の浸透・流出過程のモデル化、新砂防 Vol.57 No.3 p.71-79 2004
- 平松晋也、水山高久、石川芳治 (1990): 雨水の浸透・流下過程を考慮した表層崩壊発生予測手法に関する研究、新砂防 Vol.43 No.1 (168)
- 平松晋也、石川芳治、原 義文 (1990): 森林土壌の鉛直分布特性を考慮した表層崩壊発生モデルの適用性に関する研究、新砂防 Vol.46 No.3 (188)
- Bennett, J.P.(1974): Concepts of mathematical modeling of sediment yield. Water Resources Research 10(3):485-492
- David R. Montgomery and William E. Dietrich(1994): A physically based model for the topographic control on shallow landsliding, Water Resources Research, Vol.30, No.4, p.1153-1171
- R.Brad Thoms (2003): Simulating fully coupled overland and variably saturated subsurface flow using MODFLOW, A thesis for Master of Science in Enviromental Science and Engineering, Orgon Health and Science University
- Rex L. Baum, William Z. Savage and Jonasan W. Godt (2002): TRIGRS – A fortran program for transient rainfall infiltration and grid-based regional slope stability analysis, Open-file report 02-424, USGS
- Richard M Iverson (2000): Landslide triggering by rain infiltration, Water Resources Research, Vol.36,No.7,pages 1897-1910,2000
- Uchida, T.,Asano, Y., Ohte, N.and Mizuyama, T.(2003): Analysis of flowpath dynamics in a steep unchannelled hollow in the Tanakami Mountains of Japan, Water Resources Research 39(1)

3. 予測降水量を活用したダム貯水池の効率的運用に関する技術開発

3-1 降水量予測情報の精度評価

3-1-1 概要

これまでわが国の水管理において、降水量の予測情報は精度上の問題から十分活用されていなかった。しかし、近年、気象衛星等による気象観測が充実するとともに、気象予測モデルの進歩等により降水量の予測精度が向上しつつある。そこで、北上川、利根川、木曽川、阿賀川、淀川、吉野川、筑後川の 7 水系の部分流域を対象に、高精度化された降水予測の水管理への適用可能性について検討を行った。

3-1-2 本研究で使用した気象庁の降水量予測情報

本研究では、降水短時間予報(VSRF)、メソ数値予報モデル(MSM)、領域数値予報モデル(RSM)を使用して、降水量予測情報の精度評価を行った。研究で使用した当時の降水量予測情報の仕様を表 3-1-1 に示す。なお、平成 18 年 3 月のスーパーコンピュータ更新に伴い、降水短時間予報(VSRF)及びメソ数値予報モデル(MSM)については、予報の高密度化等が図られている。

表 3-1-1 本研究で使用した気象庁の降水量予測情報

	降水短時間予報 (VSRF)	メソ数値予報モデル (MSM)	領域数値予報モデル (RSM)
空間格子間隔	約 5km	約 10km	約 20km
更新時間間隔	0.5hr	6hr	12hr
最大先行時間	6hr	18hr	51hr

3-1-3 実測雨量と予測雨量の比較

降水量予測情報のダム管理上の用途としては、① 洪水予測演算に用いる入力降雨としての用途、② 洪水警戒態勢への移行、予備放流を含む洪水調節計画立案、放流警報の実施などの判断支援のための用途、が挙げられる。前者は時間単位での精度が要求されるのに対して後者では大略の降雨規模をとらえることがより重要になるものと考えられる。これらを把握するため、北上川、利根川、木曽川、阿賀川、淀川、吉野川、筑後川の 7 水系の部分流域の 214 箇所の雨量観測所の実測雨量と予測雨量との比較を時間雨量と連続雨量について行い、それぞれの予測精度の分析を行った。

(1) 時間雨量の比較

予測精度は次の相関係数および回帰係数を指標としての評価するものとした。実測雨量と予測雨量の比較では、相関係数が 1 に近い程、波形の相似度が高く、かつ回帰係数が 1 に近ければ、波形の一致度が高いこととなる。

$$\text{相関係数 } \rho = S_{xy} / [S_{xx} \cdot S_{yy}]$$

$$\text{回帰係数 } a = S_{xy} / S_{xx}$$

$$S_{xy} = \sum (X - X_m)(Y - Y_m), \quad X_m = \sum X / n$$

$$S_{xy} = \sum X \cdot Y.$$

ここに、X：実測雨量、Y：予測雨量、n：標本数である。サンプリングは実測雨量、予測雨量のいずれかが所定の閾値を超過する組み合わせで行うこととした。

3 ケースのサンプリングの閾値のもとでの予測の先行時間と相関係数・回帰係数の関係を示したものが図 3-1-1 である。図中、太線は全地点・全予測の平均を、上下の細線は最も指標値が大きい、あるいは最も指標値が小さい調査エリアの平均を表す。同図から読み取れる事項は以下のとおりである。

- ・先行時間が増加すると予測時間雨量と実測時間雨量の相関係数が減少する。
- ・降水短時間予報(VSRF)は 2 時間先まで同程度の相関係数を示すが、その後は急激に減少する。また、サンプリングの閾値を 1mm (少雨) とした場合は 3 時間先の予測まで相関係数が 0.4 以上となるが、これを 5mm (雨) にすると、相関係数が 0.4 以上となるのは 2 時間先までとなる。さらに、これを 10mm (やや強い雨) にすると 1 時間先でも相関係数が 0.4 を下回る。なお、メソ数値予報モデル(MSM)、領域数値予報モデル(RSM)はサンプリングの閾値によらず、いずれの先行時間に対しても相関係数が 0.4 を下回る。
- ・降水短時間予報(VSRF)の回帰係数は 3 時間先予測から急激に減少する。メソ数値予報モデル(MSM)、領域数値予報モデル(RSM)の回帰係数は先行時間とともに回帰係数が緩やかに減少する。
- ・サンプリングの閾値によらず回帰係数と先行時間の関係は変わらない。
- ・回帰係数がもっとも大きい降水短時間予報(VSRF)の 1,2 時間先の予測値でも平均値で 0.65 程度となっている。

以上より、比較的、安定的な時間雨量の予測値を与えるのは降水短時間予報(VSRF)の 2 時間先までの予測情報が限度と考えることができる。ただし、37～48 時間前の領域数値予報モデル(RSM)でも高精度の予測がなされているケースもあり、長時間の洪水予測を行うことにはそれなりの意味がある。

(2)積算雨量の比較

毎回の予報について雨量観測点の連続雨量(メソ数値予報モデル(MSM):6/12/18 時間雨量、領域数値予報モデル(RSM):6/12/18/24/36/48 時間雨量、参考としてメソ数値予報モデル(MSM)と同時期の降水短時間予報(VSRF)の 6 時間雨量)を求め、同期する実測雨量の 6/12/18/24/36/48 時間雨量との相関係数・回帰係数を計算した。サンプリングの閾値は 1mm、50mm、100mm の 3 ケースとした。

降雨継続時間と相関係数・回帰係数の関係を示したものが図 3-1-2 である。同図から読み取れる事項は以下のようである。

- ・サンプリングの閾値を大きくすると連続雨量の相関係数が小さくなる。
- ・降雨予測法・降雨継続時間によらず相関係数はほぼ一定値をとる。なお、閾値 100mm のケースの領域数値予報モデル(RSM)の 6 時間雨量は特異的に大きな値となっているが、こ

れは他の組み合わせに対して標本数が少ないことに拠る。

- ・ 回帰係数はサンプリングの閾値によらず、降水短時間予報(VSRF)の 6 時間雨量が 0.7 前後、他は 0.4~0.5 の値となっている。ただし、特に、領域数値予報モデル(RSM)で地域格差が大きい。いずれにしても、すべての降雨予測法で実績に対して少なく見積もる傾向にある。

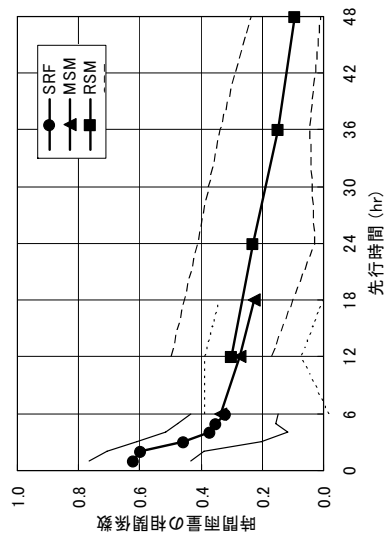
連続雨量の予測は地域や降雨イベントによって精度のばらつきが大きく安定性に欠くため、洪水調節計画等の支援情報としては難がある。反面、場合によっては高精度の予測がなされており、監視情報としての利用価値は十分にある。

(3)流域平均雨量の比較

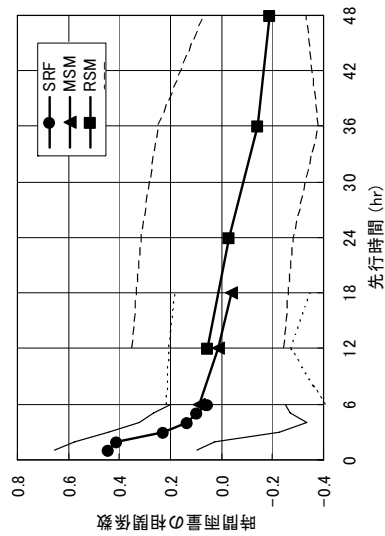
実際の河川管理、ダム管理では、特定の地点での雨量が問題になることは稀で、ダムの上流域や基準点上流域といったある領域での平均雨量に着目するが多い。このため、北上川、利根川、木曽川、阿賀川、淀川、吉野川、筑後川の 7 水系の部分流域を対象に、流域平均雨量の実測雨量と予測雨量の比較を行った。

連続雨量での実測・予測の流域平均雨量の比較結果を図 3-1-3 に示す。流域平均量をとると、点雨量(図 3-1-2)に比べて、領域数値予報モデル(RSM)では相関係数が大きくなる(閾値 1mm の場合 0.6→0.8、閾値 50mm の場合 0.4→0.6)。一方、メソ数値予報モデル(MSM)の 12 時間雨量、18 時間雨量の相関係数が小さくなる。

閾値：1mm



閾値：5mm



閾値：10mm

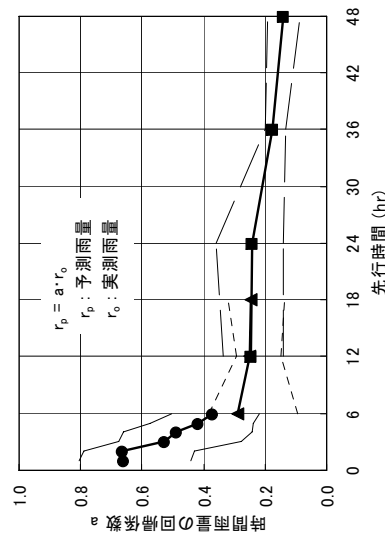
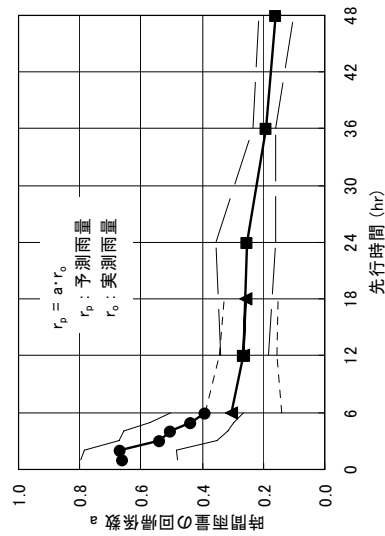
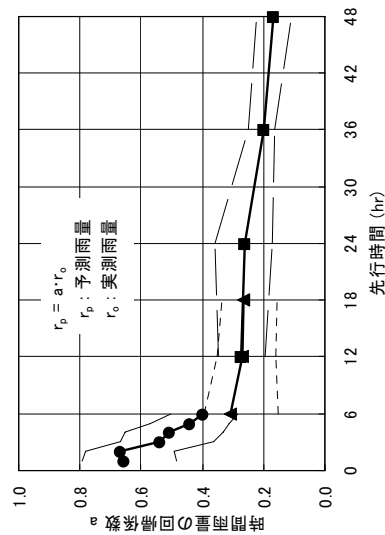
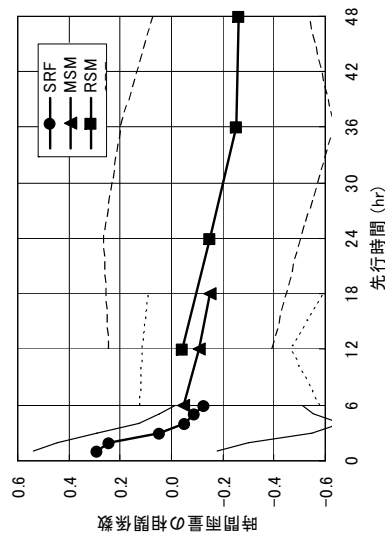
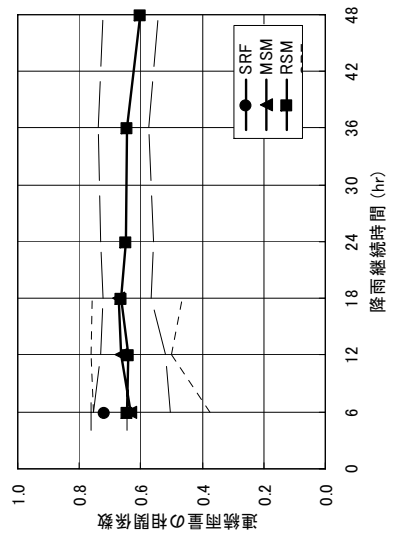


図 3-1-1 時間雨量の相関係数・回帰係数

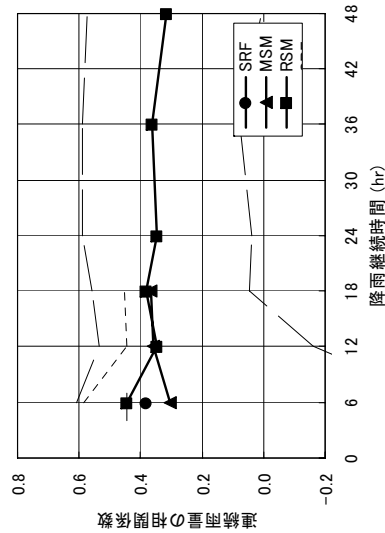
注 1) 太線は全地点全降雨による指標値、上下の細線は最も精度が良いあるいは悪い流域での指標値（全降雨平均）を表す。

注 2) MSM、RSM は先行時間の最大値でプロットしてある。例えば、MSM の場合、1～6 時間前の予測に対する指標値を先行時間 6 時間の位置にプロットしてある。

閾値：1mm



閾値：50mm



閾値：100mm

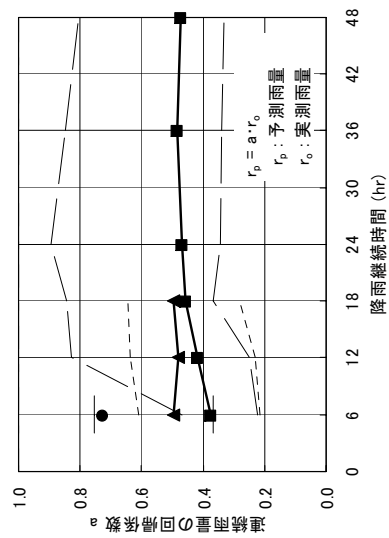
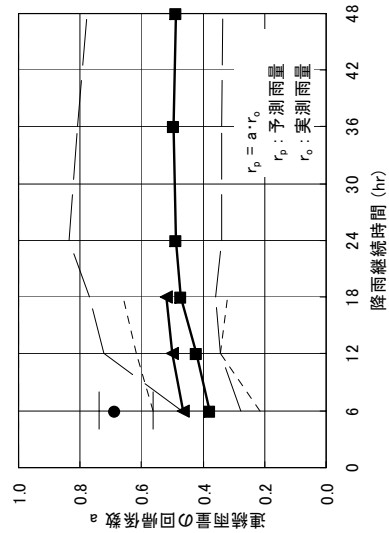
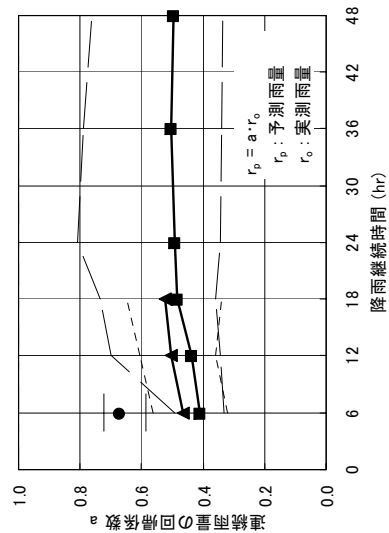
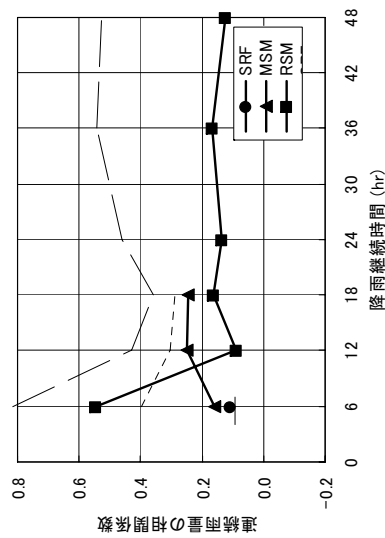
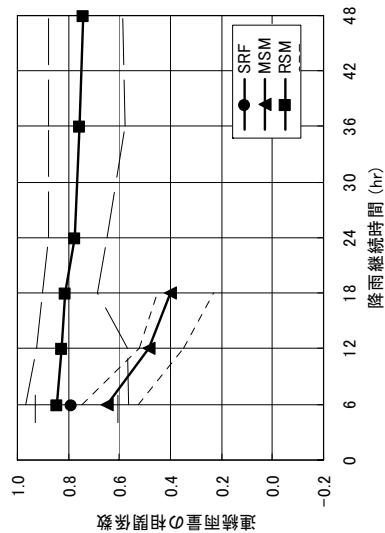


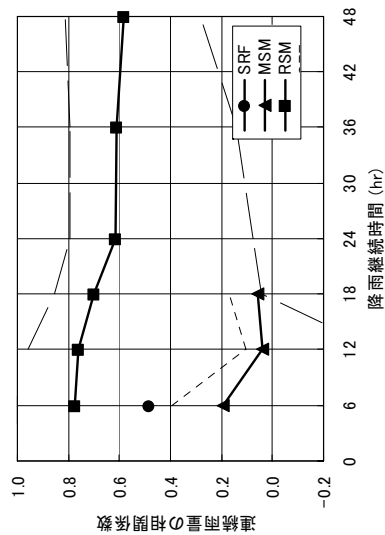
図 3-1-2 連続雨量の相関係数・回帰係数

注) 太線は全地点全降雨による指標値、上下の細線は最も精度が良いあるいは悪い流域での指標値 (全降雨平均) を表す。

閾値：1mm



閾値：50mm



閾値：100mm

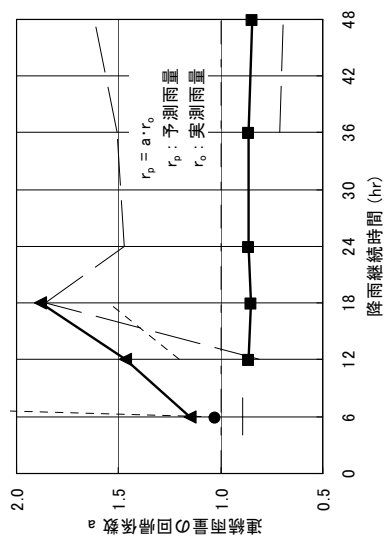
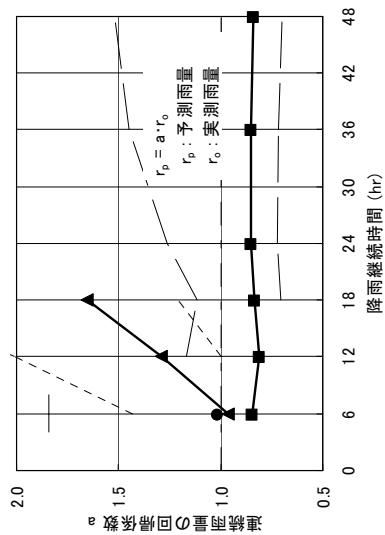
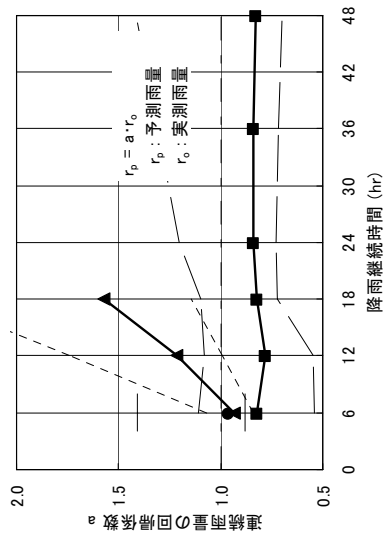
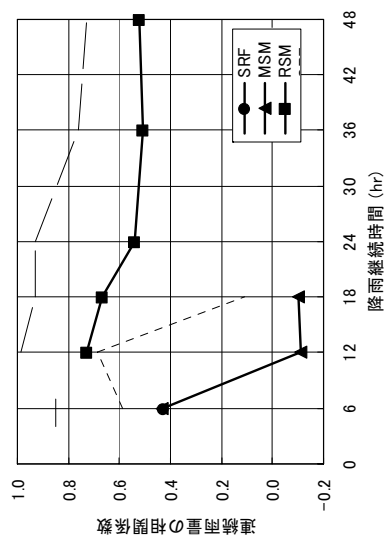


図 3-1-3 連続雨量(流域平均)の相関係数・回帰係数

注) 太線は全地点全降雨による指標値、上下の細線は最も精度が良いあるいは悪い流域での指標値 (全降雨平均) を表す。

3-2 分布型リアルタイムダム流入量予測モデルの開発

3-2-1 概要

現在、河川の洪水・低水流出計算は、主に雨量観測所や水位観測所の実測値等を用いているが、面的な降水量観測情報および降水量予測情報を活用するモデルにより、河川流量の予測精度の向上と予測時間の長期化を計ることが必要である。このため、洪水予報やダム管理など、河川管理実務での使用を念頭に置いたリアルタイム流出予測のための分布型流出モデルを作成した。

3-2-2 対象流域・対象洪水の選定

(1)対象流域の選定

分布型モデルを用いての計算労力及び検討目的である管理施設(ダム,流量観測施設,洪水予測地点)等の条件等に鑑み、①流域面積 1,000 km²程度、②ダムを含む流域、③流域内の複数の地点で洪水流量観測が行なわれている、④流域内の複数の地点で洪水予測が行なわれている、という条件を満たす流域として、筑後川上流域(小淵上流域)を対象流域として選定した。

表 3-2-1 対象流域(筑後川上流域)の流域条件

項目	内容等	備考
流域面積	・ CA=1120.8km ² 〔 筑後川本川流域：594.8 km ² 支川玖珠川流域：526.0 km ² 〕	筑後川全流域：2,860 km ² 基準点(荒瀬)上流域：1,443 km ²
ダム	・ 下笠ダム：185 km ² ・ 松原ダム：491 km ²	全て筑後川本川筋
洪水流量観測	・ 小平(筑後川本川：CA=533.7 km ²) ・ 小淵(筑後川本川：CA=1120.8 km ²) ・ 小ヶ瀬(玖珠川：CA=530.5 km ²) ・ 下笠ダム(筑後川本川：CA=185.0 km ²) ・ 松原ダム(筑後川本川：CA=491.0 km ²)	
洪水予測地点	・ 小平(筑後川本川：CA=533.7 km ²) ・ 小淵(筑後川本川：CA=1120.8 km ²) ・ 小ヶ瀬(玖珠川：CA=530.5 km ²)	

(2)対象洪水の選定

降雨データ(レーダ解析雨量、予測雨量)が完備している期間で、洪水規模が大きかった以下の3洪水を選定した。

- ・ 1999 年(H11)6 月 25 日洪水(6 月 24～27 日)
- ・ 2001 年(H13)6 月 29 日洪水(6 月 28～30 日)
- ・ 2003 年(H15)7 月 12 日洪水(7 月 12～14 日)

表 3-2-2 対象洪水と各地点の流量

	小湊 (筑後川: 玖珠川合流後)		小ヶ瀬 (玖珠川)		小平 (筑後川: 玖珠川合流前)	
	流量(m ³ /s)	発生日	流量(m ³ /s)	発生日	流量(m ³ /s)	発生日
1999 年 (H11)	2,484	6/25	1,636	6/25	1,034	6/25
2001 年 (H13)	1,587	6/29	977	7/6	913	6/29
2003 年 (H15)	1,950	7/12	1,140	8/8	938	7/12



図 3-2-1 対象流域(筑後川流域)位置図

3-2-3 流出予測モデルの構造設計

(1)既存の分布型流出モデルの特徴

既存の流出計算モデルを表 3-2-3 に示す。

分布型流出モデルは、地形等の流域要素をメッシュで表現するモデルの他、斜面要素の集まりで表わすモデルがある。

降雨流出の計算においては、既存モデルでは、①kinematic wave で扱う方法、②飽和浸透流で扱う方法、③飽和、不飽和浸透流で扱う方法、④タンクモデル等集中型モデルで用いられている流出モデルによる方法（の組み合わせ）が用いられている。

河道流は、いずれの分布型流出モデルにおいても、kinematic-wave 法が用いられている。

(2)流出予測モデル基本構造の設定

1)基本とするモデル

現場において流出予測を行うに当たり、①流出の再現性に優れていること、②パラメータの同定が容易なこと、③全国の河川に適用可能なこと、④計算時間が短いこと、⑤安定した予測計算が行えること、という要件を満たすことが必要であり、本研究では、これらの要件を満たす、早川・陸・小池によって提案された分布型流出モデルを基本モデルとした。

このモデルの特徴を列挙すると、以下のとおりである。

- ・洪水流出期間における表面流、中間流を簡易に表現できること
- ・モデルのパラメータが少ないこと
- ・パラメータの設定に既存の集中型モデルで蓄積された知見が利用できること
- ・計算時間が短いこと
- ・我が国の複数河川流域に適用実績があり、洪水流出の再現性が確認されていること

2)フィードバック手法

次の理由から、モデルのパラメータを修正する方式のフィードバック手法は採用せず、予測計算値を逐次修正する方式を採用する。

- ①分布型モデルは降雨の時空間分布を直接計算に考慮していることから、集中型モデルと異なり降雨の時空間分布による誤差は無視できる。
- ②モデルのパラメータは事前の同定・検証により決定され、それを用いた洪水の再現性は確認されている。
- ③たとえば、全域一様の流出率のようなパラメータを逐次修正することも考えられるが、一義的に決定することができないため繰り返し計算が必要となり計算時間が長くなる。また、複数地点の流量に計算値を一致させる場合、 $H \cdot Q$ 式の精度や河道流下時間の推算誤差によって上下流の収支がとれず、パラメータの合理的な修正が不可能になることが想定される。

3-2-4 流出予測モデルの構築

(1)流域メッシュデータの作成

対象流域である筑後川・玖珠川流域の地形特性を考慮し、洪水流出モデルを作成するためのメッシュ分割を行った。メッシュ幅は、流域面積が 1120.8km² と大きいことから、約 250m メッシュとした。なお、メッシュ数は 16,751 個である。

標高データは、数値地図 50m メッシュ（標高）（国土地理院）より算定した。標高は約 90m から 1740m ほどに分布している。

土地利用データは、約 100m メッシュごとの点の地目が数値データ化されている国土数値情報 KS-202（H9 年 1/10 細分メッシュ土地利用）をもとに作成した。土地利用は、①水田、②樹林、③宅地、④その他(丘陵、畑、ゴルフ場、公園)、⑤河川・ダムの 5 分類で整理した。

(2)擬河道網の作成

擬河道網は、直接・中間流による流出現象を斜面流で追跡する（kinematic Wave 法）際に必要となる河道データである。擬河道網は 250m メッシュの標高を用いて、陸らのグリッド型モデルを採用し作成した。

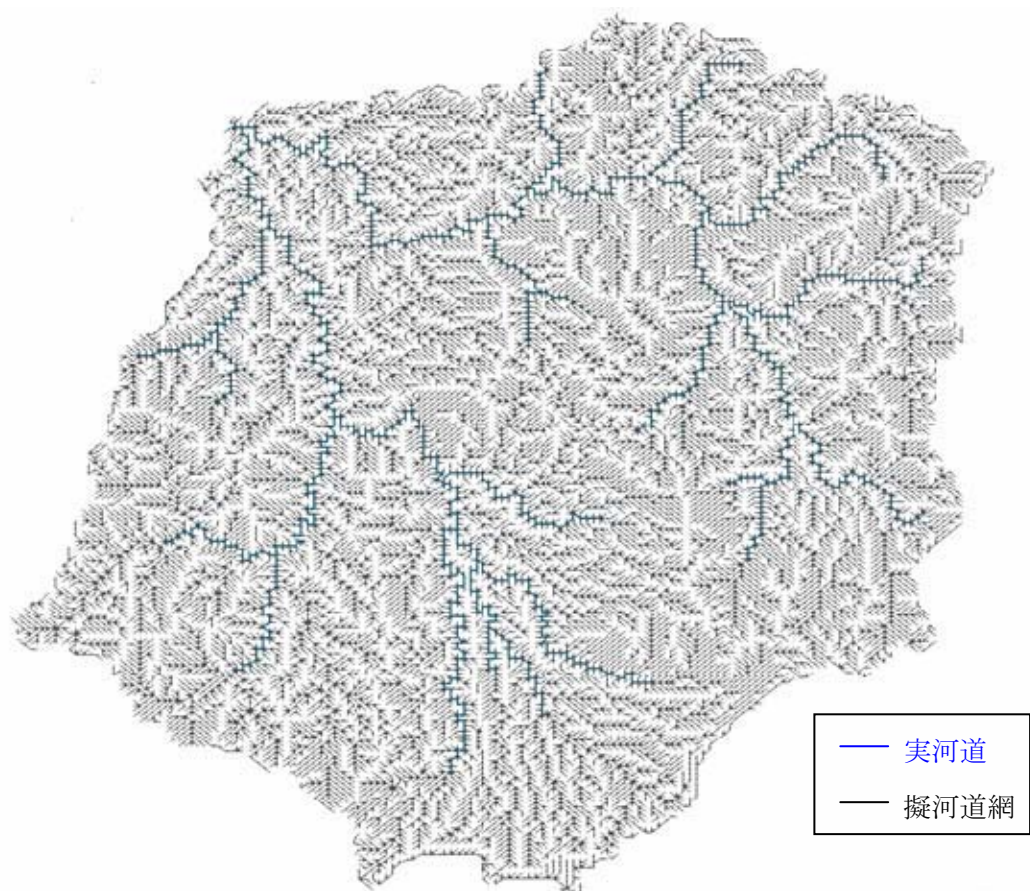


図 3-2-2 250m メッシュ標高データより作成した対象流域の擬河道網

(3)流出予測モデルの構築

1) 解析手法

降雨－流出モデルの概要図を図 3-2-3 に、分布型流出モデルのモデルフローチャートを図 3-2-4 に示す。図 3-2-4 のモデル構成より、直後、中間流による流出現象を斜面流の追跡法である **Kinematic Wave** 法で行い、基底流出量は貯留関数法で追跡し、流出口で合算する。

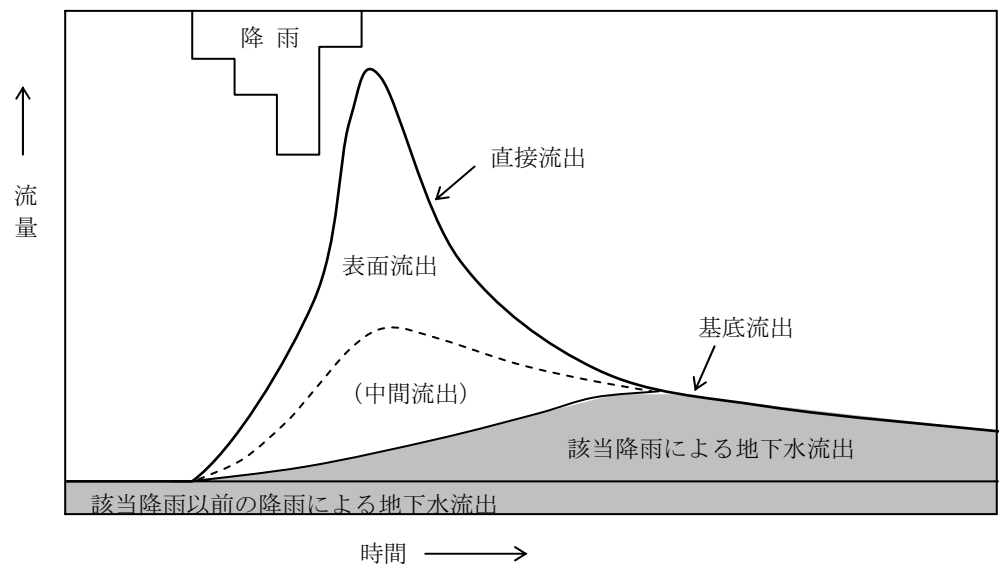


図 3-2-3 洪水の流量曲線の構成概念図

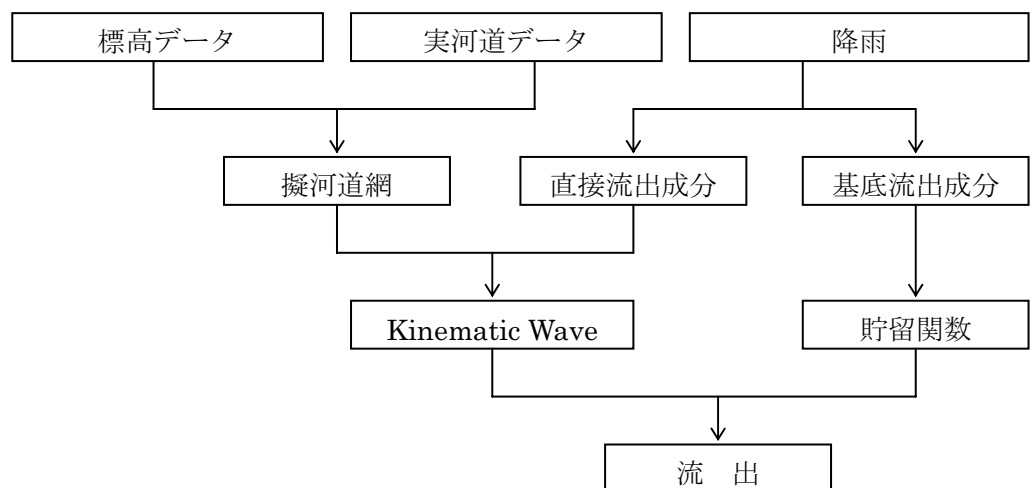


図 3-2-4 モデルフローチャート

2) 降雨モデル

本モデルでは、得られた降雨データを直接流出に関与する降雨と間接流出（基底流出）に関与する降雨に分離する。本検討では新安江モデル（2 成分モデル）を適用し降雨を 2 成分に分離する。

新安江モデルは超蓄流出理論に基づき、図 3-2-5 中の流域内各地点での貯水能力に次式のような分布を導入している。

$$\frac{f}{F} = 1 - (1 - imp) \left(1 - \frac{WPM}{WMM} \right)^2 \quad \text{-----} \quad (3.1)$$

ここで、 imp は不浸透域の面積率、 WMM は流域内の最大貯水能力、 $\frac{f}{F}$ は貯水能力が WPM 以下の点の面積率である。これを積分することにより、流域平均貯水能力： WM が得られる。

$$WM = \frac{WMM(1 - imp)}{1 + b} \quad \text{-----} \quad (3.2)$$

流域貯水量が W の場合、図 3-2-6 に示すように、

$$a = WMM \left(1 - \left(1 - \frac{W}{WMM} \right)^{\frac{1}{1+b}} \right) \quad \text{-----} \quad (3.3)$$

以下の部分が満たされていることになる。このときに雨量 P の雨が降った場合に、流出量が

$$R = \int_a^{a+P} \left(\frac{f}{F} \right) dP \quad \text{-----} \quad (3.4)$$

となる。この式を積分すると、

$$R = P - WM + W + WM \left(1 - \min \left(1, \frac{P + a}{WMM} \right) \right)^{1+b} \quad \text{-----} \quad (3.5)$$

が得られる。

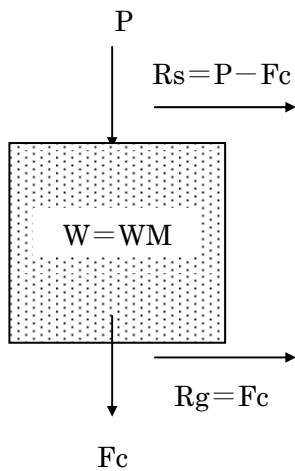


図 3-2-5 超蓄流出理論

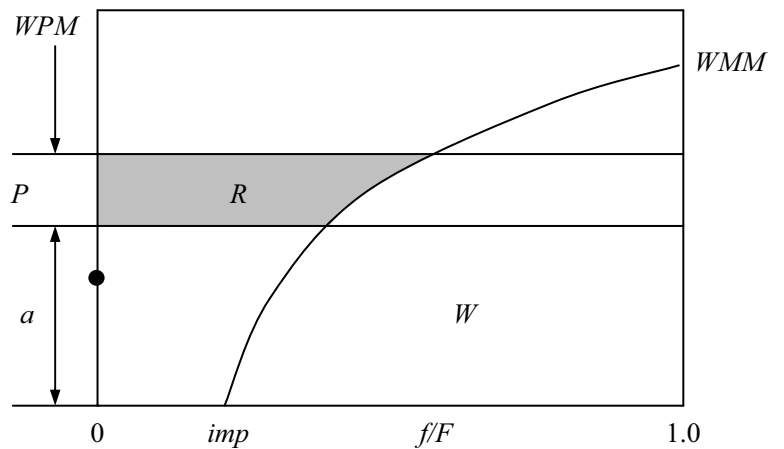


図 3-2-6 貯水容量分布曲線流出計算

3) 集中型モデル

① 基本式と特徴

貯留関数の基本方程式は流域、河道ともに、(3.6)式の連続式および(3.7)式の運動式で表される。

$$I - Q^\lambda = \frac{ds\lambda}{dt} \text{-----} \quad (3.6)$$

$$S\lambda = KQ_\lambda^P \text{-----} \quad (3.7)$$

ここに、 I 流入量流域の場合、 F を流入係数、 r_{ave} を流域平均時間雨量、 A を流域面積とすると、

$$I = \frac{1}{3.6} \cdot F \cdot r_{ave} \cdot A$$

河道の場合、 Fj を流入係数、 Ij を流入量群とすると、

$$I = \sum_{j=1}^n Fj \cdot Ij$$

$Q\lambda(t) = Q(t + T\lambda)$: 遅滞時間を考慮した流域河道の流出量

$S\lambda$: みかけの貯留量

$T\lambda$: 遅滞時間

上式で明らかなように河道貯留量 S と流出量 Q の関係が(3.7)式で定まれば、流入量 I を与えることにより貯留量 S を媒介関数として流入量 Q を逐次求めてゆくことができる。

流域における貯留関数法の計算の要点と特徴を整理すると、次の3点があがる。

- ① 流出の成分は洪水流出と基底流出の2成分からなり基底流出（基底流量）は、洪水初期の流量に等しく洪水期間中一定とする。
- ② 洪水流出は、マンニングの抵抗則に従う表面流とし、これから貯留と流出の関係を単純な指数関数にあるとし、非定常性を表すパラメータとして遅滞時間 T_l の概念が導入されている。
- ③ 流域における降雨の流出は、流出域と浸透域が洪水期間中独立に存在し、累加雨量が飽和雨量（ Rsa ）に達するまでの降雨初期においては、一次流出率を f とすれば（ $f \cdot A$ ）となる流出域から流出するものと考え飽和雨量を越えてからは残りの浸透域から Rsa 以降の降雨によってさらに流出が加えられるとする。

流出域からの単位流出高を q_1 、浸透域からの単位流出高を q_2 、基底流出量を Q_s 、全流出量を Q とすれば、次式の関係がある。

$$Q = \frac{1}{3.6} \cdot f \cdot A \cdot q_1 + \frac{1}{3.6} (1-f) \cdot A \cdot q_2 + Q_s \text{ ----- (3.8)}$$

4) 河道流量計算プログラムの作成

ここでは、河道追跡モデルである **Kinematic Wave** 法を説明する。

抵抗則に **Manning** 則を用いることによって次式が成り立つ。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \text{ ----- (3.9)}$$

$$V = \frac{h^{2/3} I^{1/2}}{n} \text{ ----- (3.10)}$$

$$Q = BhV \text{ ----- (3.11)}$$

ここに、 B 、 h 、 A ：河道幅、水深、通水面積

n ：粗度係数

I ：流路勾配

V 、 Q ：流速、流量

上式を特性曲線で解くときの曲線式を次式に示す。

$$\frac{dx}{dt} = \frac{5i^{3/10} Q^{2/5}}{3 \cdot n^{6/10} \cdot B^{2/5}} \text{ ----- (3.12)}$$

特性曲線を **Kinematic Wave** 法に適用する。次式に示すように変換される。

$$\left. \begin{array}{l} \text{流域斜面： } h = kq^p \\ \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = \alpha \gamma_e(t) \end{array} \right\} \text{ ----- (3.13)}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{河道： } A = KQ^P \\ \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \end{array} \right\} \text{ ----- (3.14)}$$

上式を河道について計算すると $A = KQ$ を t で偏分すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial A}{\partial t} &= \frac{\partial}{\partial t} (KQ^P) = KpQ^{P-1} \frac{\partial Q}{\partial t} \\ \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} &= q \rightarrow KpQ^{P-1} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} \text{ ----- (3.15)} \end{aligned}$$

特性曲線理論の特性方程式は次式となる。

$$\frac{dx}{P} = \frac{dy}{Q} = \frac{dZ}{P^P + q^Q} = d\sigma \text{ ----- (3.16)}$$

これより、次式が導き出される。

$$\begin{aligned}
 qdt &= KpQ^{p-1}dQ \\
 qdx &= dq \cdots \cdots \cdots (3.17)
 \end{aligned}$$

ここで $q=\text{const}$ とすれば最終的に次式が得られる。

$$\begin{aligned}
 qt &= KQ^p + C \\
 q(t_2 - t_1) &= KQ^p(t_2) - KQ^p(t_1) \cdots \cdots \cdots (3.18) \\
 q[x(t_2) - x(t_1)] &= Q(t_2) - Q(t_1)
 \end{aligned}$$

上式より、時刻 t_1 での流量 $Q(t_1)$ と横流入量 q と特性曲線の位置 $x(t_1)$ が求まれば、時刻 t_2 での流量 $Q(t_2)$ と特性曲線の位置 (t_2) が求まる。

3-2-6 予測流量と実測流量の比較

(1)貯留関数予測モデルの概要

筑後川(直轄管理区間)の洪水予測では、貯留関数法を基本に、河川整備基本方針の流域・河道分割を洪水予測用に改造したモデルが用いられている。

洪水予測モデルの流域・河道分割は予測地点(水位・流量観測地点)、ダム地点等で24 流域、14 河道に分割している。洪水予測では毎時得られる実測値でモデルパラメータ等を修正(フィードバック)して予測精度を向上している。フィードバック処理を効率的・合理的に行い、安定した予測値が得られるよう、実測値に対して1流域を対応させることを基本としている(注)。

対象とする小瀬上流域は、6流域、3河道に分割されている。

(注) 一つの実測流量に対して1流域が対応することを基本としているが、小ヶ瀬では上流にリアルタイムで取得できる流量がなく、また、流域が大きいことから、2流域を対応させている。

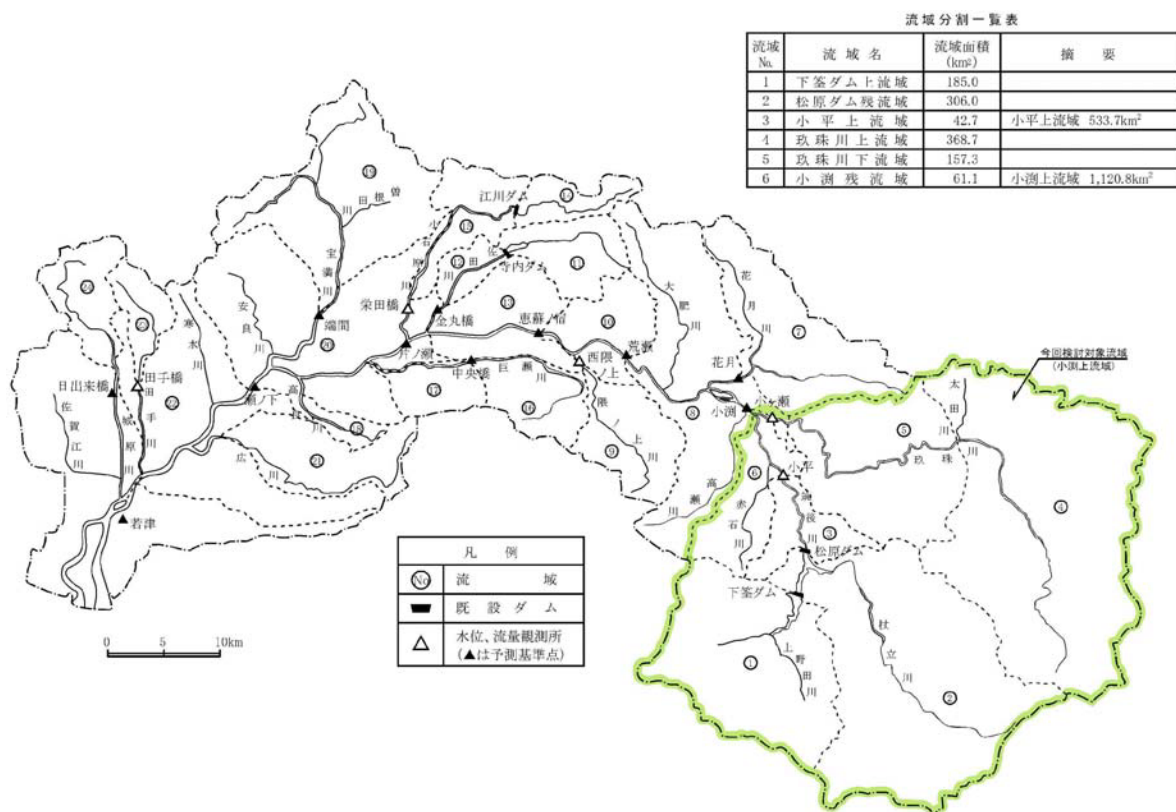


図 3-2-7 筑後川洪水予測システムの水位予測地点位置図

(1)貯留関数予測モデルを用いた予測計算

現行の筑後川洪水予測システムにより、気象庁降水短時間予測雨量を用いた時の水位予測シミュレーション結果は、図 3-2-8～3-2-10 のとおりである。

ここで、水位予測地点は、以下の 3 地点である。

- ・小平(筑後川本川、玖珠川合流前)
- ・小ヶ瀬(玖珠川)
- ・小淵(筑後川本川、玖珠川合流後)

既往の予測雨量については、平成 11 年が 3 時間先、平成 13、15 年が 6 時間先までデータが存在する。そこで、平成 11 年洪水は 3 時間先、平成 13、15 年洪水は 6 時間先までの予測シミュレーションを行った。

小平では、1、2 時間先の水位は概ね捉えられているが、予測時間が長くなるほど実績との差が大きくなっている。

小ヶ瀬は小平よりも予測精度は良好であるが、洪水の立ち上がりからピークにかけての長時間予測精度が低い。

小淵は上記 2 地点よりも予測と実測の整合が良い。ただし、H15.7 洪水では上記と同様にピーク付近の予測精度が低い。

(2)分布型モデルを用いた予測計算

分布型モデルにより、レーダ雨量を用いた時の水位予測シミュレーション結果は、図 3-2-11～3-2-13 のとおりである。

水位予測地点及び予測時間は貯留関数予測モデルとである。

いずれの地点も洪水の立ち上がりからピークにかけての予測の実績との整合が貯留関数モデルよりも向上している。

貯留関数モデルは毎時データにより流出率を変化させているため、異なる時刻間での計算値に連続性はない。このため、実績にほぼ一致する予測と波形が異なる予測が相前後して生じている。

これに対し、分布型モデルでは計算と実績の差の傾向を予測に反映させるフィードバックを採用していることから、計算値そのものは一連洪水期間で連続しており、計算と実績の差の傾向がそれ以前と異なる時刻において、実績と整合しない予測値が得られている。

上記のように、分布型モデルによる洪水予測は一般に多く用いられている貯留関数モデルに比べ良好な結果となった。前章で述べたように、分布型モデルはパラメータや降雨量の設定にリモートセンシングデータを有効に活用できることから、任意地点の流量を把握できるというモデルの特徴を活かした水系全体の高水管理等に有用であると考えられる。

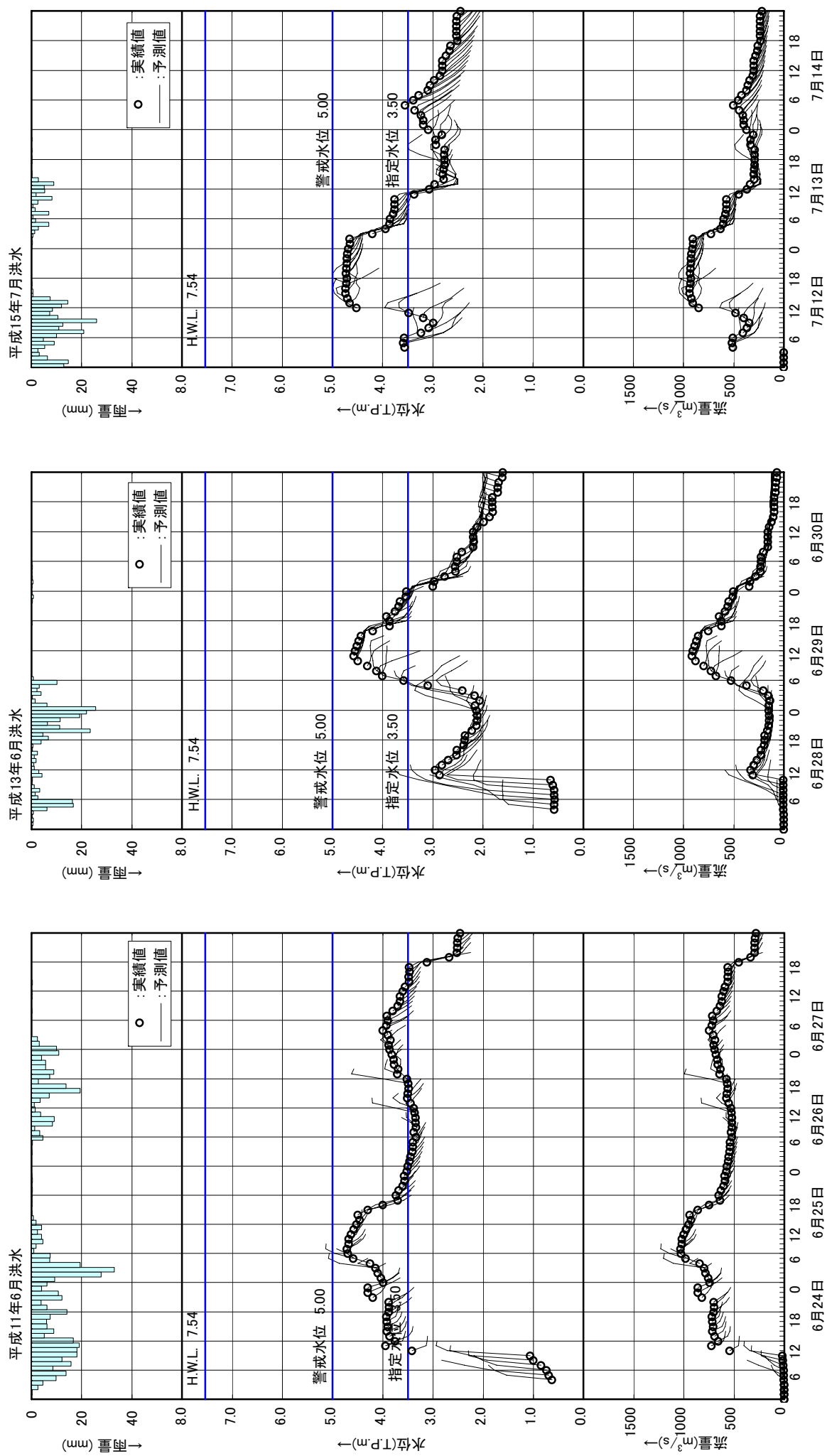


図 3-2-8 貯留関数モデルによる洪水予測計算結果 (小平：レーダ雨量)

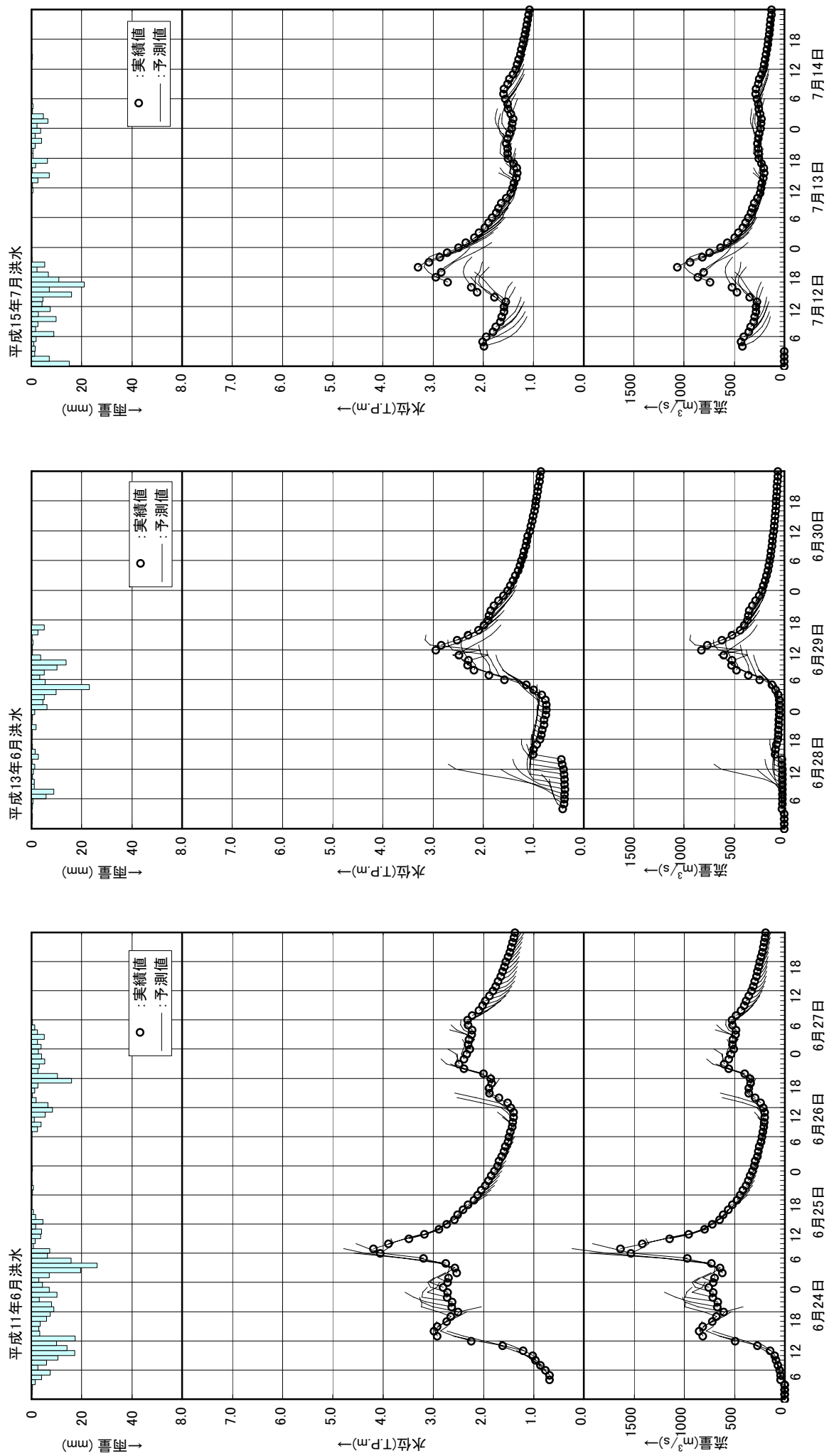


図 3-2-9 貯留関数モデルによる洪水予測計算結果 (小ヶ瀬：レーダ雨量)

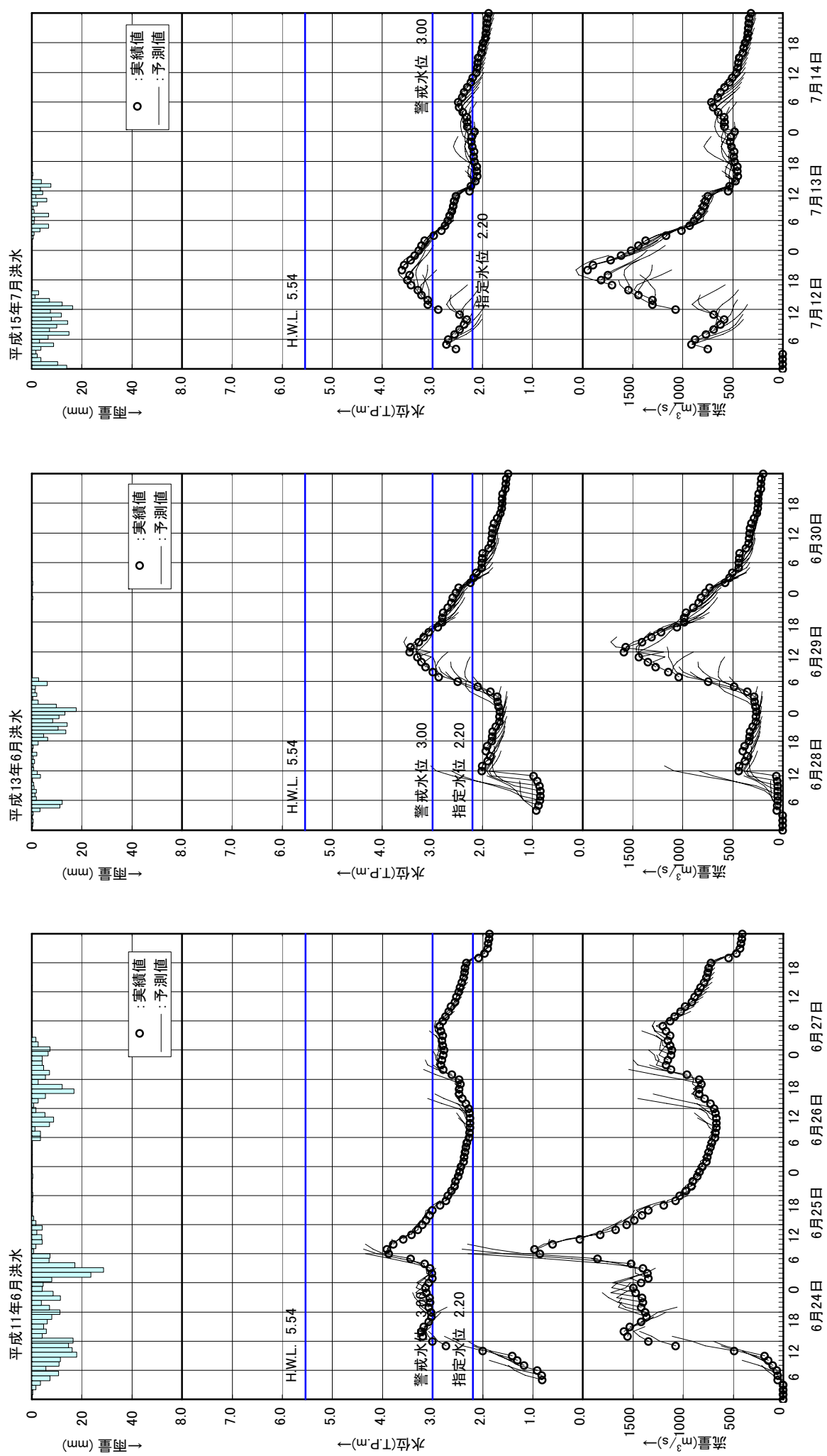


図 3-2-10 貯留関数モデルによる洪水予測計算結果 (小淵：レーダ雨量)

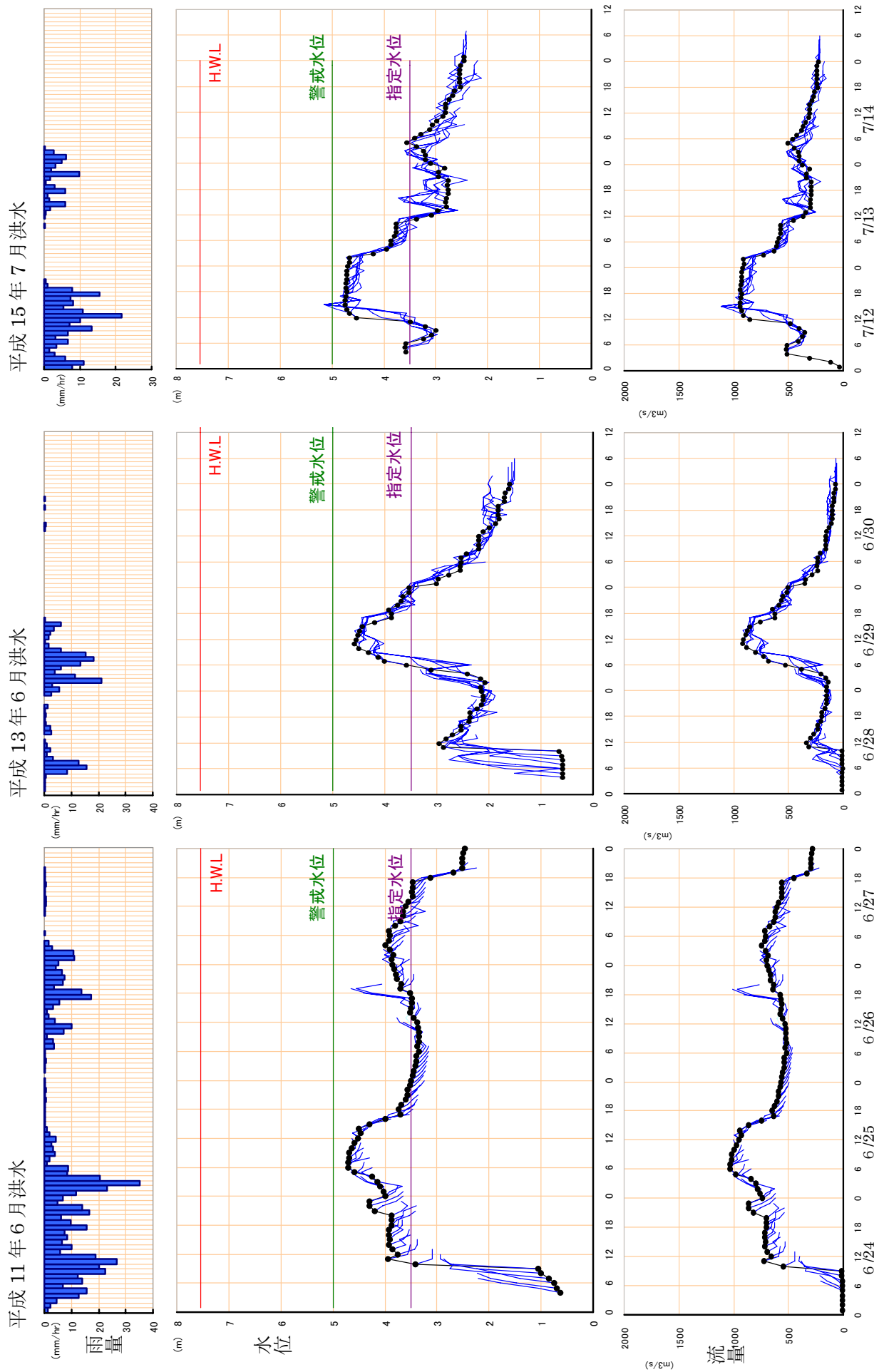


図 3-2-11 分布型モデルによる洪水予測計算結果 (小平：レーダ雨量)

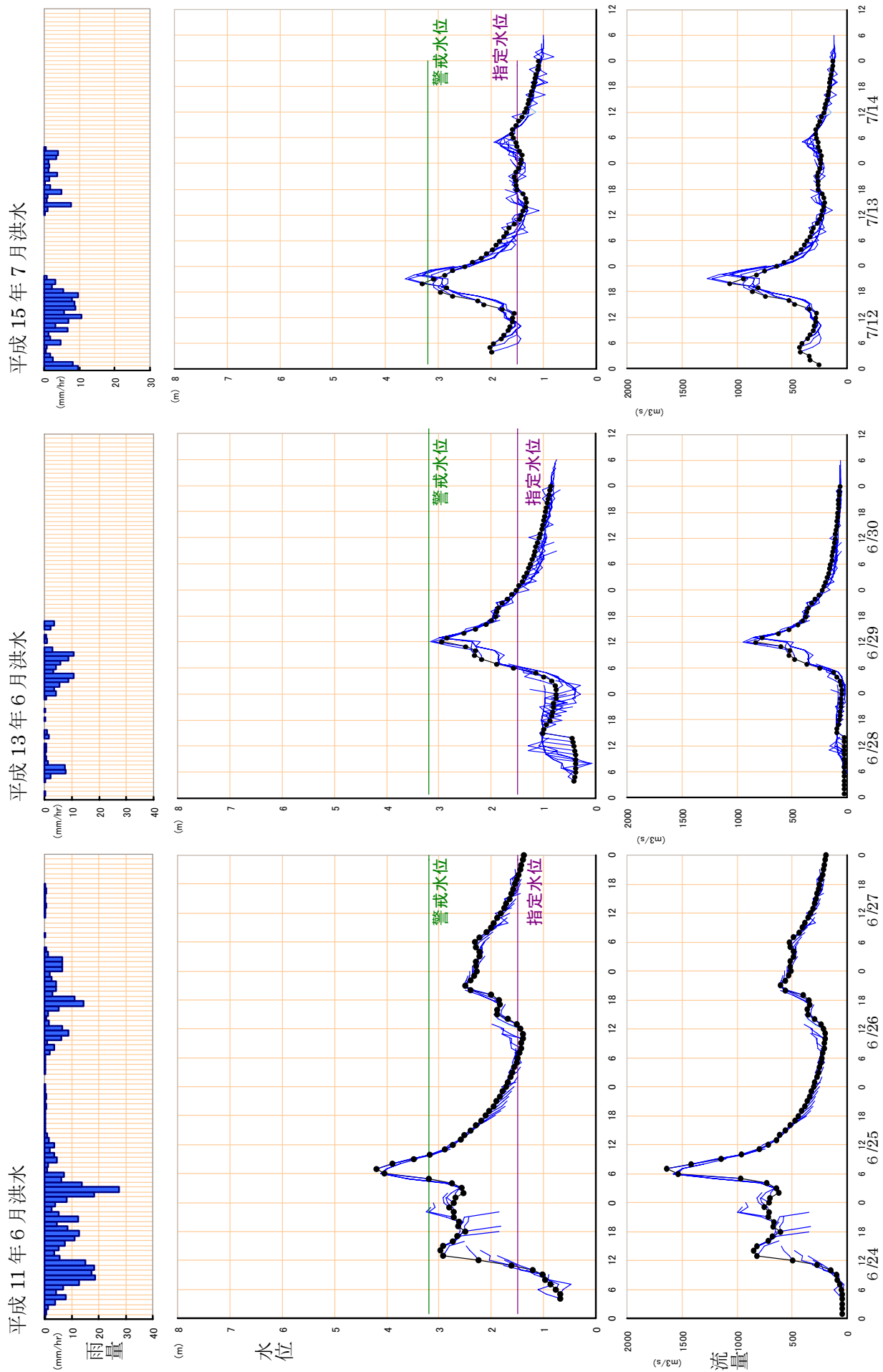
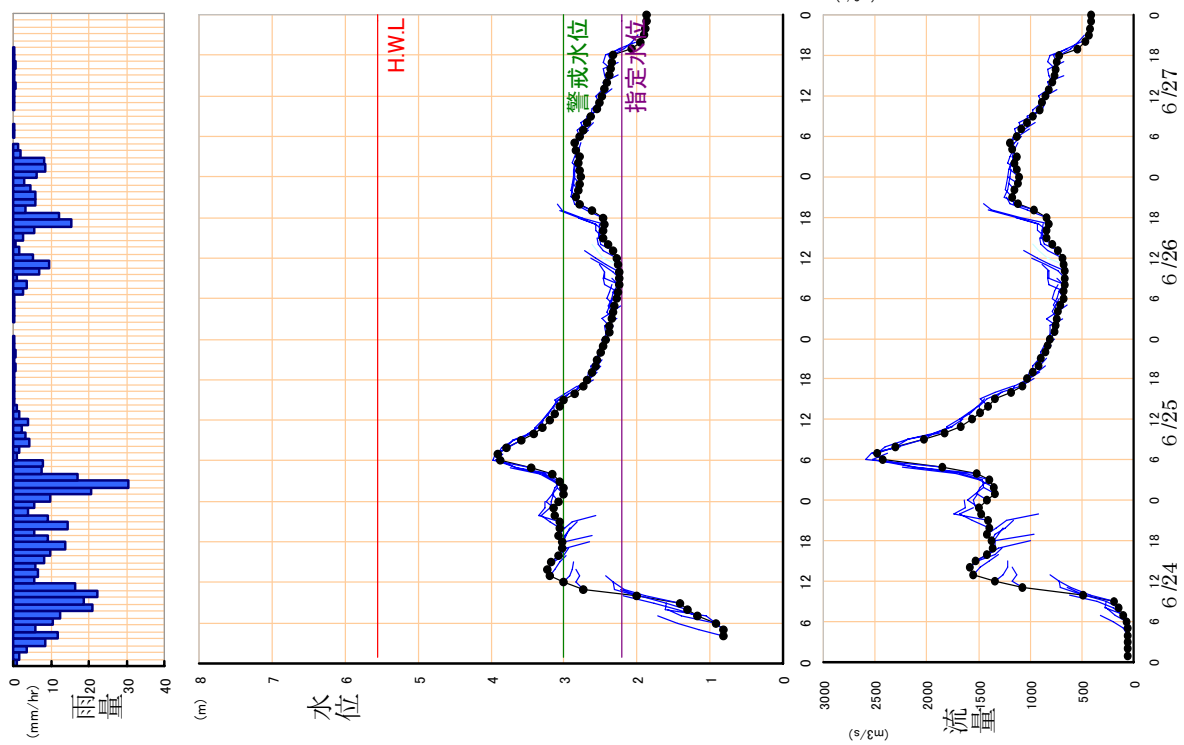
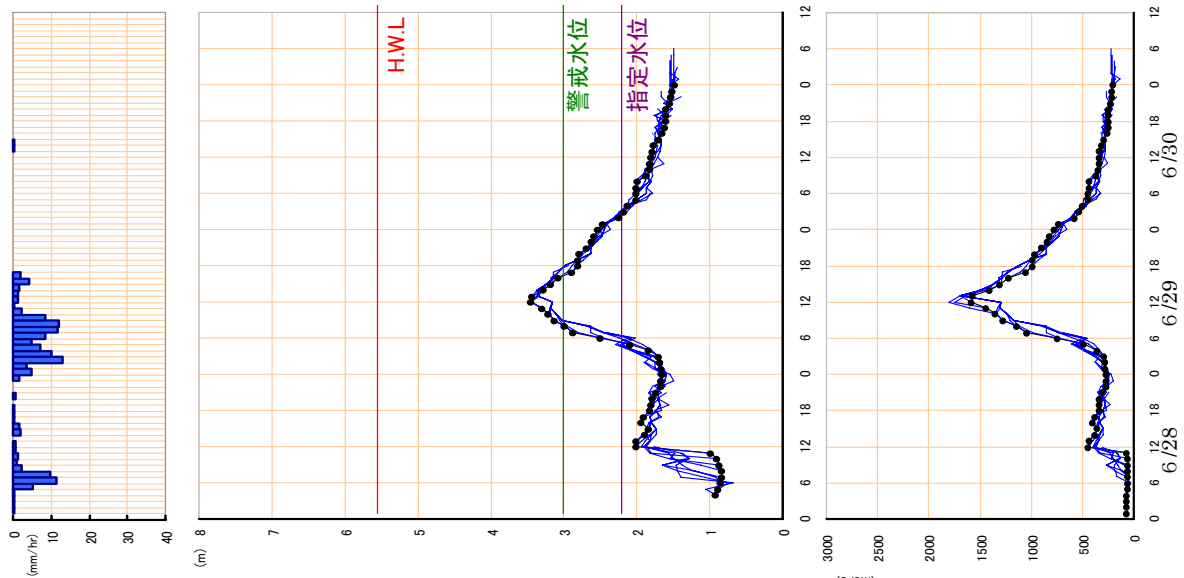


図 3-2-12 分布型モデルによる洪水予測計算結果 (小ヶ瀬：レーダ雨量)

平成 11 年 6 月洪水



平成 13 年 6 月洪水



平成 15 年 7 月洪水

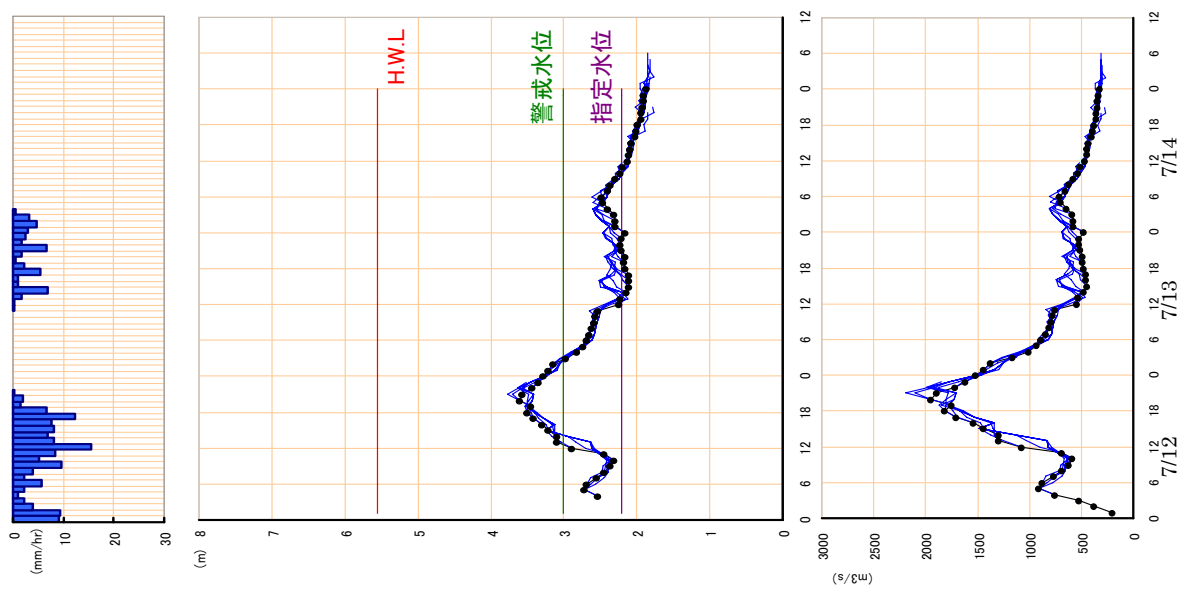


図 3-2-13 分布型モデルによる洪水予測計算結果 (小淵：レーダ雨量)

3-2-7 分布型流出モデルの活用例

(1) 事前放流

時間と共に更新される降雨予測情報を利用して、事前放流の実施・中断の判断として活用することが可能となる。

長時間の降雨予測を活用し、事前放流の実施を決定した後も、常に、更新され続ける最新の長時間及び短時間の降雨予測情報により、事前放流量の調整や終了の判断が可能となる。

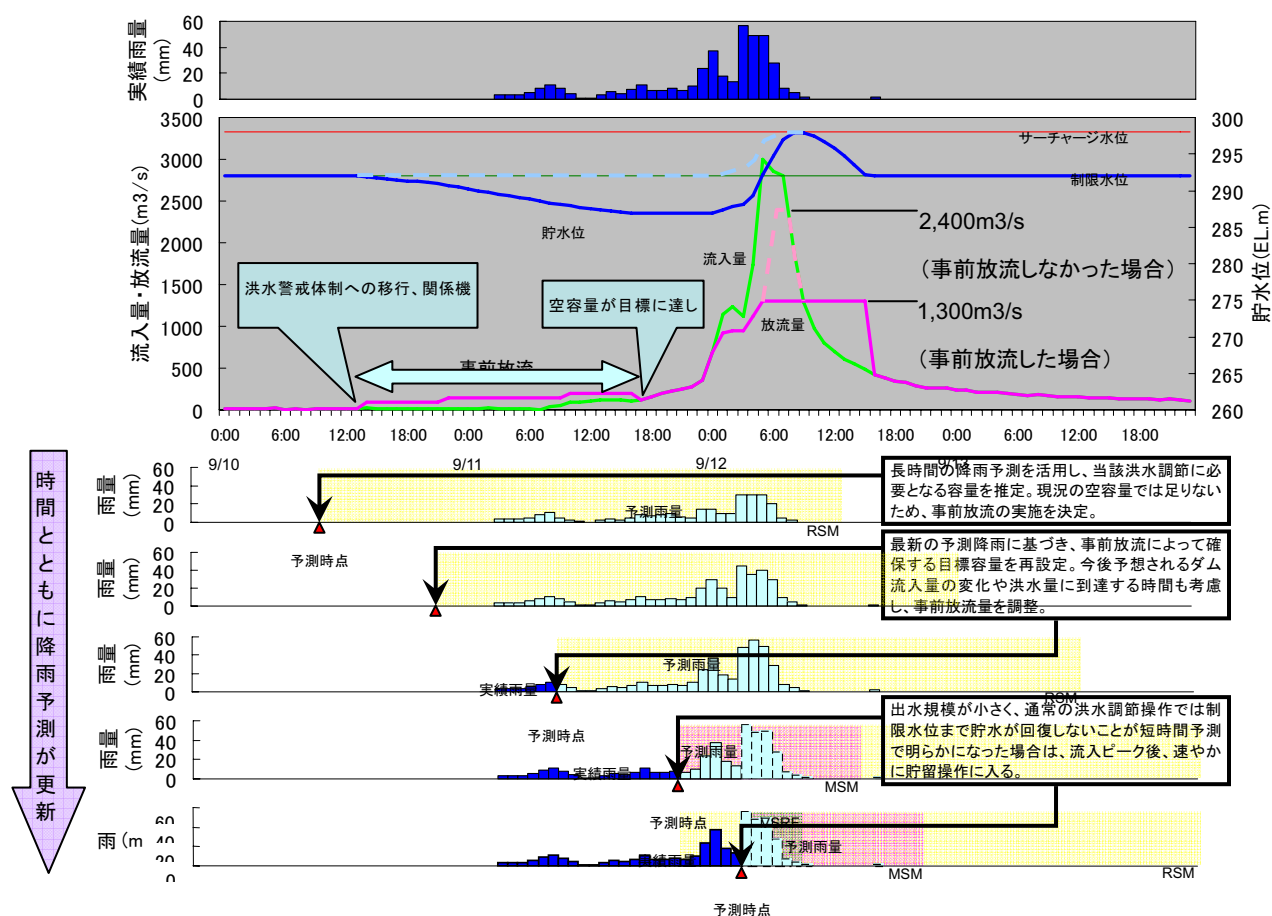


図 3-2-14 分布型流出モデルの活用例(事前放流)

(2) ただし書き操作

従来型の流入量予測モデルでは、ただし書き操作(計画規模を超える洪水時に放流量を増やす操作)が必要であると判断されるようなケースでも、降雨予測情報を活用した分布型流出モデルにより、流入量が速やかに減少すると予測されたケースでは、ただし書き操作の必要性はないと判断することが可能になり、通常のダム操作により洪水調節の実施が可能となる。

また、分布型流出モデルによりただし書き操作が必要であると判断された場合にも、早期の情報提供が可能となる。

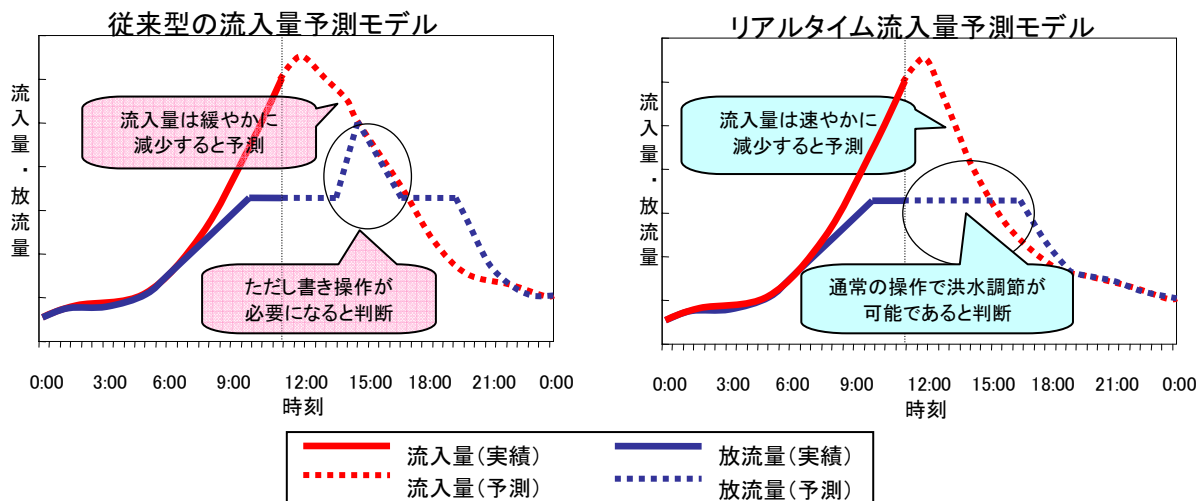


図 3-2-15 分布型流出モデルの活用例(ただし書き操作)

第2章3の参考文献

スーパーコンピュータの更新及び数値予報等の改善について、気象庁報道発表資料、平成18年2月23日

<http://www.jma.go.jp/jma/press/0602/23a/suchiyohokaizen.html>

川崎将生、多田智和、地球規模水循環変動に対応する水管理技術に関する研究、建設マネジメント技術 2006. 8、(財)経済調査会

4. 予測降水量を活用したダム貯水池水質の効率的管理に関する技術開発

ダム貯水池での富栄養化や濁水長期化は、平水時や出水時における流域からの栄養塩や濁水の流入とその貯留が引き金となっている。これに対して、曝気循環、深層曝気や選択取水等の様々な手法を用いて対応してきた。

本研究は、三春ダムを対象に気象衛星による地球規模の気象観測等による予測降水量を活用したダム貯水池水質の効率的な管理技術を検討するとともに、この管理技術を実用化する場合に課題となる降水量等の予測誤差の影響を評価するものである。三春ダムを対象にしたのは、流入水バイパス管、浅層循環装置、深層曝気装置、流入水浄化施設、前貯水池の5つもの水質対策が取られており、水質観測データが充実していることから、水質改善効果を把握するのに適していると考えたためである。

4-1 ダム流域の流出モデルと貯水池水質モデルの構築

4-1-1 対象とするダムの概要

三春ダムは、一級河川・阿武隈川の支川、大滝根川に建設された多目的ダムであり、ダム貯水池の諸元を表 4-1-1 に、水位毎の貯水池形状を図 4-1-1 に示す。

ダムサイト周辺は標高270～390mのなだらかな丘陵地で、その上流では大滝根川に蛇石川、牛縊川、樋渡川、蛇沢川の4支川が合流している。ダム貯水池（貯水池の名称『さくら湖』）は、図 4-1-1に示すように“八ツ手の葉”のような複雑な形状をしている。

表 4-1-1 三春ダム貯水池の諸元

集水面積	226.4km ²	洪水調節水深	15.0m
湛水面積	2.9km ²	利水水深	(洪水期) 9.2m (非洪水期) 17.2m
湛水延長	4.3km	総貯水容量	42,800,000m ³
サーチャージ水位	EL. 333.00m	有効貯水容量	36,000,000m ³
常時満水位	EL. 326.00m	洪水調節容量	28,000,000m ³
制限水位	EL. 318.00m	利水容量	(洪水期) 8,000,000m ³ (非洪水期) 19,800,000m ³
最低水位	EL. 308.80m	堆砂容量	6,800,000m ³

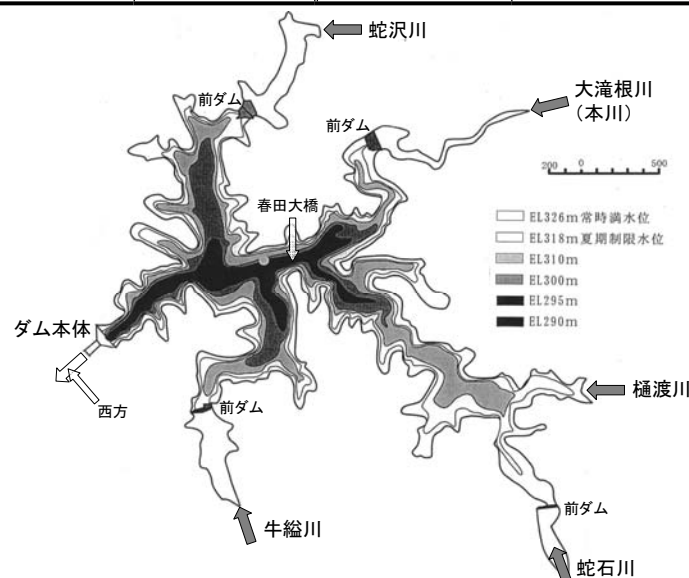


図 4-1-1 三春ダム貯水池の形状

三春ダム貯水池の年間滞留時間及び回転率は、ダム運用計算(昭和 57 年～平成 3 年)よりそれぞれ 45 日、8.1 回/年で、夏期(6～9 月)はそれぞれ 28 日、4.3 回/夏期である。一般的に植物プランクトンは 5～10 日間程度で増殖するとされており、ダム貯水池は年間を通して、植物プランクトンが増殖するに十分な滞留時間を有している。

4-1-2 流出解析モデルの構築

(1) 三春ダム流出解析モデル諸元

本検討において、降雨予測データから貯水池流入量を推定する必要がある。貯水池流入量の推定手法として、三春ダムで実際に用いられている洪水予測システム(木村の貯留関数法に基づく流出解析モデル)を基に構築した。モデル定数は、三春ダム簡易流出予測システム(平成 15 年度版)に用いられている以下の地形モデル、各諸元を採用した。

1) 流域分割モデル及び流域流出率

流域分割はダム上流一括とし、流域流出率は、流出量推定時刻までの積算雨量の関数とし、表 4-1-2 のように設定する。表に示す積算雨量を超える雨量について所定の流域流出率を与えている。

表 4-1-2 ダム上流域の流出率設定表

積算雨量(mm)	流域流出率 f
0.0	0.100
30.0	0.150
60.0	0.160
70.0	0.200
80.0	0.250
90.0	0.280
100.0	0.350
200.0	0.450
400.0	0.520

2) 入力データ

貯留関数モデル入力データとしては、次の 2 点である。

a. ダム流域平均雨量(時間雨量)

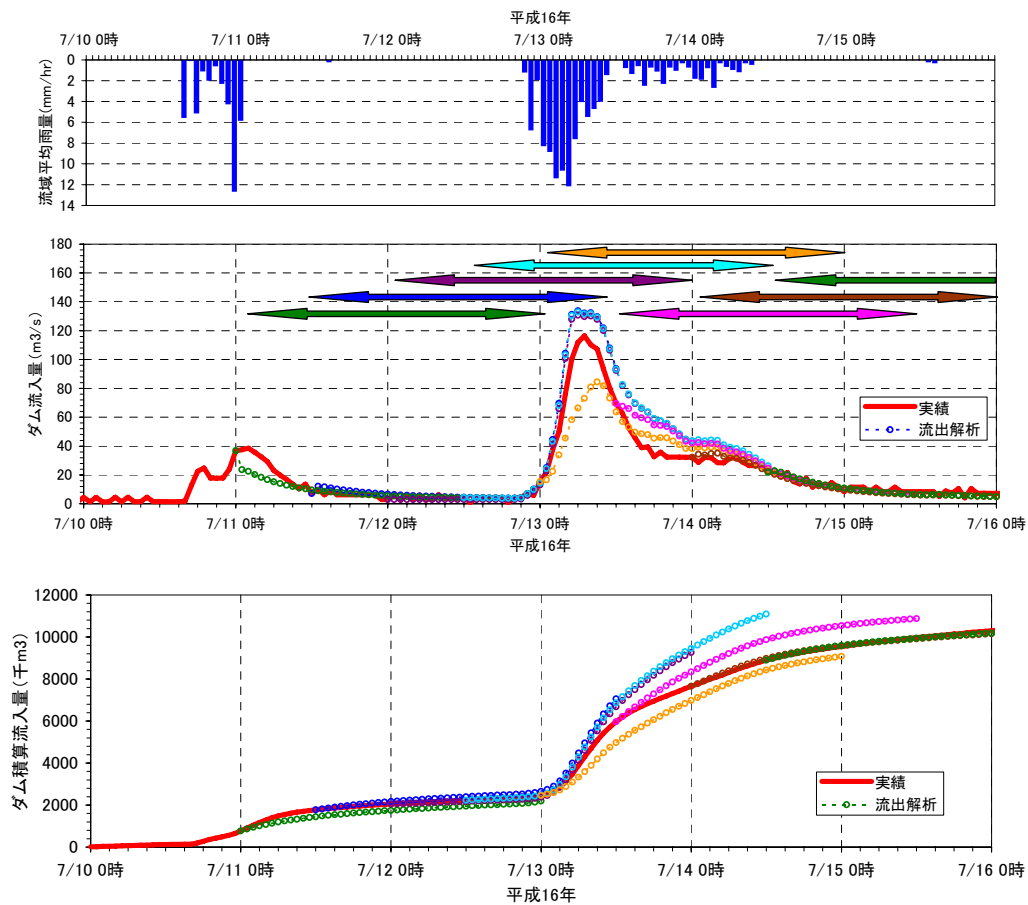
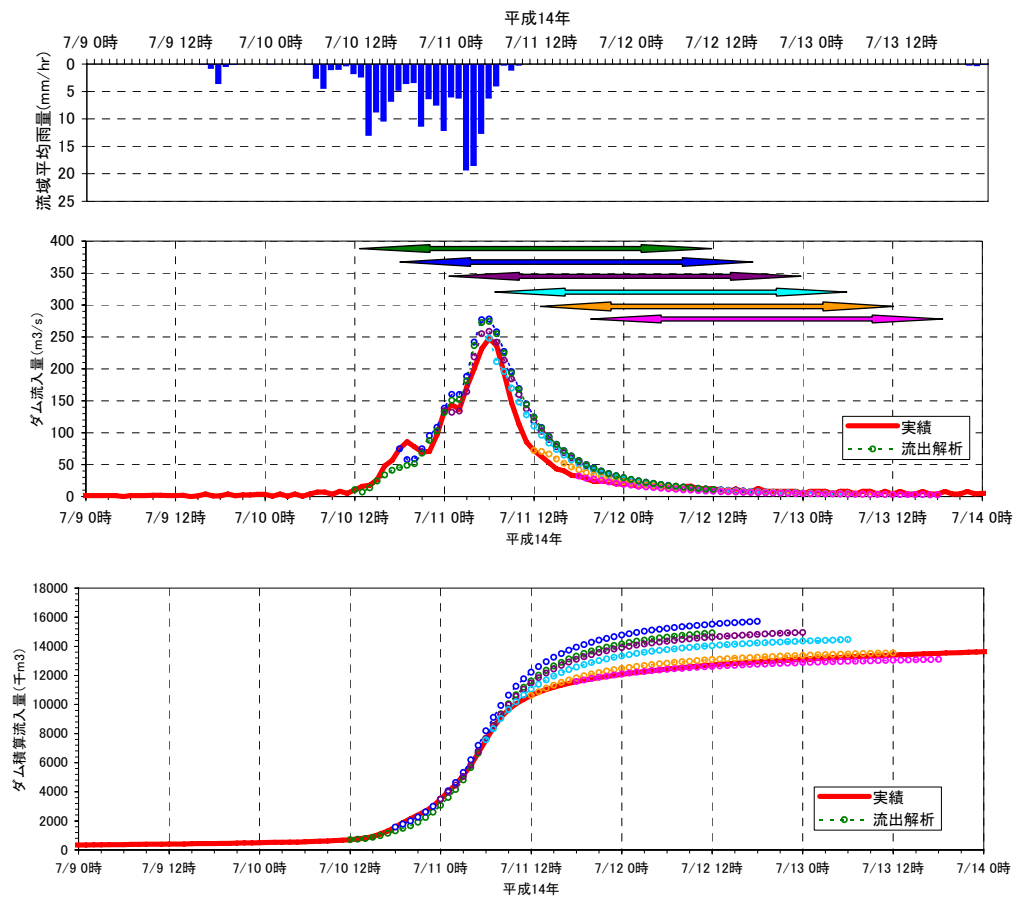
ダム流域平均雨量は、ダム上流域の 5 雨量局(大滝根、常葉、片曾根、鞍掛、ダムサイト)を用い、ティーセン法により求める。

b. 貯水池流入量データ(毎時平均流入量)

貯水池流入量データ(全流入量時間平均データ)は、予測開始時刻の 1 時間前、2 時間前の流入量を流出量予測の初期条件として与える。

(2) 流出解析結果

(1)の流出解析モデルを用いて、実績流域平均雨量を入力データとし、初期時刻から 48 時間先までのダム流入量の推定を行った結果を、平成 14 年 7 月及び平成 16 年 7 月の 2 出水を例として示す。図 4-1-2 は、初期時刻は平成 14 年 7 月出水では 10 日 12 時から 6 時間毎に 6 時点、平成 16 年 7 月出水では 11 日 0 時から 6 時間毎に 8 時点について示した計算結果である。なお、基底流量は計算対象期間の最小流量とした。本図は、初期時刻の実績流入量を起点として、48 時間先までの実績流域平均雨量から推定した流出量を繋げたものである。本図によれば、流出解析値は実績のダム流入量に対してやや多めの値を示す傾向が見られるが、ある程度の初期降雨後に降雨予測を行う場合は少なめの値となる場合がある。



4-1-3 貯水池水質予測モデル

(1) モデル概要

検討に用いた貯水池の水質予測モデルは、図 4-1-3の各コントロールボリュームを対象に、水理流動モデルから出力される「流れ」と「水温」、及び流入水質を入力条件として、生態系モデルに適用するものである。

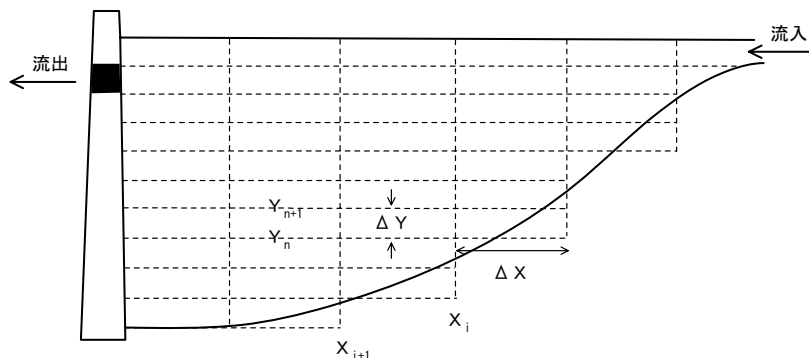


図 4-1-3 2次元モデルの水域分割

1) 水理流動モデル

水に関する基礎方程式は、水の密度に関する非圧縮性の仮定に基づく、質量保存則、運動量保存則及び熱力学第一法則を基本とする。また、水面と大気との熱収支要素には、水を温める過程として日射による短波放射と大気からの長波（赤外）放射があり、水面を冷やす過程としては水面からの長波逆放射、水の蒸発による潜熱および接水気層内の乱流熱輸送（顕熱）がある。各項に関して、短波放射はBeer式、長波放射はSwinbankの式、潜熱及び顕熱輸送はRohwerの式により求める。

2) 生態系モデル

生態系モデルの概念図は図 4-1-4 のとおりである。本モデルで取り扱う水質項目は水温、濁度の他、図中で緑色の枠内に表示された項目である。

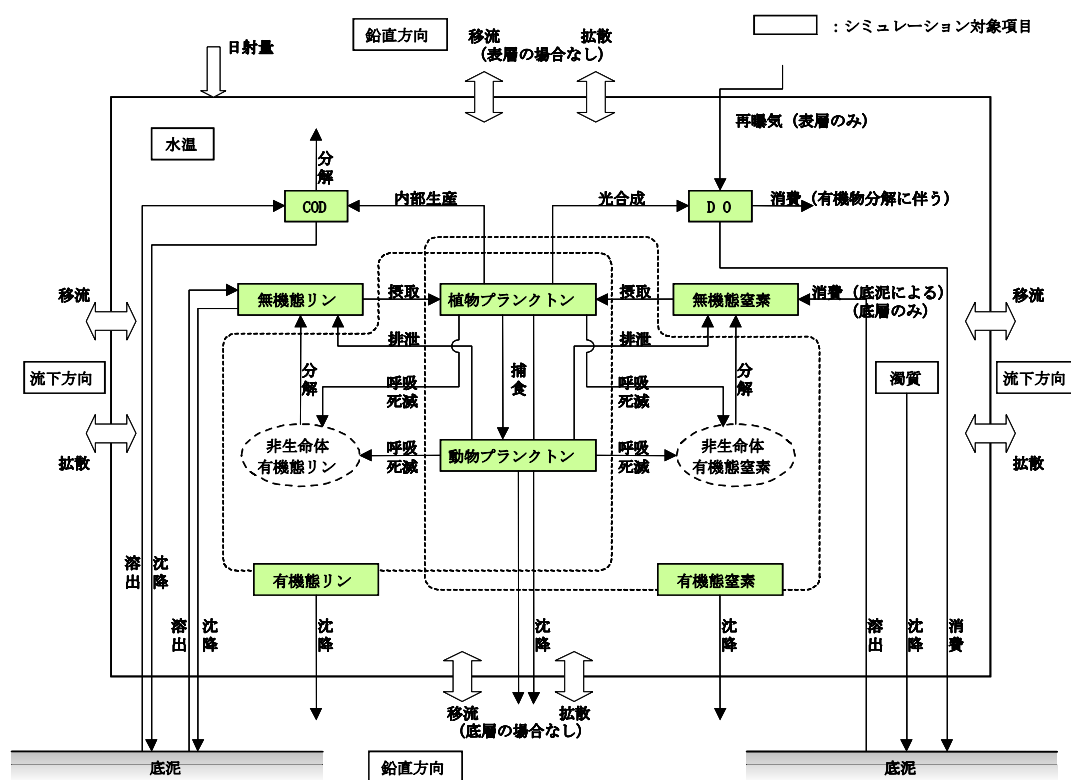


図 4-1-4 生態系モデル概念図（CODは溶存態、懸濁態を考慮）

(2) 入力条件の設定

1) 貯水池形状

貯水池は、流下方向に300m、鉛直方向に2mピッチでBOX分割 ($\Delta X=300\text{m}$, $\Delta Y=2\text{m}$) し、貯水池水質予測を行った。三春ダムの平面分割図を図4-1-5に示す。

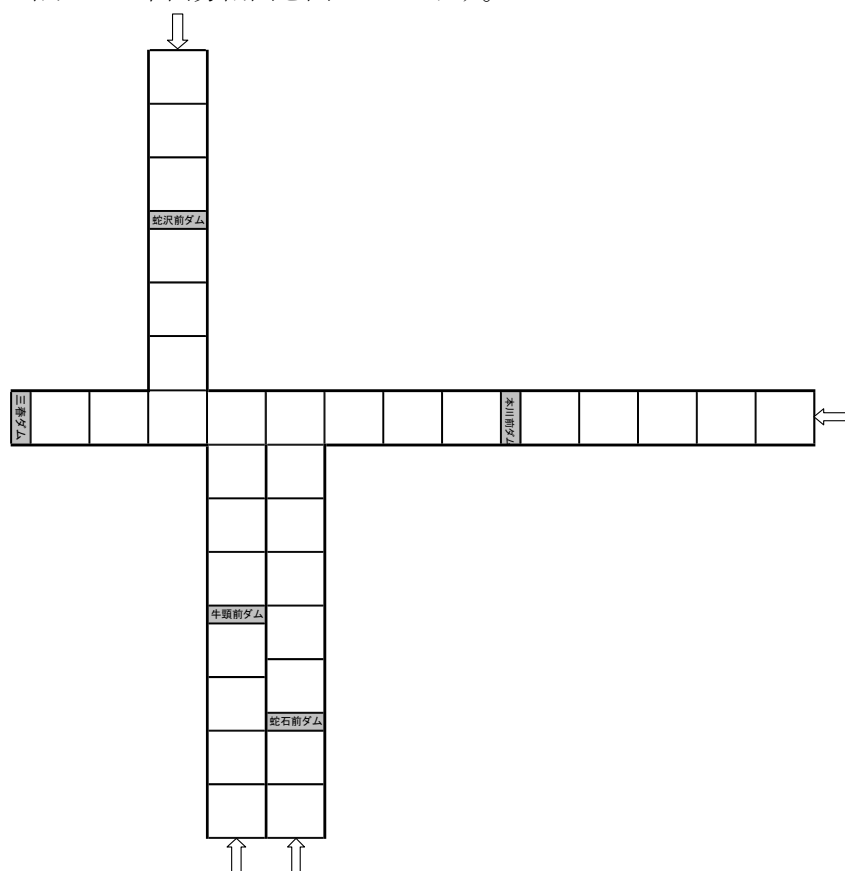


図4-1-5 三春ダムの平面分割

2) 気象条件

シミュレーションに用いた気象条件（日単位で与える）を表 4-1-3に示す。なお、三春ダム管理所観測値の欠測値については、アメダス（船引）と福島地方気象台の観測値を用いた。

表 4-1-3 気象条件

項目	観測地点
平均気温℃、湿度％、平均風速m/s、日射積算MJ/m ² /day	三春ダム管理所観測値
雲量（10分率）	福島県地方気象台観測値
流入水温	本川前ダム日平均流入水温測定値

3) 流量・貯水位条件

流入量・放流量は、三春ダム日報記録のダム流入量・放流量を日単位で与えた。各支川毎の流入量は、総流入量を流域面積で按分して用いた。

4) 流入水質条件

本川（大滝根川）の流域面積(193.32km²)の三春ダム全体の流域面積(226.40km²)の85%を占める。また三春ダムの水質は前ダムの影響を大きく受けるため、ダム貯水池への流入水質は、表4-1-4に示

す本川（大滝根川）前貯水池流出地点L-Q式を代表して設定した。

(3) モデルパラメータの検証

(2)で示した入力条件を用い、現況水質を再現するために平成10年～16年を対象にモデルパラメータの同定計算を行った結果を図4-1-6に示す。ここで表層実測は水深0.5m、表層計算は水面から水深2mまでの平均である。水温、水質ともに概ね再現できている。またダムサイトにおける水温・水質の鉛直分布とダム下流放流水質（西方地点（ダム堤体から約1km下流））については平成14、16年の再現結果を図4-1-7～8に示す。なお、モデル上ではD-TPはIPと同等として扱っている。

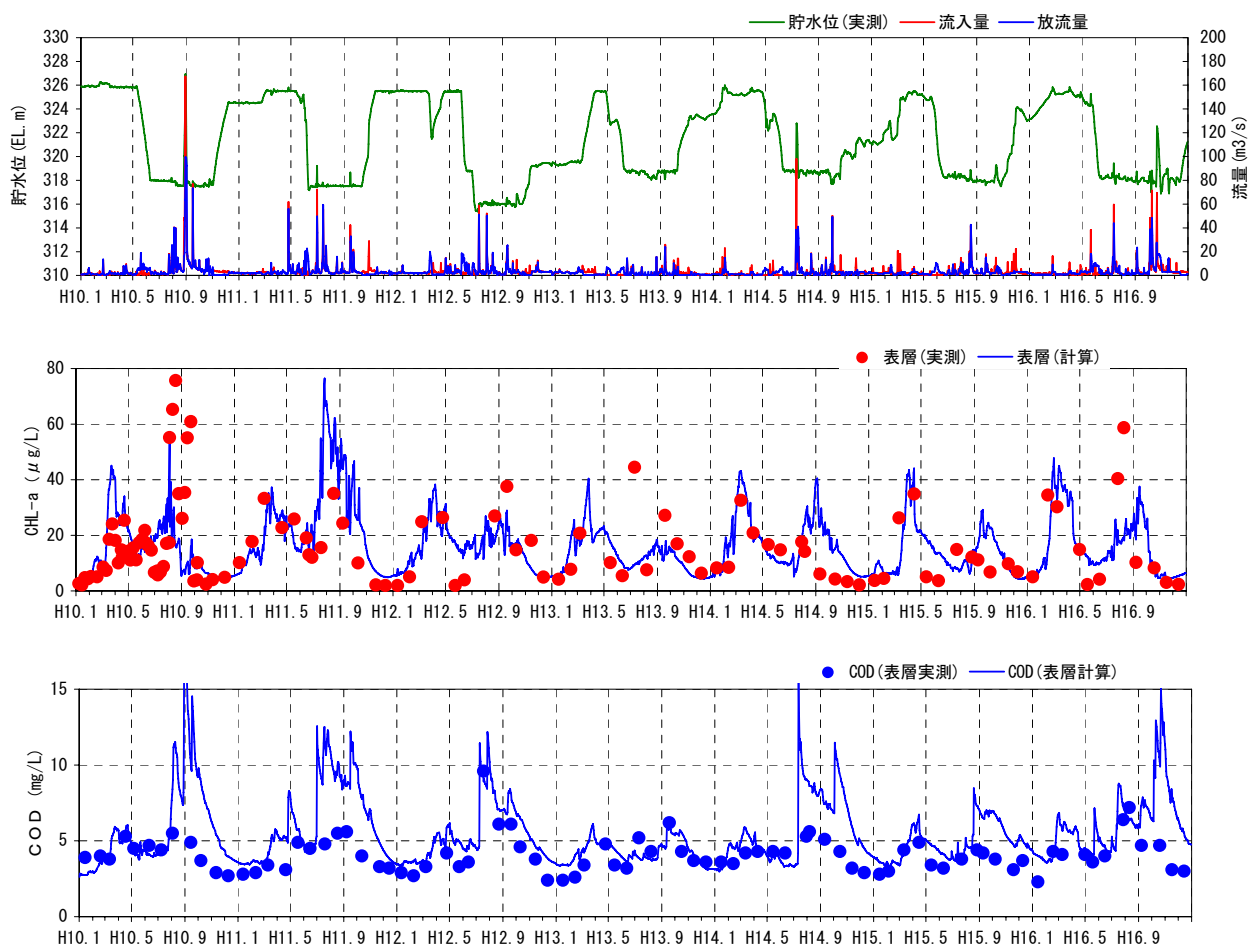


図4-1-6(1) 同定結果(ダムサイト水質時系列)

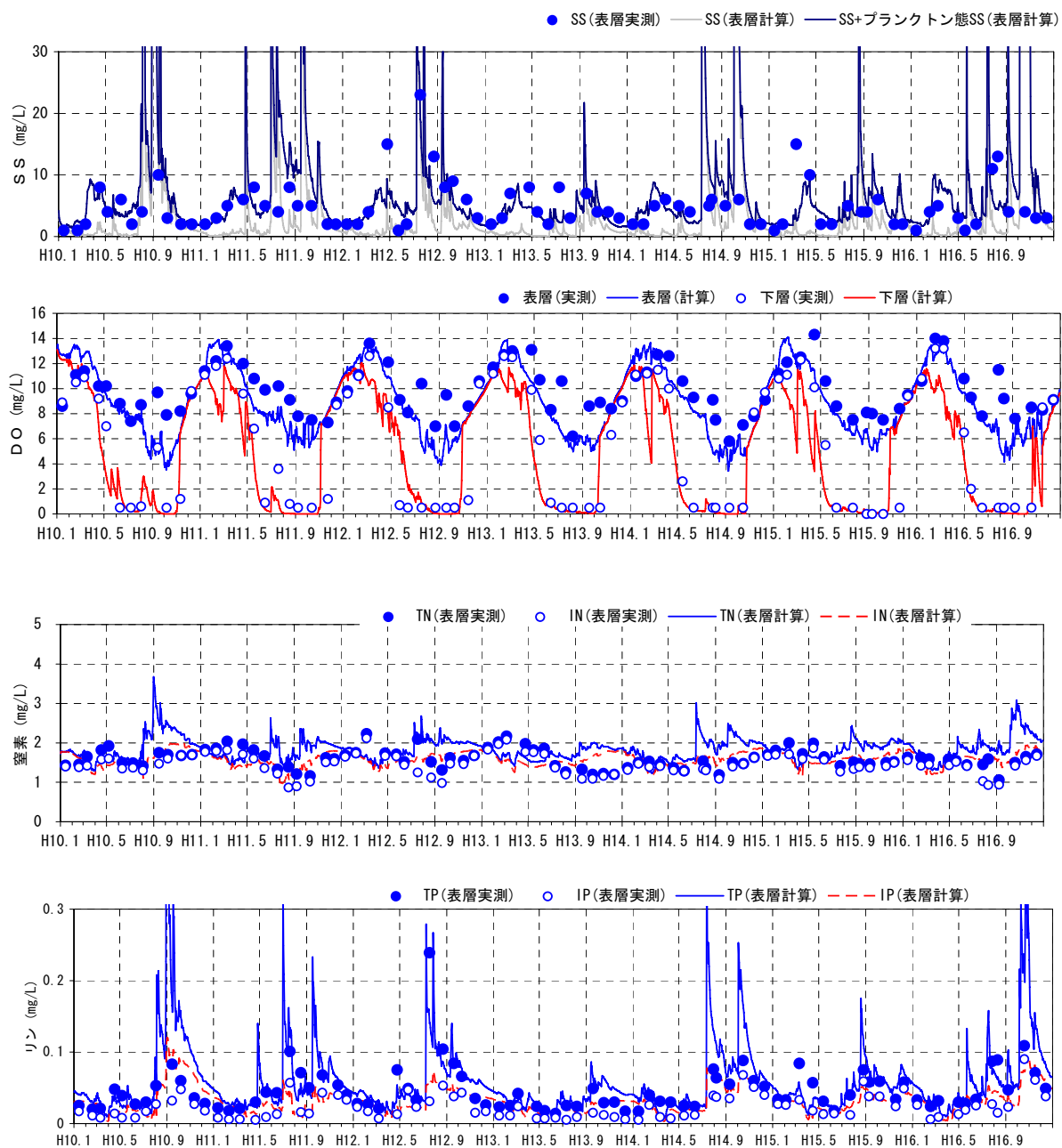


図 4-1-6(2) 同定計算結果(ダムサイト水質時系列)

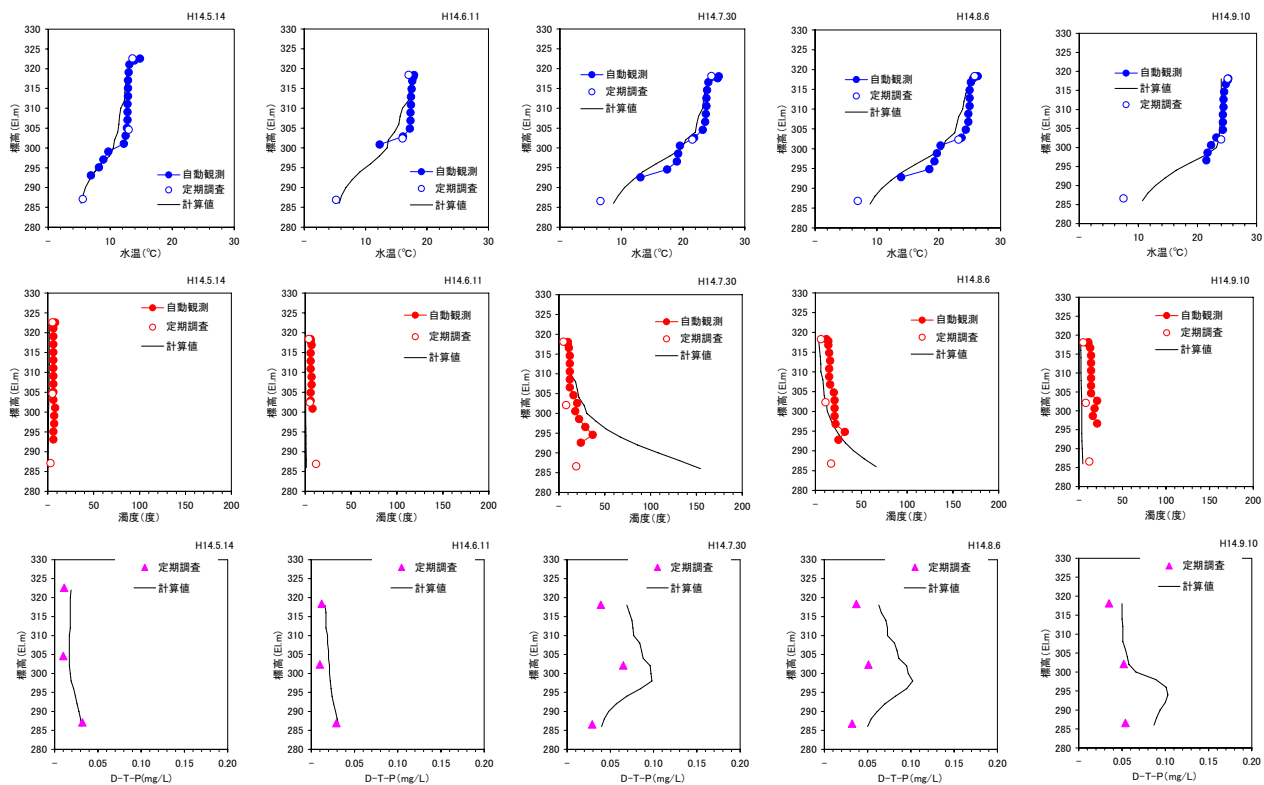


図 4-1-7(1) 同定計算結果（ダムサイトにおける水温・水質の鉛直分布） 平成 14 年

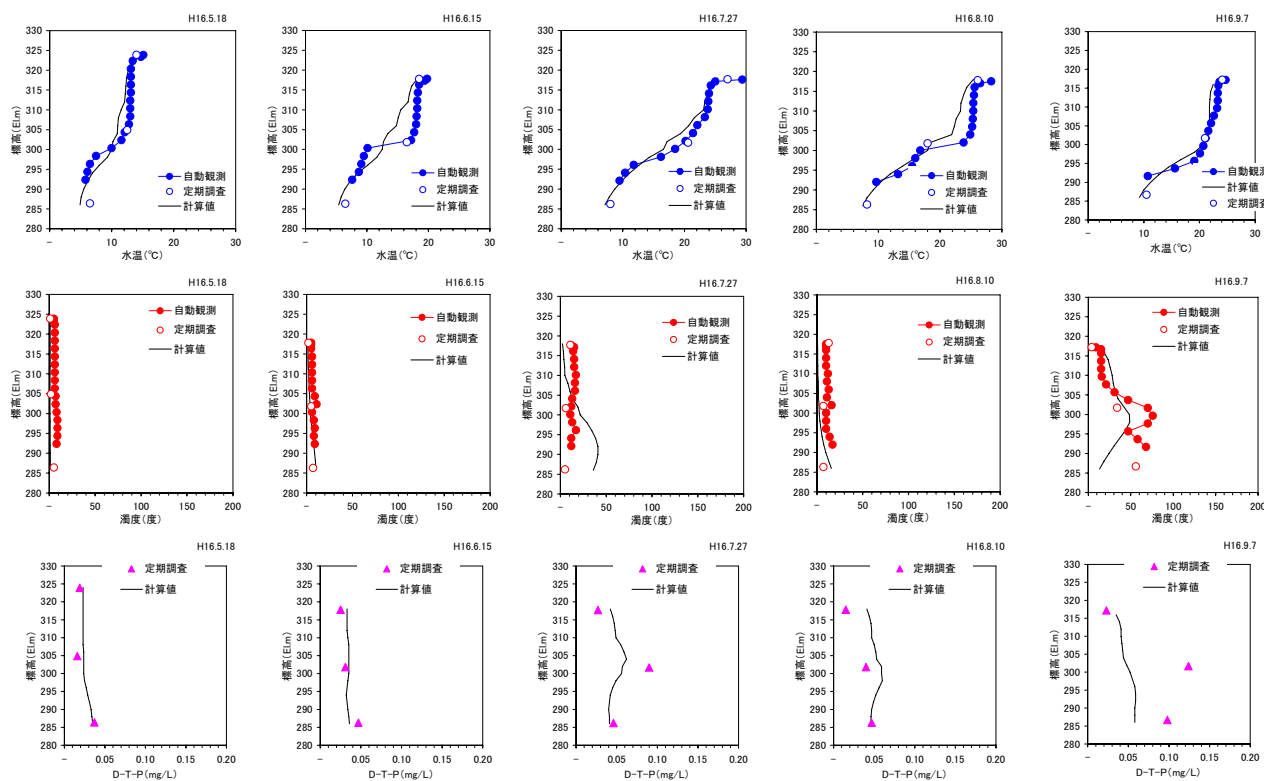


図 4-1-7(2) 同定計算結果（ダムサイトにおける水温・水質の鉛直分布） 平成 16 年

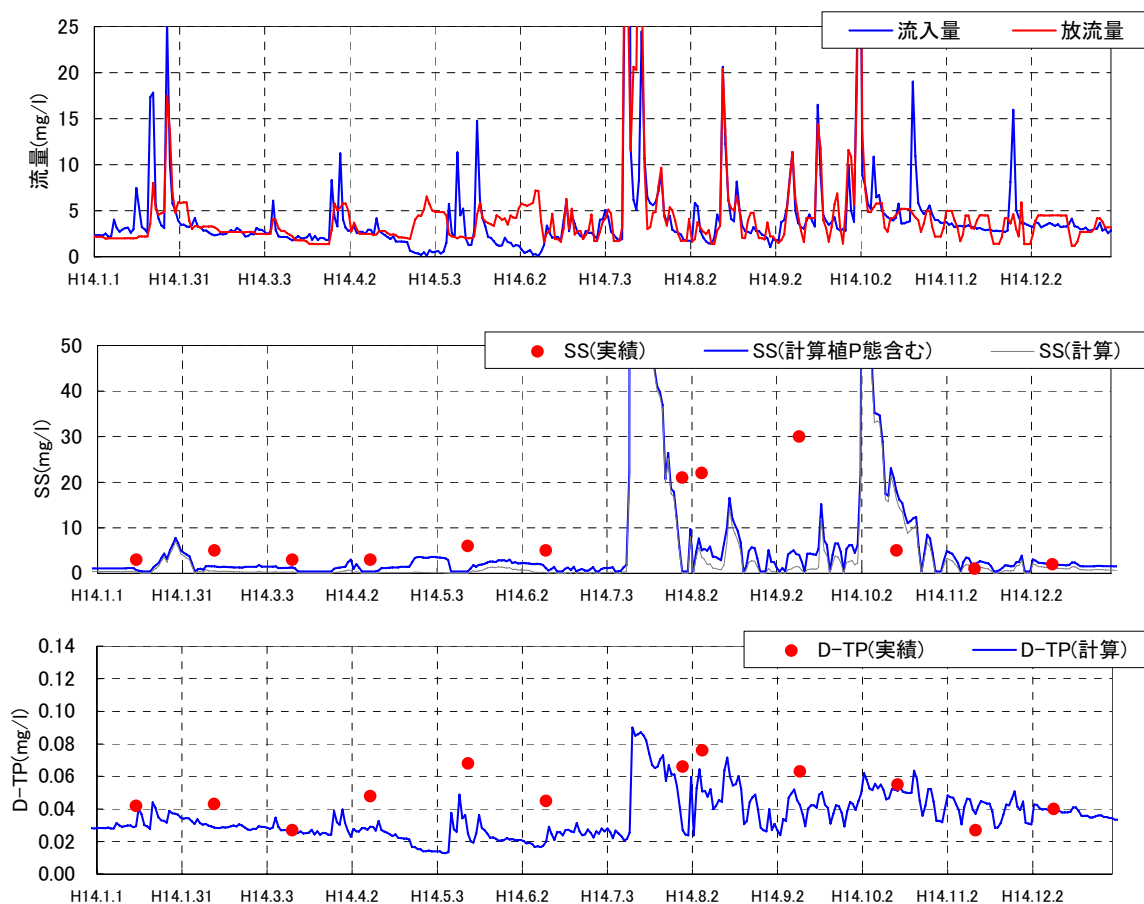


図 4-1-8(1) 同定計算結果(西方地点 水質時系列) 平成 14 年

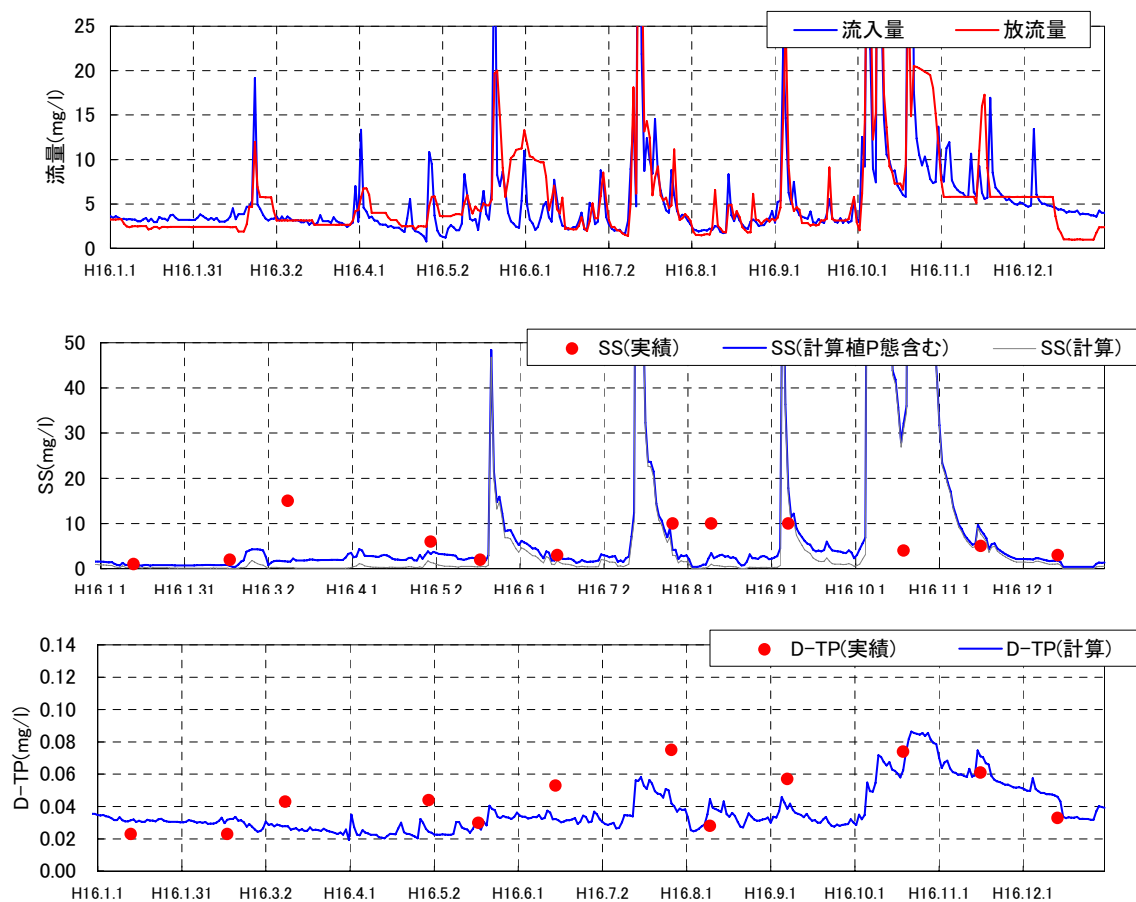


図 4-1-8(2) 同定計算結果(西方地点 水質時系列) 平成 16 年

4-2 降雨予測情報を活用したダム操作方法の検討

4-2-1 検討に用いるダム操作ルールの設定

(1) 現行運用ルール

三春ダムでの、洪水期における現行の出水期間の運用方法は概ね以下の通りである。

1) ダム流入量が $25\text{m}^3/\text{s}$ (選択取水能力) 未満の時

基本的に、下流維持流量(ダム直下地点で $0.824\text{m}^3/\text{s}$)を確保しながら、洪水期は貯水位が制限水位を上回らないように放流量を設定し、選択取水設備(またはバイパス放流管)による放流を行う。

2) ダム流入量の増加時期

ダム流入量が $25\text{m}^3/\text{s}$ 以上では、コンジット放流(ダム堤体中腹に設置される放流管ゲートからの放流)に切り替え、基本的には「放流の原則(ダム直下流の水位上昇速度が一定以下となるよう放流量の設定)」に従い放流量を増加させる。

3) ダム流入量 $100\text{m}^3/\text{s}$ 以上の場合

コンジット放流量は、 $100\text{m}^3/\text{s}$ で頭切りして洪水調節を行う。

4) 洪水後(ダム流入量 $100\text{m}^3/\text{s}$ 未満)

コンジット放流量は、 $100\text{m}^3/\text{s}$ を上限として貯水池水位の低下速度最大 $1\text{m}/\text{日}$ の範囲内で放流し(堤体の安全性の確保のため)、貯水位を制限水位 $\text{EL}318.0\text{m}$ まで低下させる。

5) 制限水位到達後

流入量=放流量となるよう、コンジット放流量を減少させる。

6) 流入量 $25\text{m}^3/\text{s}$ 未満に低下した場合

ダム流入量 $25\text{m}^3/\text{s}$ 未満では、選択取水に切り替え、下流維持流量が確保されるよう運用する

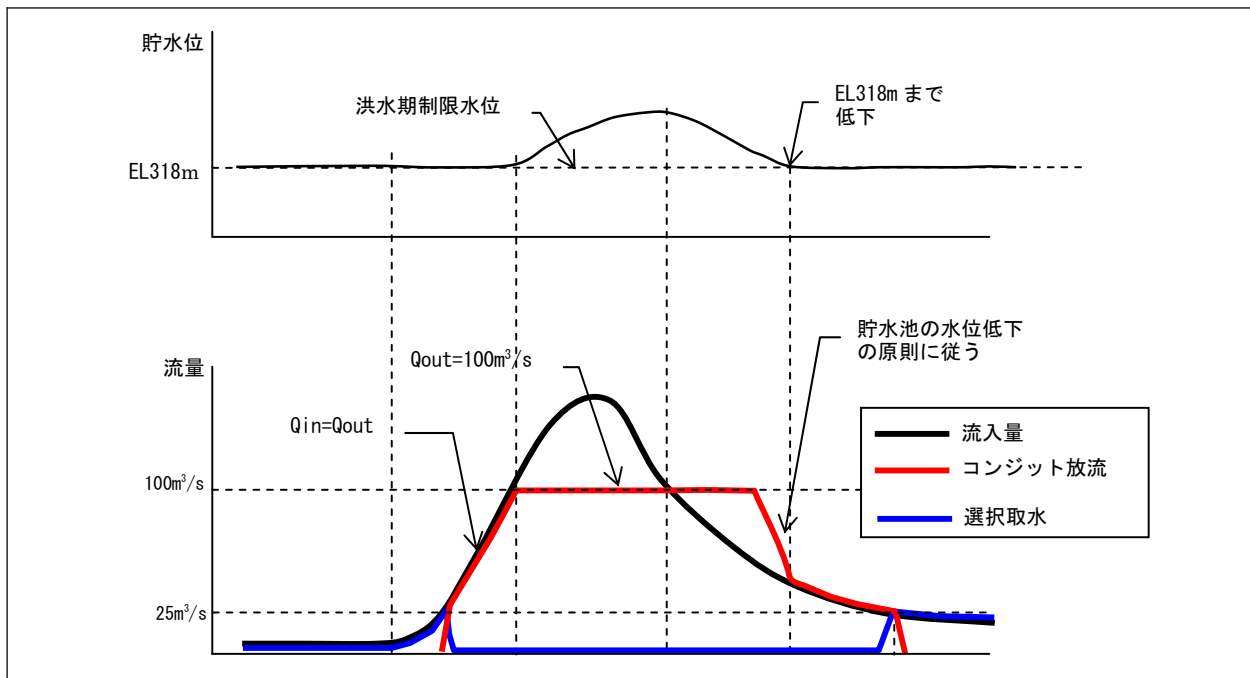
7) ダム直接取水

ダム直接取水として郡山市浄水場 $0.493\text{m}^3/\text{s}$ 、その他、灌漑用水取水が許可されている。

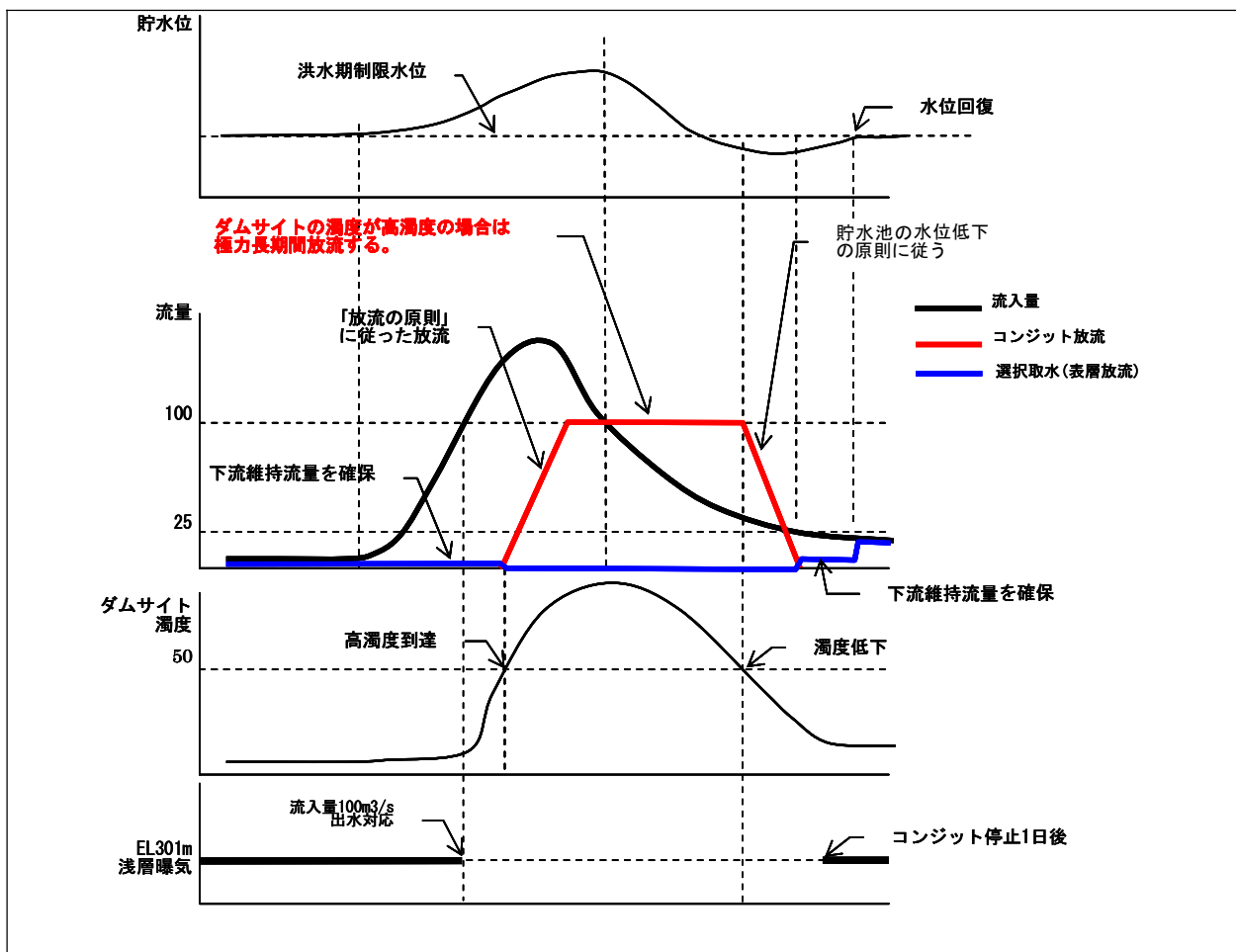
(2) ダム操作ルール検討の基本的な考え方

三春ダム貯水池で顕著な富栄養化現象が夏季の大、中規模出水後に見られ、その一因として出水時に流入する高濃度の栄養塩にあると言われている。水質改善のために、高濁度水塊がダムサイトに近づいてからコンジット放流を開始し、制限水位を下回っても高濁度水塊が通過し終わるまでコンジット追加放流することで、濃い濁水塊を、その拡散を押さえながら比較的スムーズにダムサイトまで引き寄せ放流することが可能になるとの仮定をおいて、その仮定に基づくダム放流操作が実施のどの程度有効か調べることにした。さらに、曝気を出水後、早期に再稼働することによる表層循環層厚の維持により植物プランクトンの抑制効果が期待されることからこれについても有効性を調べることにした。

また、降雨予測情報を用いることで、放流操作に幅が持たせられる可能性があることに着目し、高負荷を貯水池に極力滞留させないようにする、「水質改善に着目したダム操作ルール(以下、水質改善ルールと表記)」について検討することとし、その基本的な考え方のイメージを図 4-2-1、図 4-2-2 に示す。



現行ルール (イメージ)



水質改善ルール (イメージ)

図 4-2-1 水質改善に着目したダム操作ルールのイメージ

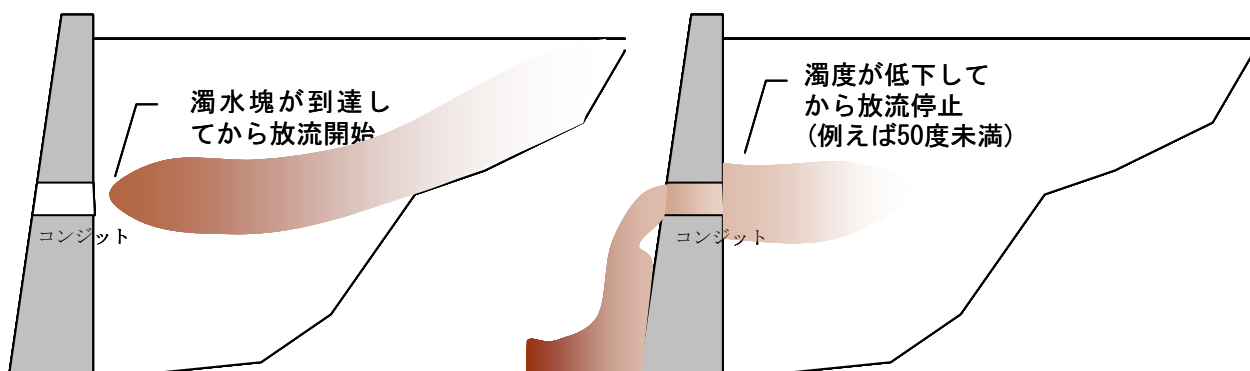


図 4-2-2 コンジットによる濁水塊の効率的な放流操作(イメージ)

(3) 降雨予測情報の活用方法

降雨予測情報の活用方法の基本的な考え方を以下に示す。降雨予測情報により、ダム流入量を正確に把握することができれば、治水・利水面から影響が生じない範囲で、放流操作を変更できると考えられる。

そこで、本ケーススタディーでは、濁水塊の到達状況に応じたコンジット放流を行う操作と、降雨予測情報を利用して治水・利水面から影響がない範囲内でコンジット放流を行う操作を組み合わせ、**治水・利水・水質の3者を考慮した最適な運用に近づける**ことを目指す。

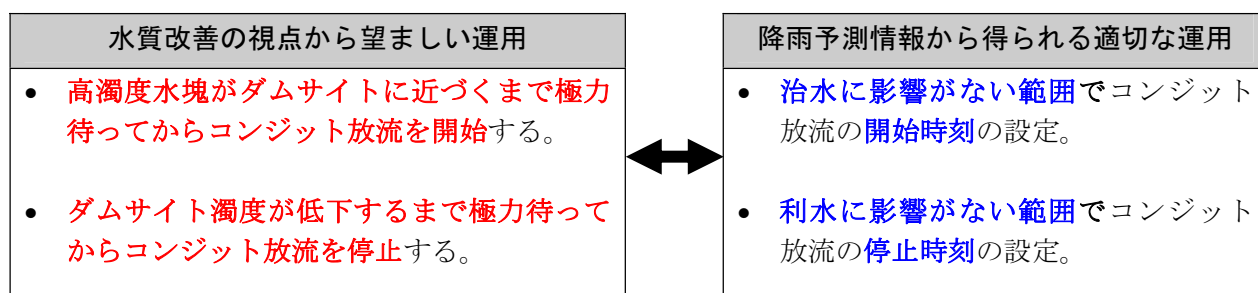


図 4-2-3 降雨予測情報を用いたダム操作ルールの基本的な考え方

(4) 降雨予測情報を用いない場合のダム操作ルールの立案

降雨予測情報を用いたダム操作ルールによる水質改善効果や治水・利水面の影響を把握するため、その比較対照として降雨予測情報を用いない場合における操作ルールを設定する。その概要を下記に示す。

1) 放流開始の判断方法

濁度 50 度以上の濁水塊が基準点(春田大橋地点 EL303.6m)に到達したら、到達した時刻からコンジット放流を開始する。

2) 放流終了の判断

基準点の濁度が 50 度未満に低下した時刻でコンジット放流を停止し、維持流量のみ放流するものとする。

(5) 降雨予測情報を活用したダム操作ルール of 立案

以下に降雨予測情報を活用したダム操作ルールの概要を示す。

1) 放流開始の判断方法

- 下図のように降雨情報より得られたダム流入量を貯留したとき、サーチャージ水位未達となるような放流開始限界時刻を推定し、遅くともこの時刻までにはコンジット放流を開始する。
- また、濁度50度以上の濁水塊がこれより早期に基準点(春田大橋地点EL303.6m)に到達したら到達した時刻からコンジット放流を開始するものとする。なお、濁度の設定値を50度としたのは、三春ダムの水質保全施設(浅層曝気施設)運用において、曝気標高切り替えの基準としていることに基づいている(放流終了の判断についても同様)。

表 4-2-1 放流開始時の制限事項

目的	制限事項
水質面	出水により、基準点に濁度 50 度以上の濁水塊が到達した時点からコンジット放流を開始。
治水面	出水により、貯水位がサーチャージ水位 (EL333m) を越えないように、コンジット放流を開始。

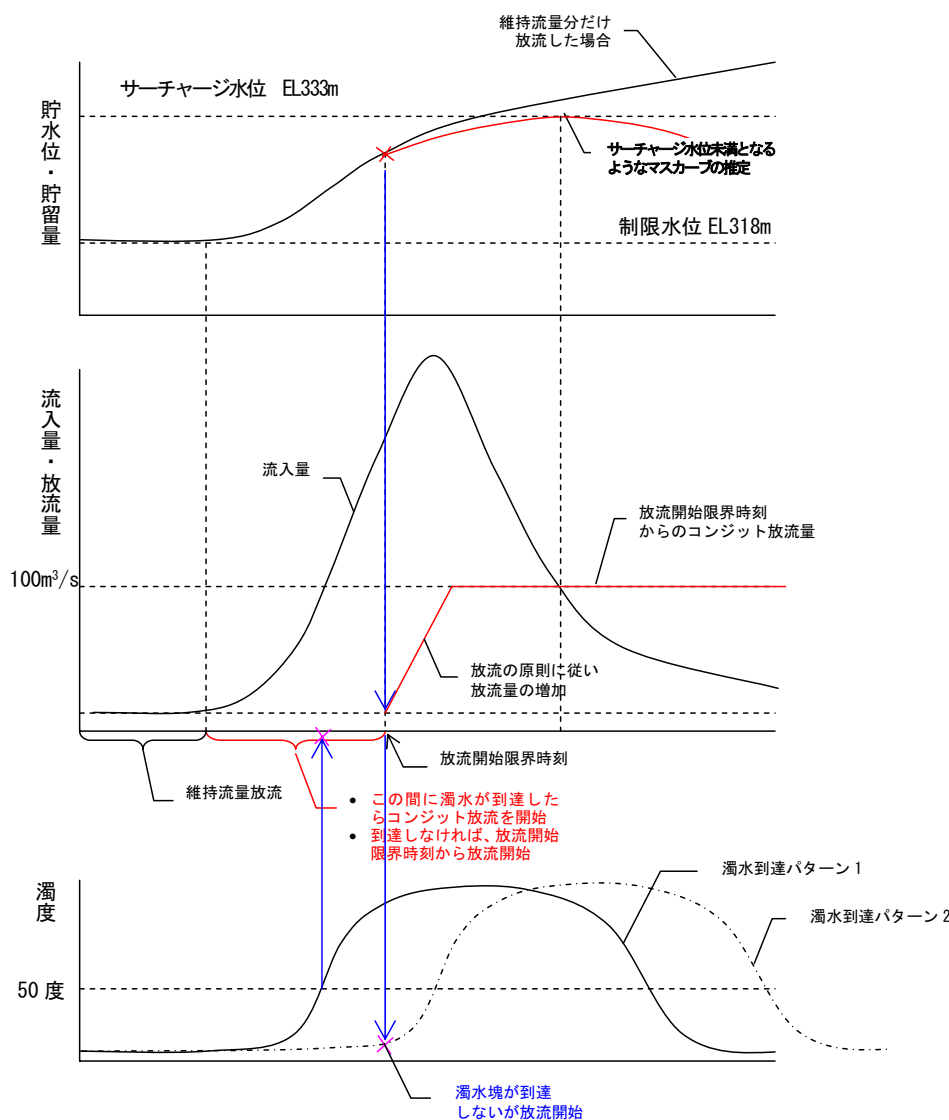


図 4-2-4 コンジット放流開始時の判断

2) 放流終了の判断

- 下図のように降雨情報によって得られたダム流入量と貯水池水位低下速度-1m/日の範囲内で放流操作をしたとき、降雨予測期間の範囲内で制限水位に戻すことができるような放流終了限界時刻を推定し、この時刻にコンジット放流を終了するものとする。
- 6時間前から51時間先の降雨予測情報(RSM)は1日2回(9時、21時)に出される。従って、それ以外の時間では51時間先までは降雨予測のデータがない。そのような場合は、基準点の濁度が50度未満に低下した時刻でコンジット放流を停止し、維持流量のみ放流するものとする。

表 4-2-2 放流終了時の制限事項

目的	制限事項
水質面	● 降雨予測情報が得られる場合は、降雨予測情報により、貯水位を制限水位まで戻すことができる限界時刻まで、なるべく長期間放流を継続する。 ● 降雨予測情報が得られない場合は、基準点の濁度が50度未満に低下した時点でコンジット放流を停止する。
利水面	● コンジットによる追加放流を行う場合は、降雨予測期間の範囲内で水位を制限水位に戻す。
その他	● 貯水池水位低下速度-1m/日以内となるように放流量を減少させる(堤体安全性の確保)。 ● ダム直下流の流量は下流維持流量として最低限0.824m³/sを確保する。

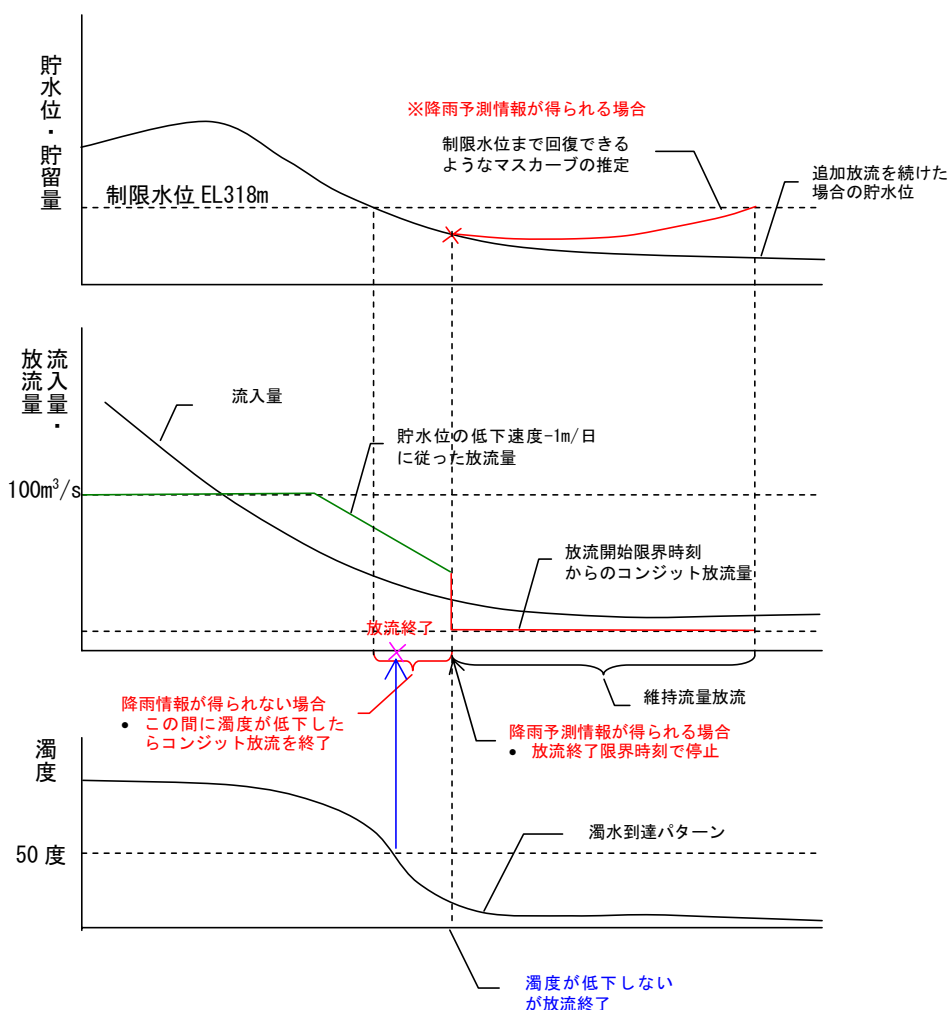


図 4-2-5 コンジット放流開始時の判断

4-2-2 降雨予測情報の精度評価

(1) 検討対象出水の選定

本検討では、降雨予測情報を活用したダム操作の可能性について検討を行う事を目的としていることから、ここでは、まず現有降雨予測モデルの予測精度を把握し、現有降雨予測精度での予測情報をダム操作へ適用する場合の可能性を確認する。ここでは、検討対象出水として現在気象庁で利用されている降雨予測モデルに改訂された平成 14 年 3 月以降(これ以前は降雨予測精度が劣るため)の出水を用いるものとする。

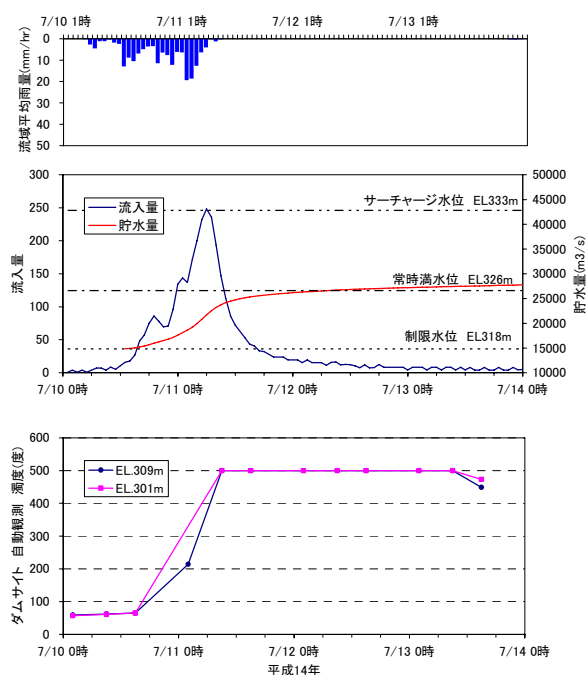
ここで、平成 14 年 3 月以降の出水の内、①ピーク流入量がコンジット放流能力の $100\text{m}^3/\text{s}$ 前後の出水、②総流入量が 1200 万 m^3 (制限水位と常時満水位の間の容量)前後の出水、③制限水位期(6/11～10/10)の出水、の①～③を満たす出水を整理すると表 4-2-3 の 4 出水が挙げられる。本検討では、下記 4 出水の内、出水規模の異なる次の 2 出水を採用するものとした。出水期間のコンジットゲート標高 EL301m と最低水位 309m の濁度と流量の関係を図 4-2-6 に示した。

- 平成 14 年 7 月出水・・・総流入量をため込むと常時満水位まで上昇する。
- 平成 16 年 7 月出水・・・H15.8 出水、H16.10 出水と比べて濁度のピーク濃度が高く、50 度以上の高濁度が長期間続いた。

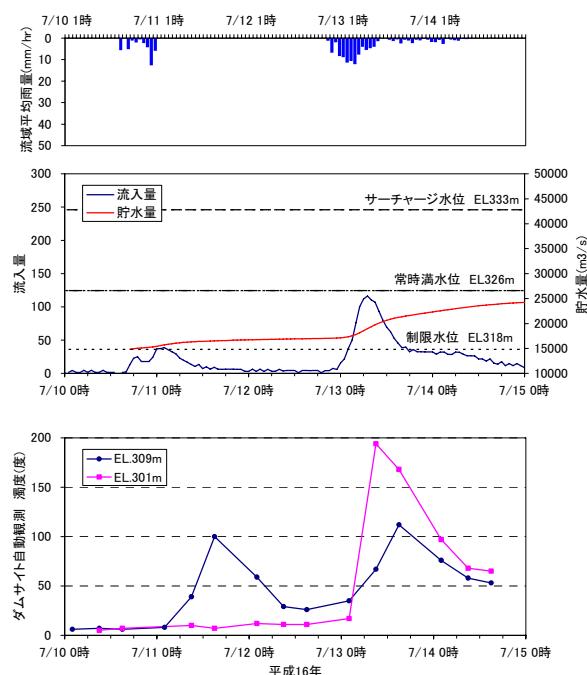
表 4-2-3 検討対象出水 ※降雨予測情報が得られた平成 14 年 3 月以降の出水

ダム操作への 適用可能性検討対象	出水期間	積算雨量 mm	ピーク流入量 m^3/s	総流入量 千 m^3	流量規模 (確率年)	流出波形
●	H14. 7. 10～H14. 7. 13	179.3	248.1	11,730	5 年	単独
	H15. 8. 14～H15. 8. 22	151.2	97.0	9,573	1 年	2 山(中 1 日)
●	H16. 7. 10～H16. 7. 14	151.9	116.3	8,194	1 年	2 山(中 1 日)
	H16. 10. 8～H16. 10. 10	109.5	122.3	8,803	1 年	2 山(中 2 日)の後半

(備考) 総流入量は $15\text{m}^3/\text{s}$ 以上の出水期間で積算した。



(平成 14 年 7 月出水)



(平成 16 年 7 月出水)

図 4-2-6 出水期間の流入量と濁度

(2) 降雨予測情報の入手

気象庁から入手した降雨予測データは、表 4-2-4 に示した 2 種類のデータである。RSM モデルは、1 ～2 日までの数時間の平均的な雨量(あるいは積算雨量)の把握に用いられるのに対し、短時間降雨予報は 6 時間先程度の短時間先までの 1 時間雨量の把握に用いられる。本検討では、前述した検討対象洪水を含め、平成 14 年 3 月以降の以下に示す 5 出水について、予測データを気象庁から入手した。

降雨予測情報の入手期間

出水	入手期間
1	H14. 7. 4～7. 25
2	H14. 9. 23～10. 5
3	H15. 8. 7～8. 24
4	H16. 7. 3～8. 2
5	H16. 9. 27～10. 25

表 4-2-4 気象庁から入手した降雨予測データ内容

予測データ	予測内容			予測データ提供までのタイムラグ	備考
	先行時間	メッシュ	計算頻度と初期値時刻		
RSM (領域数値予報モデル)	51 時間先	約 15km のメッシュ間隔 ・緯度方向 8 分 ・経度方向 8 分	1 日 2 回 UTC(協定世界時)で 0 時 (日本時で 9 時)と、12 時 (日本時で 21 時)	観測データ収集に 3 時間、 解析に 1 時間 15 分、合計で 4 時間 15 分程度後から配信 開始。	RSM (領域モデル ; 東アジアの広領域を計算対象) というモデルを運用し、その計算結果である GPV (Grid Point Value) を配信している。
降水 短時間予報	6 時間先	約 5km のメッシュ間隔 ・緯度方向 3 分 ・経度方向 3 分 45 秒	・2003 年 5 月までは毎正時 ・6 月以降は毎正時と 30 分の 30 分毎	観測データ収集に 9 分、解析に 7 分、合計で 16 分程度後から配信開始。	約 2.5km メッシュのレーダー・アメダス解析雨量の実況データを用いて、雨域の移動速度に発達・衰弱を加味し、数値予報の予測雨量を結合して予測する。

(3) 降雨予測情報の利用

現段階で、降雨予測情報は、RSM モデルによる 51 時間先までの予測データが 12 時間毎、一方、降水短時間予報による 6 時間先までの予測データは 1 時間毎(2003 年 6 月以降は 30 分毎)に入手できる。従って、降雨予測情報は 6 時間先までの予測は降水短時間予報を用い、7 時間以上先は RSM モデルによるデータを継ぎ足して、51 時間先までの降雨予測値を作成し用いるものとする。

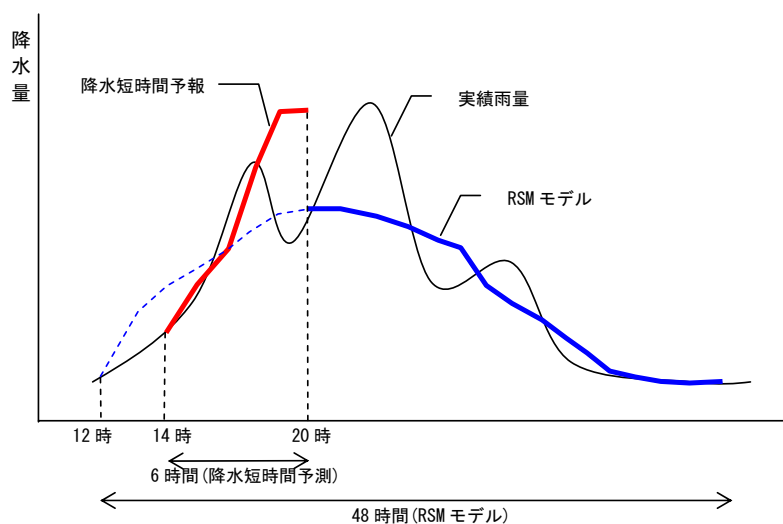


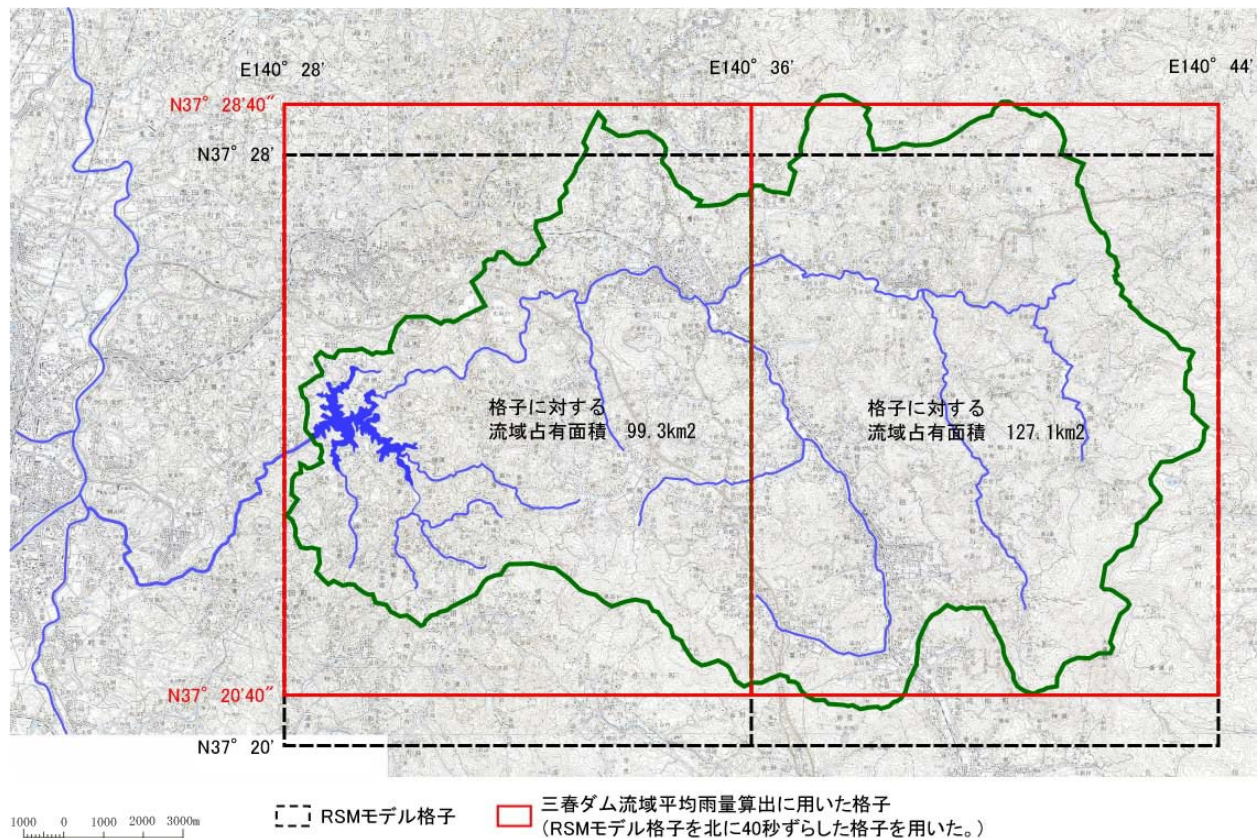
図 4-2-7 降雨予測情報の利用

1) RSM モデル

a. 流域平均雨量の算定

RSM モデルによる降雨予測データは、12 時間毎に更新され、現時刻から 51 時間先までの予測データが計算される。データは、格子間隔 8 分の格子について予測値が出力される。予測範囲は図 4-2-8 の点線で囲む格子内である。

三春ダムに適用するにあたり、図 4-2-8 の赤線で囲まれた格子内を RSM モデルによる格子と同等の降雨予測情報を持つと仮定して、格子内の平均雨量を算定し、さらに流域占有率で比例按分して流域平均雨量データを作成した。



(備考) 三春ダム流域平均雨量は赤色ラインの格子データに流域占有面積率を掛けて算定した。

図 4-2-8 RSM モデル格子から三春ダム流域の位置関係

b. 予測結果

予測を行った 5 出水のうち、平成 14 年 7 月、16 年 7 月の検討対象出水について、RSM による予測データに基づく、三春ダムの流域平均雨量についての現時刻から 2 日先までの予測結果を図 4-2-9 に示す。

(備考) RSMモデル降雨予測は、0時と12時の予測時点から2日先までの予測結果を、予測時点毎に色分けして示した(矢印の幅が48時間)。

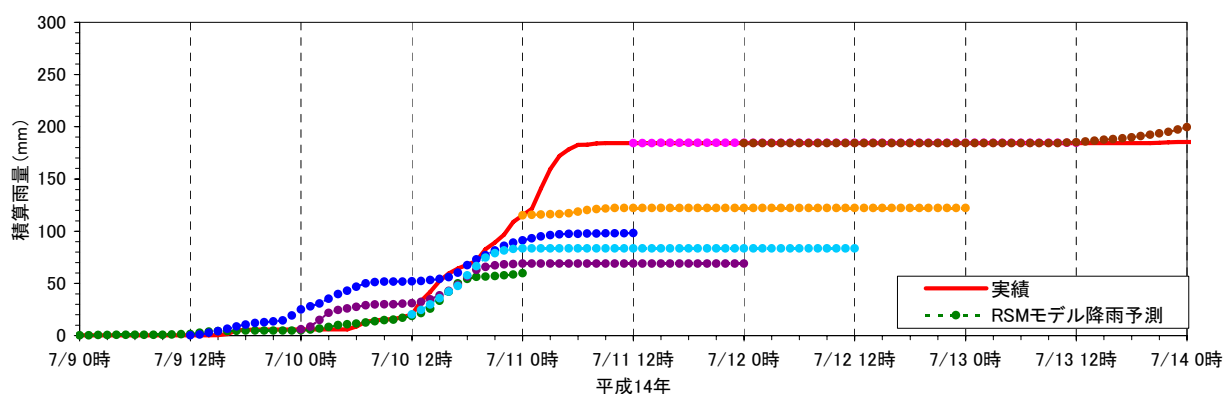
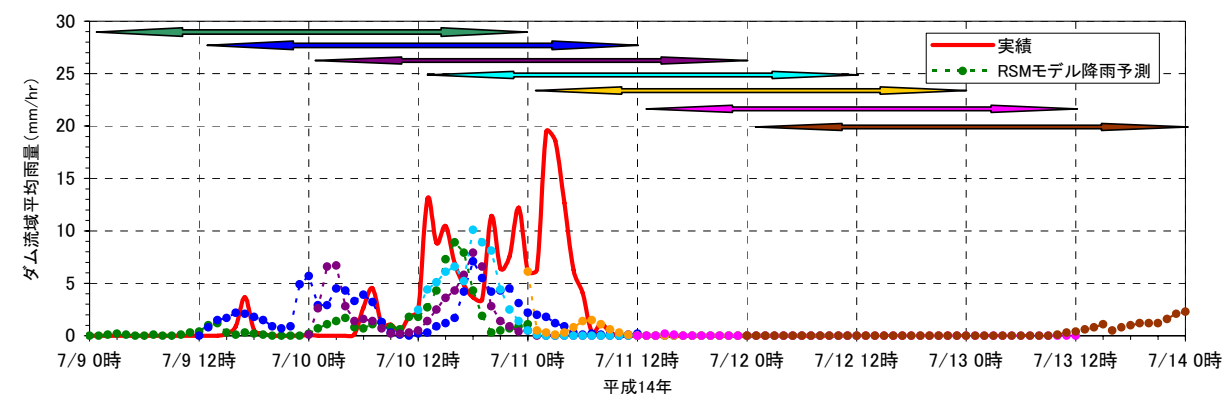


図 4-2-9(1) RSM モデルによる 2 日先までの降雨予測結果(平成 14 年 7 月、出水 1)

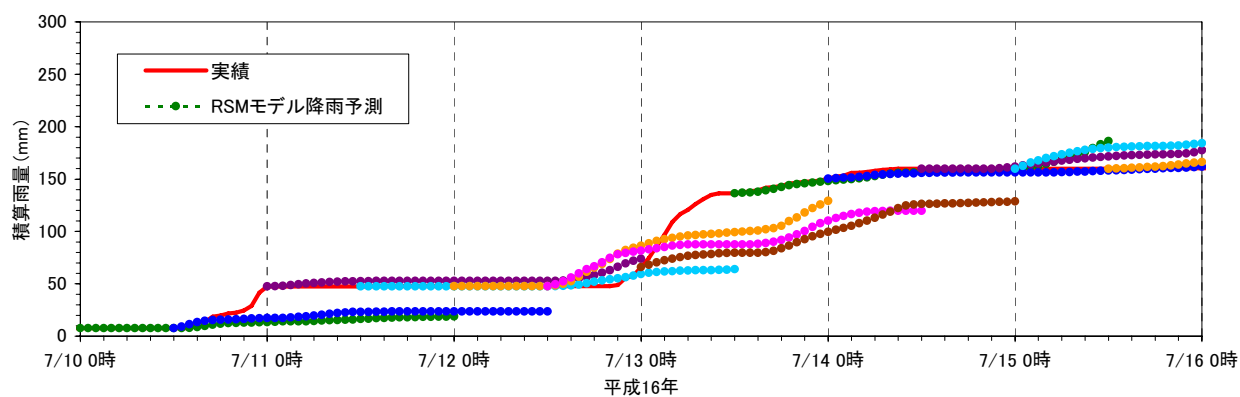
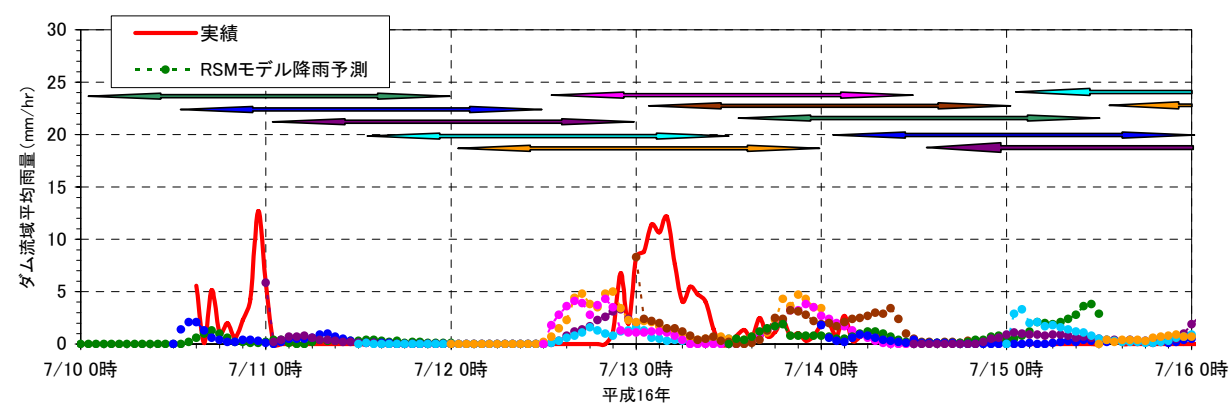


図 4-2-9(2) RSM モデルによる 2 日先までの降雨予測結果(平成 16 年 7 月、出水 4)

c. 予測誤差

5 出水を対象に予測誤差として、「(備考)本検討における予測誤差の考え方について」で示した手法により算定した予測誤差率を 0～48 時間先までとりまとめた。図 4-2-10 に平成 14 年 7 月、16 年 7 月の 2 出水の積算雨量の予測誤差率を示す。全 5 出水の積算雨量の予測誤差率の上限と下限及びその平均を図 4-2-11 に整理した。各出水の予測誤差率の上限・下限の平均値では、以下の傾向が見られた。

- 上限は、6 時間先までは誤差率が 10～20%程度まで増加、6～36 時間先までは 10～20%前後で推移し、36 時間以降で誤差率が減少している。
- 下限は、12 時間先までは誤差率が 60%程度まで低下、それ以降の誤差は大きく変動しない。

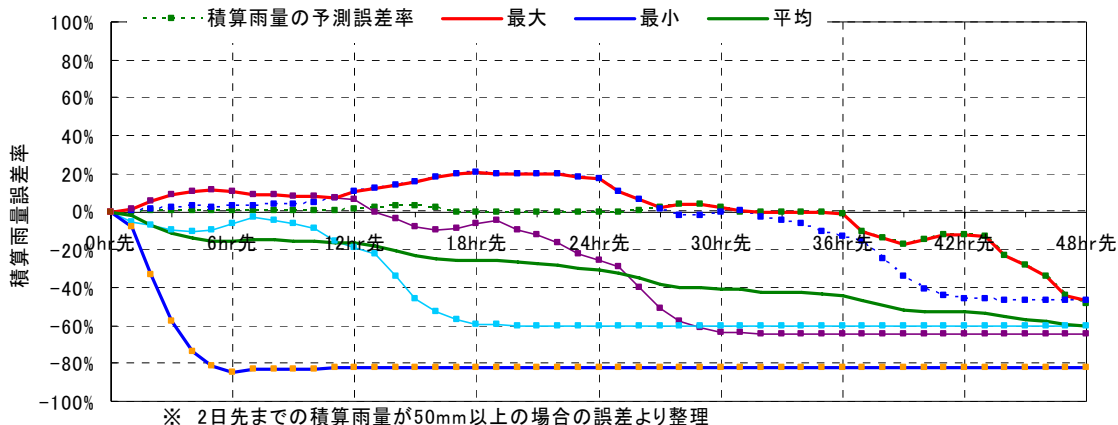


図 4-2-10(1) 積算雨量予測誤差(平成 14 年 7 月、出水 1)

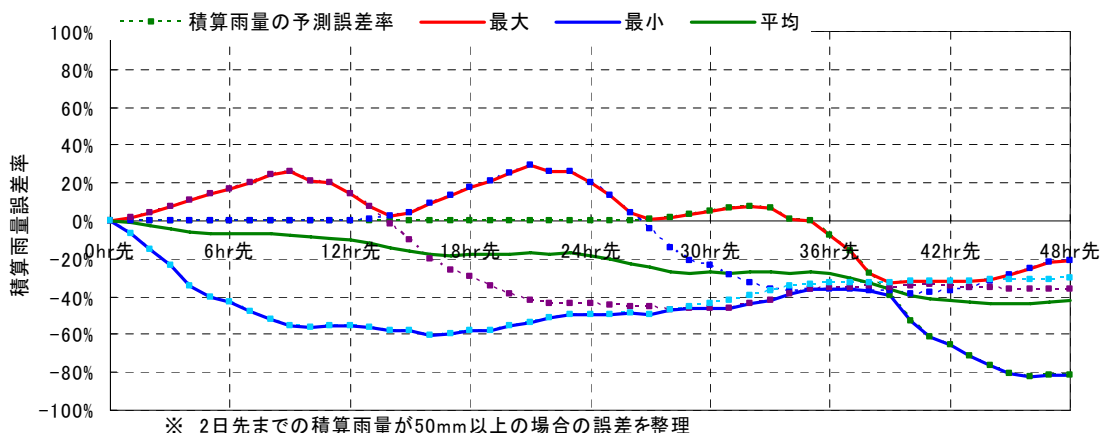


図 4-2-10(2) 積算雨量予測誤差(平成 16 年 7 月、出水 4)

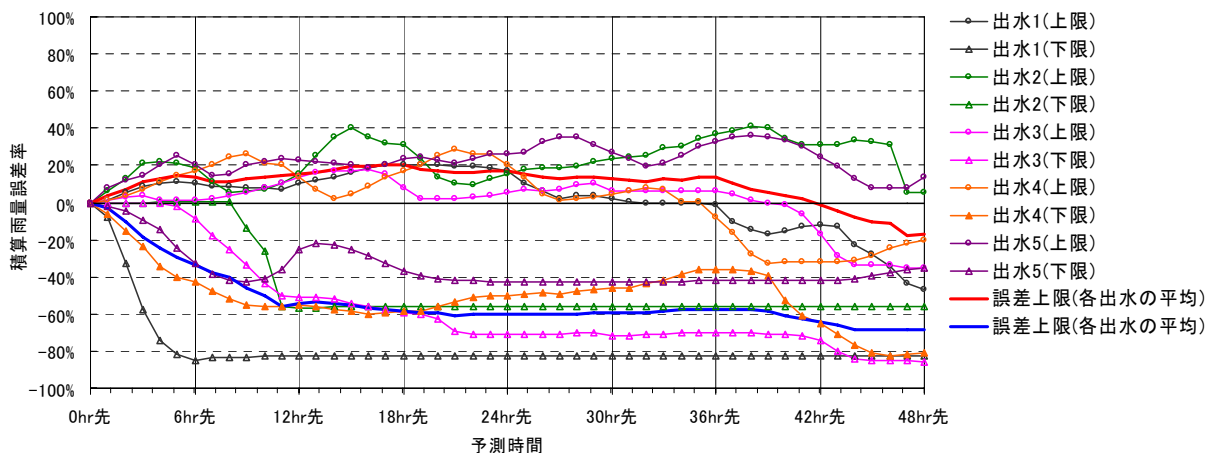


図 4-2-11 RSM モデルによる実績積算雨量に対する予測誤差

(備考) 本検討における予測誤差の考え方について

(1) 降雨予測誤差の種類

降雨予測誤差の要因としては、以下の 2 種類の誤差が挙げられる。

- 降雨規模の誤差 … 雨域の発達・衰弱に関する予測誤差
- 降雨波形のズレによる誤差 … 雨域の移動速度・方向の予測誤差

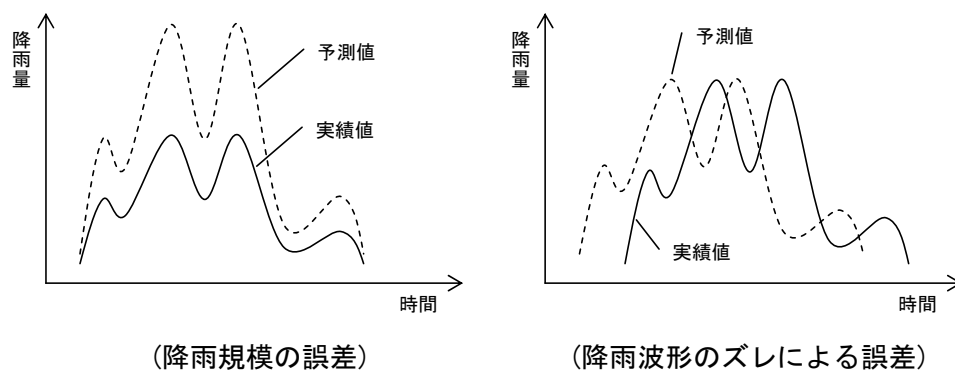


図-1 降雨予測誤差のイメージ

(2) 降雨予測誤差の表現方法

本検討では、降雨予測結果を用いて、貯留関数法による流出解析結果として貯水池流入量を得ることを目的としている。ここで、貯留関数法では、流域に降った雨の履歴が重要となる。すなわち、「降雨強度」とともに「積算雨量」が重要なファクターと言える。

そこで、本検討における降雨予測誤差の表現方法としては、前述(1)の 2 種類の予測誤差要因、「降雨波形のズレによる誤差」「降雨規模の誤差」の両者を総括的に表現できる手法として、予測時間先の流域積算雨量の差を用いるものとした。

積算雨量を用いて誤差を表すことにより、たとえば降雨の到達が実績値より早ければ、積算雨量は上限側の予測値(図-2 参照)となり、遅れば下限側の予測値(図-2 参照)をとる。また、降雨規模が大きければ上限予測値をとり、小さければ下限予測値をとる。

本検討では、下図に示す誤差の上限値、下限値は「予測時間毎に一意に決定するもの」と仮定し、予測時間毎の積算雨量予測誤差の特性を整理した。

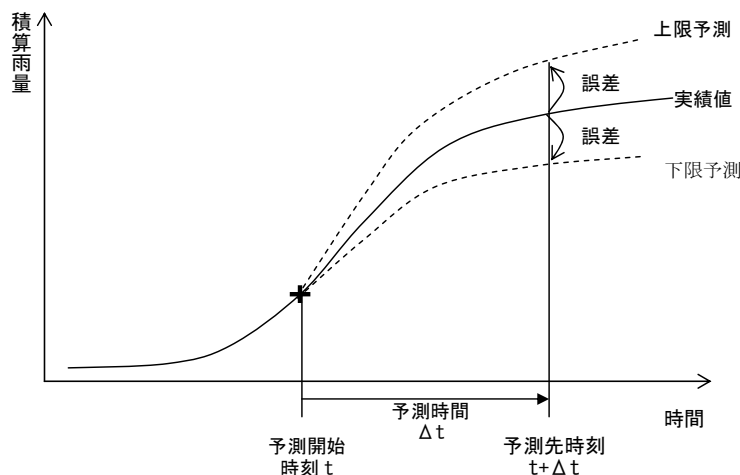


図-2 降雨予測誤差の表現方法(イメージ)

(3) 予測誤差率の算定

予測誤差率は、予測時点から今後 2 日先までの積算雨量を分母、予測時間 Δt 後の誤差を分子として、予測時点から 2 日先までの降雨規模に対する誤差の割合として設定する。

$$\text{予測誤差率} = \frac{\text{予測時点から予測時間 } \Delta t \text{ 後までの積算雨量誤差 (mm)}}{\text{予測時点から今後 2 日先までの積算雨量 (mm)}}$$

ここで、予測誤差率の分母は、今後一連の降雨現象が完結するまでに降る総雨量に対する誤差の大きさを表現することを目的としている。

また、2 日先までの積算雨量を用いた理由として、現行予測(RSM)モデルの予測対象時間スケールであることと、気圧変化の時間スケールが 2 日程度のスケールであり¹⁾、雨域の接近から通過までの一連の降雨現象が概ね完結する時間スケールに相当すると意図したものである。

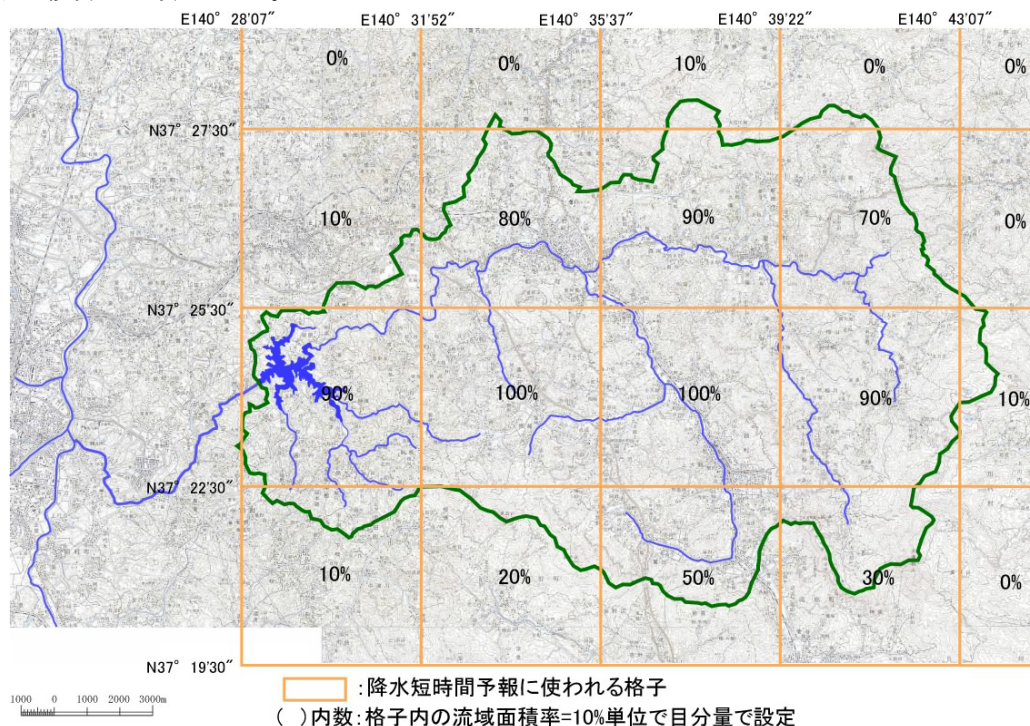
(参考文献)

- 1) 沖大幹：水文・水資源のための気象予測概論、気象予測とその水文・水資源への応用、水文・水資源学会企画・事業委員会、p6、1992

2) 降水短時間予報

a. 流域平均雨量の算定

流域平均雨量の算定は、降水短時間予報に使われた約 5km 間隔の格子(図 4-2-12 参照)内に占める流域面積率で按分して算定した。



(備考) 格子は世界測地系に対応したもの。

図 4-2-12 降水短時間予報に使われる格子と三春ダム流域の位置関係

b. 予測結果

平成 14 年 7 月、16 年 7 月の検討対象出水について、RSM による予測データを元に、三春ダムの流域平均雨量を算定した現時刻から 2 日先までの予測結果を図 4-2-13 に示す。

(備考) 短時間降雨予測は、3 時間毎に予測時点から 6 時間先までの予測結果を、予測時点毎に色分けして示した (矢印の幅が 6 時間)。

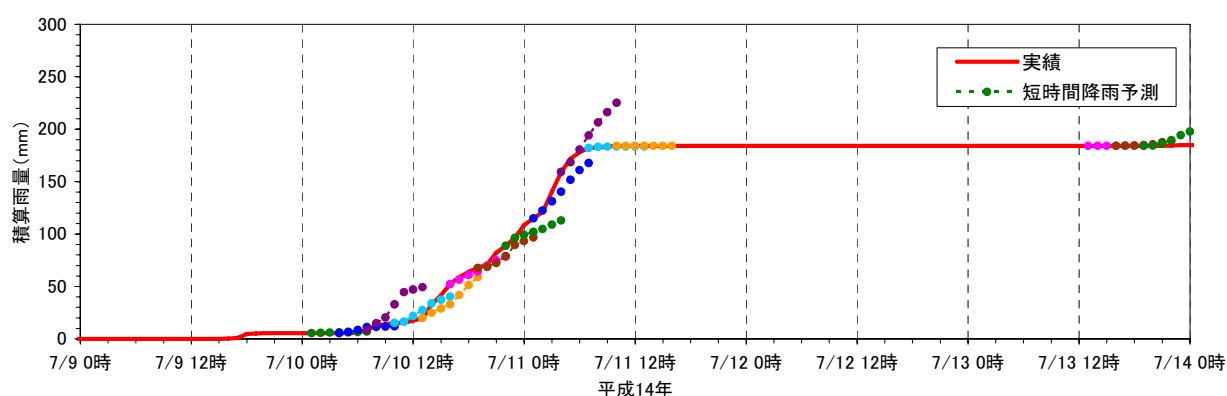
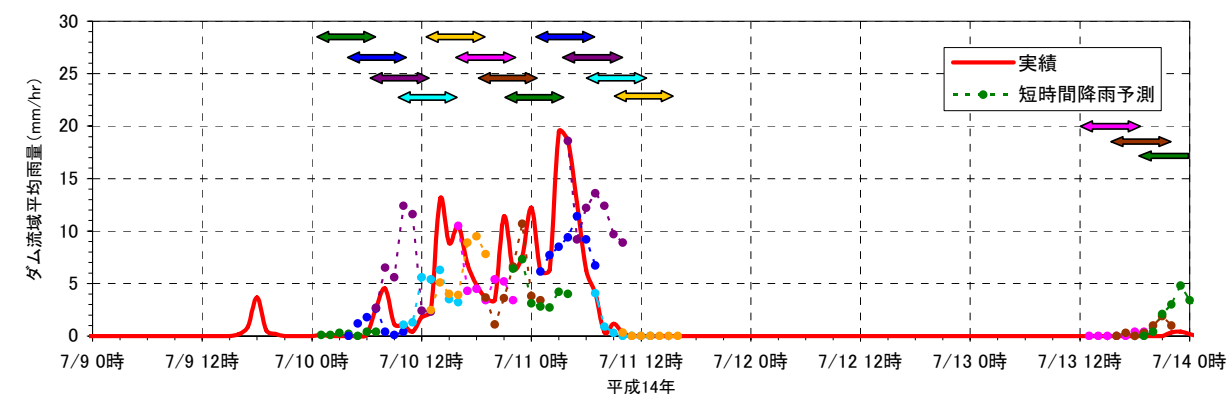


図 4.1.13(1) 降水短時間予報による 6 時間先までの降雨予測結果(平成 14 年 7 月、出水 1)

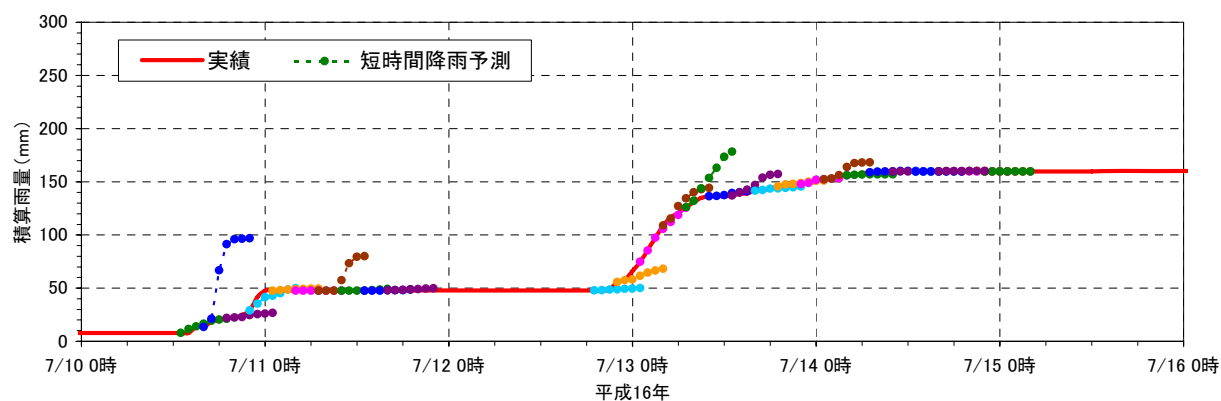
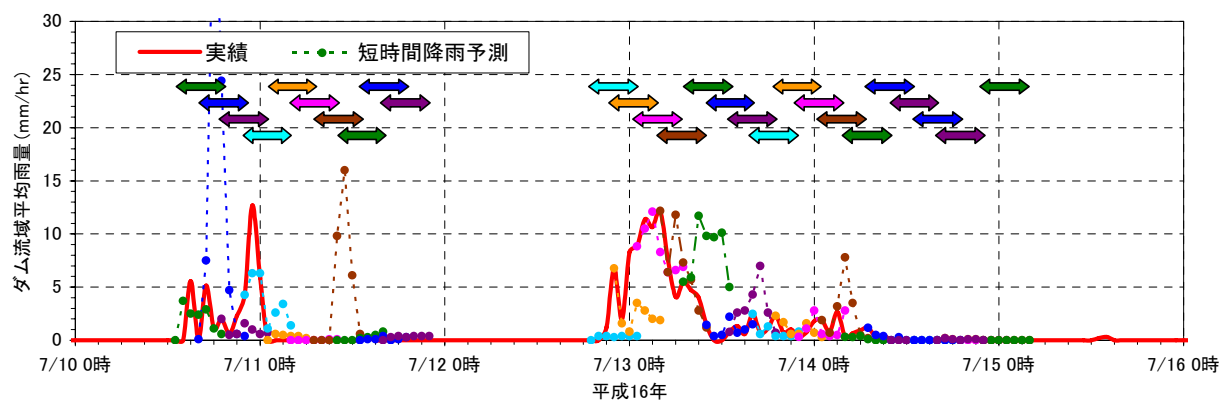


図 4.1.13(2) 降水短時間予報による 6 時間先までの降雨予測結果(平成 16 年 7 月、出水 4)

c. 予測誤差

5 出水を対象に予測誤差として、「(備考)本検討における予測誤差の考え方について」で示した手法により算定した予測誤差率を 0～6 時間先までとりまとめた。図 4-2-14 に平成 14 年 7 月、16 年 7 月の 2 出水の積算雨量の予測誤差率を示す。また、全 5 出水の積算雨量の予測誤差率の上限と下限及びその平均を図 4-2-15 に整理した。各出水の予測誤差率の上限・下限の平均値では、以下の傾向が見られた。

- 上限は、6 時間先まで誤差率が 20%程度まで徐々に増加する。
- 下限は、6 時間先まで誤差率が-40%程度まで徐々に低下する。

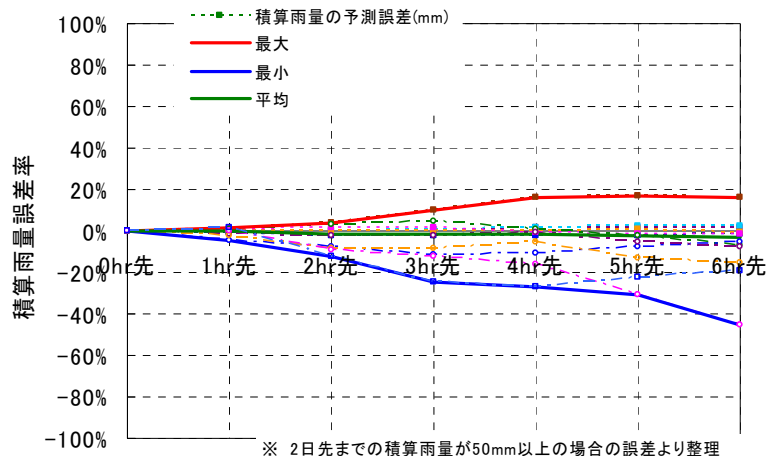


図 4-2-14(1) 積算雨量予測誤差(平成 14 年 7 月、出水 1)

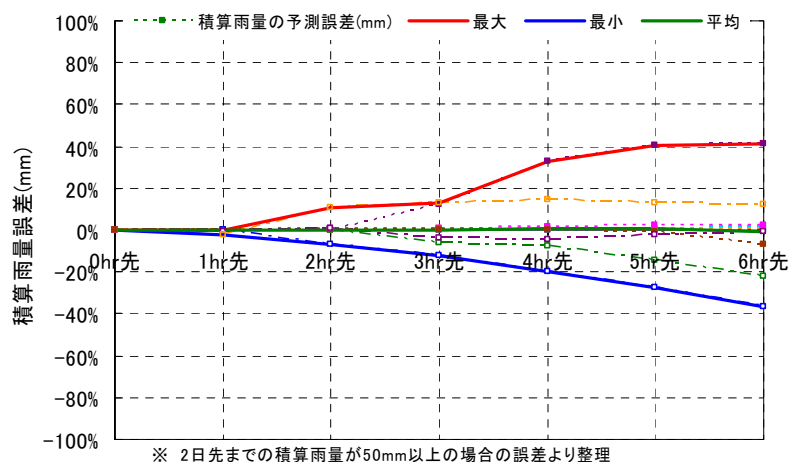


図 4-2-14(2) 積算雨量予測誤差(平成 16 年 7 月、出水 4)

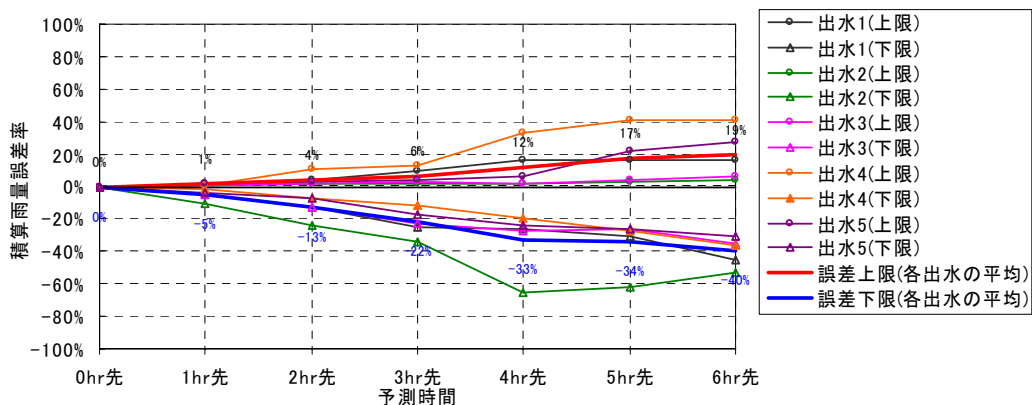


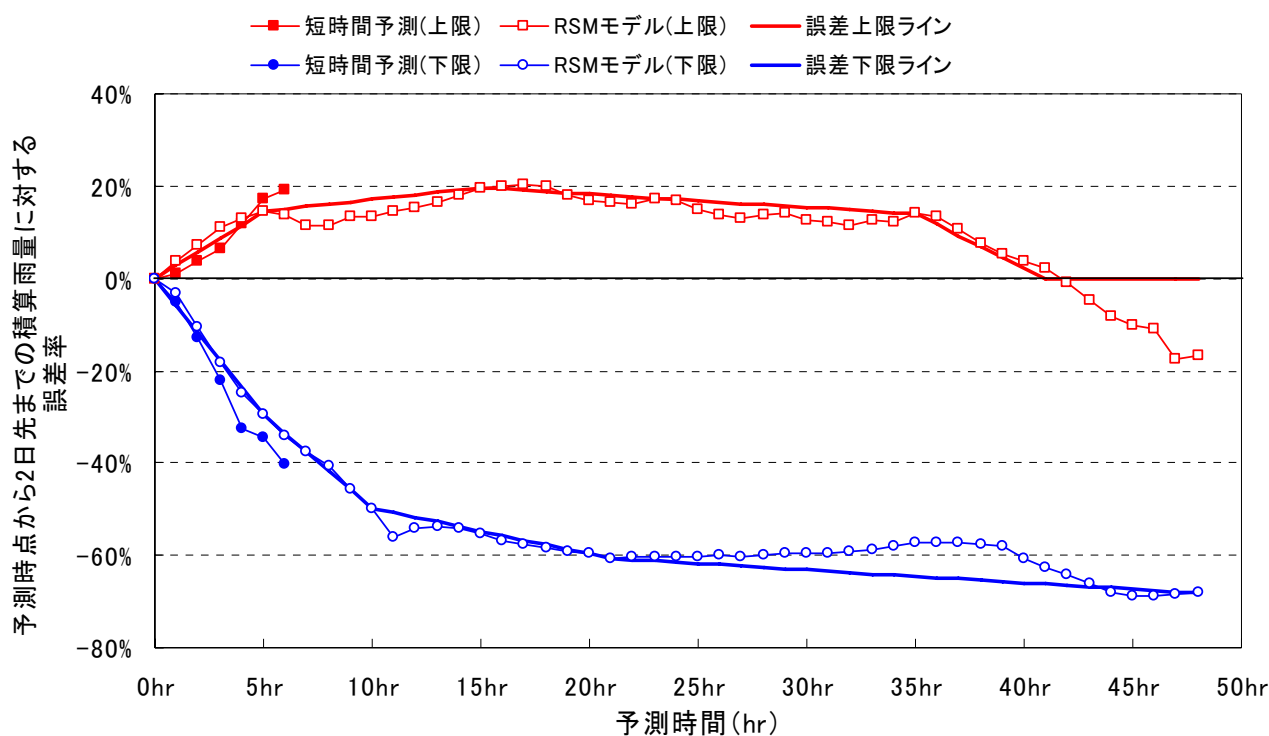
図 4-2-15 降水短時間予報による実績積算雨量に対する予測誤差

3) 降雨予測誤差を考慮した降雨予測資料の作成

1)、2)において整理した気象庁所有の各予測モデル(RSMモデル、降水短時間予報)による積算雨量の予測値の予測誤差を考慮した降雨予測資料を作成する。ここで、出水毎に生じる予測誤差の幅を評価するため、現行の降雨予測モデルによる予測値の上限値と下限値を以下の手法により推定する。

- 手順 1) 図 4-2-16 の誤差率推定ラインより得られる予測時間の誤差率を、予測時点から 2 日先までの積算雨量に乗じた結果を、当該予測時刻から予測時間後までの実績積算雨量に対する誤差とする。
- 手順 2) 実績積算雨量に予測誤差を足しあわせて、誤差(上・下限)を含んだ積算雨量を作成する。
- 手順 3) 誤差を含んだ積算雨量より、各予測時刻の実績雨量を逆算する。

次ページ以降の降雨予測情報を用いた検討では、誤差率が 0 の場合（以下、「完全降雨予測」と表記）と、誤差の上限予測の場合、誤差の下限予測の場合の 3 つのケースについて行う。このような検討を行うのは、現行予測が常に上限と下限の予測の誤差を含んでいる可能性があることから、その予測誤差を考慮して運用すればどのような結果になるか把握する必要があると考えたためである。



(備考) 誤差の上限と下限ラインは、誤差推定対象の各洪水について RSM モデルの誤差の上限、下限を推定し、さらにその上下限を平均した誤差を、モデルが持つ誤差の上下限とした。なお、上限が実績値に対して低くなる場合は、実績値より低くならないことを条件として誤差は 0 とした。

図 4-2-16 積算雨量の予測誤差上・下限値の設定

4-3 降水量予測情報を用いたダム水質管理の検討

4-3-1 降雨予測情報を用いた水質予測

(1) 検討ケースの設定

本検討では、まず図 4-2-1 で示した水質改善ルールにおいて、4-2-1(4)で示した降雨予測情報がないことを前提とする運用（以降、「**降雨予測を用いない運用**」と呼ぶ）を行った場合の効果を把握する。これは現行と異なる運用を行った場合、コンジット放流の開始を遅らせてサーチャージ水位を超過するリスクと、コンジット放流の停止を遅らせることによる制限水位を長期間下回るリスクを把握するために行うものである。次に、4-2-1(5)に示したルールに従い、降雨予測情報を利用しながら、治水、利水への影響にも配慮した運用（以降、「**降雨予測情報を用いた運用**」と呼ぶ）を行うことによる効果と治水、利水のリスクを回避する可能性を把握する。

表 4-3-1 降雨予測情報を用いたダム水質管理の検討の目的

目的	内容
「降雨予測を用いない運用」による水質改善効果等を把握する。	現行運用に対して、どの程度の水質改善効果が得られ、治水・利水への影響を及ぼすか把握する。
「降雨予測情報を用いた運用」により水質・治水・利水へのそれぞれの影響を把握する。	降雨予測情報を用いた運用にあたり以下の点を把握する。 ▶ 降雨予測情報を利用した運用によって、現状より水質改善に資する運用となりうるか。 ▶ 治水面・利水面に対して影響を与えないためには、降雨予測精度がどの程度であればよいか。

上記の目的に基づいて検討を行うために、以下のように検討ケースを設定する。なお、放流量の設定は毎時正時に行うこととする。

表 4-3-2 検討の目的と対応する条件設定

検討目的	比較ケース	検討条件	Case
「降雨予測を用いない運用」による水質改善効果等の把握	現行ルール	図 4-2-1 の現行ルールに基づき運用。	c001
	水質改善ルール（降雨予測なし）	- 図 4-2-1 の水質改善ルールに基づき運用。 - 降雨予測情報は与えず、基準地点（春田大橋：三春ダム貯水池中心部）の SS 濃度により、放流判断を行う。	c002
「降雨予測情報を用いた運用」により水質・治水・利水へのそれぞれの影響を把握	完全降雨予測（パーフェクト降雨予測）情報に基づく流出解析結果を用いた運用ケース	- 図 4-2-1 の水質改善ルールに基づき運用。 - 降雨予測情報として 51 時間先まで誤差が無く完全に予測されたと想定した情報を用い、51 時間先までの水位を推定し、放流判断を行う。	c003
	現行予測誤差の上限予測をした結果に基づく流出解析結果を用いた運用ケース	- 図 4-2-1 の水質改善ルールに基づき運用。 51 時間先までの現行の降雨予測精度において、積算雨量の誤差率が上限となる降雨予測値を用い、51 時間先までの水位を推定し、放流判断を行う。	c005
	現行予測誤差の下限予測をした結果に基づく流出解析結果を用いた運用ケース	- 図 4-2-1 の水質改善ルールに基づき運用。 51 時間先までの現行の降雨予測精度において、積算雨量の誤差率が下限となる降雨予測値を用い、51 時間先までの水位を推定し、放流判断を行う。	c006

(備考) 降雨予測情報は、6 時間先までは降水短時間予報の予測結果。7～51 時間先までは RSM モデルに基づく予測結果より、三春ダム流域平均雨量を算定し用いた。

(上記以外の条件)・曝気施設は、出水開始時点で停止とした。

(2) 降雨予測情報の活用の可能性評価

4-2-1 で示した降雨予測情報の活用方法に従い、数時間先までの降雨予測情報を用いて流入量を推定しながら、コンジット放流操作の判断を行うことで、「水質の改善」・「利水への影響の回避」・「治水への影響の回避」の観点から効果が得られるかどうか検討した。

各洪水において、51 時間先までの降雨予測情報を活用して運用操作を行った場合の放流操作結果で評価する。なお、操作結果の評価は、「治水」「利水」に対して影響を与えないように水質改善することを目的として以下の定義に従い、リスク評価を行った。対象出水は 4-2-2(1) で選定した平成 14 年 7 月、16 年 7 月の 2 出水である。

【リスクの定義】

各リスクは、以下のように定義した。

治水リスク：運用ルールに基づいてダム操作した結果、サーチャージ水位を上回る場合は治水リスクがあると評価する。

利水リスク：過放流により制限水位を下回る場合は、制限水位に回復する時間と降雨予測情報の予測期間（51 時間）との差により評価することとし、制限水位に回復する時間遅れが 1 日以上の場合に利水リスクがあると評価する。（表 4-2-2 参考）

①. 出水 1：（平成 14 年 7 月出水）

a. 「降雨予測を用いない運用」による水質改善効果、治水・利水への影響の把握

- 表 4-3-3 より「現行運用 c001」に対して「降雨予測を用いない運用 c002b」では、D-TP で 10%改善する。
- 図 4-3-1(3)より湖内平均水質で見ると、D-TP 濃度では、「現行運用 c001」に対して、「降雨予測を用いない運用 c002b」は出水後全体的に 0.01mg/L 程度まで改善する傾向が見られた。
- 図 4-3-1(1)より治水リスクでは、「現行運用 c001」に対して、貯水位は上昇しているが常時満水位にも到達していない。
- 表 4-3-3、図 4-3-1(1)より利水リスクでは、「現行運用 c001」に対して、「降雨予測を用いない運用 c002b」では水質改善効果を得ようとして濃い濁水塊が通過し切るまで放流した場合、制限水位に回復するまでに 10 日以上にわたる期間が要するために、本運用ルールでは利水リスクがあると言える。

b. 「降雨予測情報を用いた運用」による水質改善効果、治水・利水への影響の把握

（水質改善効果）

- 「降雨予測情報を用いた運用」では、利水リスクを考慮してコンジット放流の停止を早めた（水質から見ると早すぎた）ため、「完全降雨予測情報を用いた運用 c003」でも水質改善にはつながらなかった。図 4-3-1(2)から、何れのケースについても、積算放流負荷量が「現行運用 c001」を上回るのは 7 月 16 日 0 時前後以降であり、貯水位が制限水位+1m 程度まで低下した段階まで時間を要していることから、4-2-1(2)で立てた仮定（高濁度水塊の貯留の有効性）が成立していない可能性がある。
- 図 4-3-1(3)より湖内平均水質で見ると、SS では「完全降雨予測情報を用いた運用 c003」では、利水リスクを考慮してコンジット放流の停止を早めたが、「降雨予測を用いない運用 c002b」と同様の結果となった。一方、D-TP 濃度では「完全降雨予測情報を用いた運用 c003」では、

コンジット放流停止後の水質改善がなく、「現行運用 c001」と同じ水質レベルになった。また、

- 図 4-3-1(3)より降雨予測誤差による湖内平均水質の違いは見られなかった。

(治水リスク)

- 図 4-3-1(1)より「現行運用 c001」に対して、貯水位は上昇しているが常時満水位にも到達していない。
- 図 4-3-1(1)よりいずれのケースも濁水到達後コンジット放流開始しており、予測誤差による運用の違いは見られなかった。

(利水リスク)

- 表 4-3-3、図 4-3-1(1)より利水リスクでは、降雨予測情報を用いることでいずれのケースも降雨予測期間内に制限水位を回復している。これは図 4-2-16 にて表れているように降雨予測の後半では積算雨量が実績より少なめに評価されていることに起因すると考えられる。
- 図 4-3-1(3)より予測誤差による運用の違いは殆ど見られなかった。

表 4-3-3 各ケースの運用結果(出水 1)

運用方法		現行運用	水質改善ルール				備考1	
使用降雨		—	降雨予測は 用いない	実績降雨 (パーフェクト予測)	現行予測 誤差上限	現行予測 誤差下限		
ケース番号		c001	c002-b	c003	c005	c006		
コンジット	a 放流開始時刻	7/10 16時	7/11 3時	7/11 3時	7/11 3時	7/11 3時	コンジットの数値が0より大きくなった時刻。	
	放流開始理由	流入量増加	濁水塊到達	濁水塊到達	濁水塊到達	濁水塊到達		
	b 放流停止時刻	7/12 12時	7/20 5時	7/17 13時	7/17 13時	7/17 12時	コンジットの数値が0に戻った時刻	
	放流停止理由	制限水位まで低下	濁水塊通過後	水位回復	水位回復	水位回復		
最大水位時	c b-a		44hr	218hr	154hr	154hr	153hr	
	d 水位	EL.m	320.5	323.5	323.5	323.5	323.5	コンジット放流期間中の最大水位
	e 洪水貯水量	万m ³	305	717	717	717	717	制限水位以上の貯水量
	f 発生時刻		7/11 10時	7/11 11時	7/11 11時	7/11 11時	7/11 11時	
制限水位時	g f-a		18hr	8hr	8hr	8hr	8hr	
	h 発生時刻		7/13 23時	7/17 0時	7/17 0時	7/17 0時	7/17 0時	水位増加後制限水位まで低下した時刻
最低水位時	i 水位	EL.m	318.0	314.8	317.4	317.4	317.5	
	j 発生時刻		7/13 23時	7/20 5時	7/17 13時	7/17 13時	7/17 12時	
	k j-h		0hr	77hr	13hr	13hr	12hr	追加放流時間
	l 発生時刻		7/13 23時	回復に10日以上要す	7/18 10時	7/18 10時	7/18 7時	EL317.9mより高い水位に回復
水位回復時	m l-h		0hr	240hr	34hr	34hr	31hr	10日以上は10日とする
	n 流入負荷量	kg	43,533	43,533	43,533	43,533	43,533	7/10 15時～7/24 0時の間の貯水池流入負荷量
	o 放流負荷量	kg	33,508	38,028	33,634	33,634	33,612	7/10 15時～7/24 0時の間の下流放流負荷量
	p 下流放出率 (=o/n)		77.0%	87.4%	77.3%	77.3%	77.2%	
D-TP負荷量	q 残存率 (=1-p)		23%	13%	23%	23%	23%	
	r 流入負荷量	t	394,616	394,616	394,616	394,616	394,616	7/10 15時～7/24 0時の間の貯水池流入負荷量
	s 放流負荷量	t	145,007	151,752	146,117	146,117	145,990	7/10 15時～7/24 0時の間の下流放流負荷量
	t 下流放出率		36.7%	38.5%	37.0%	37.0%	37.0%	
SS負荷量	u 残存率		63%	62%	63%	63%	63%	

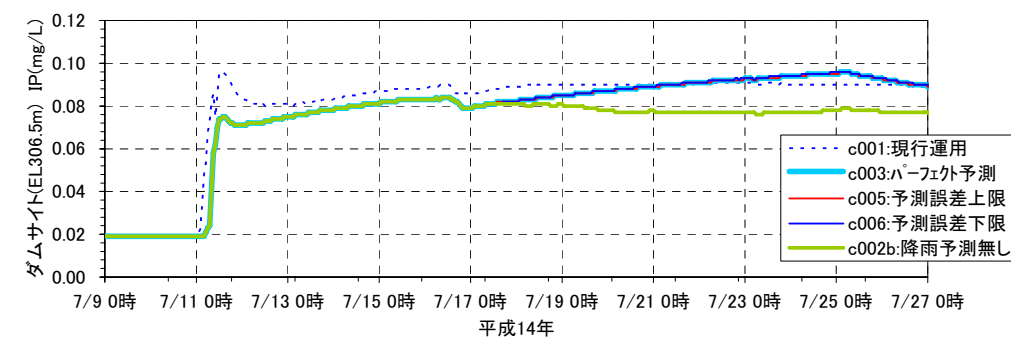
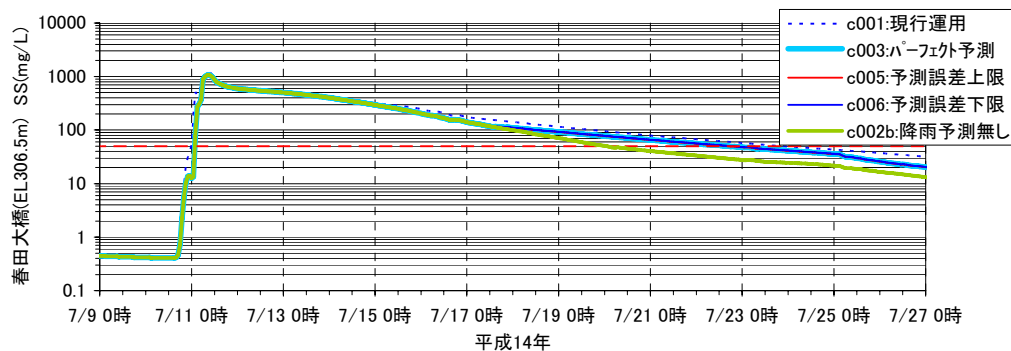
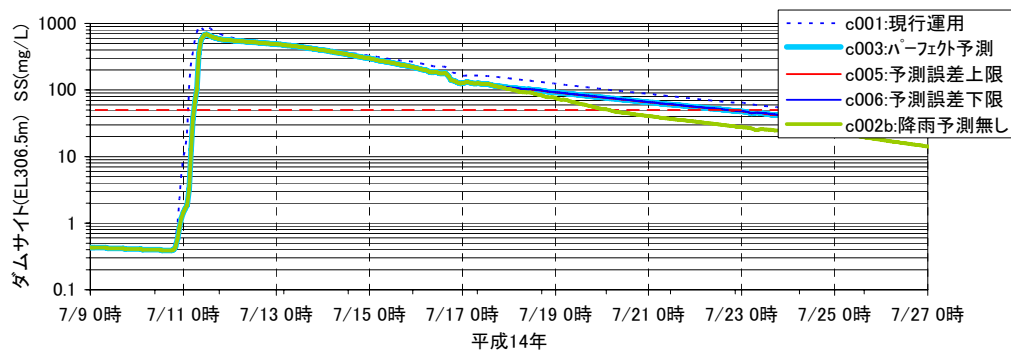
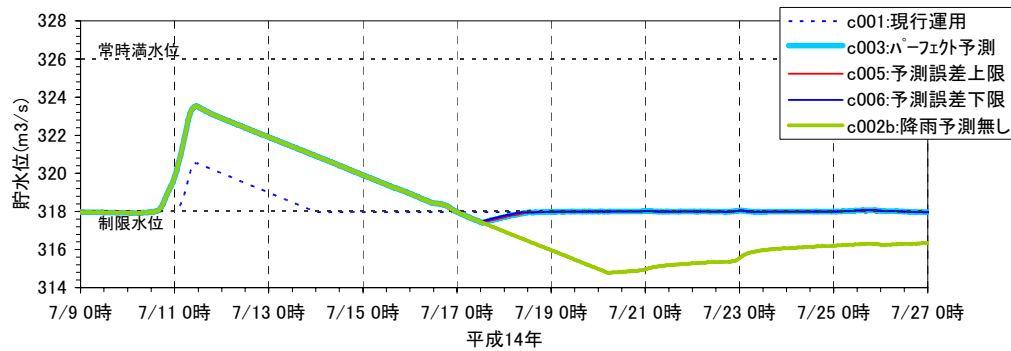
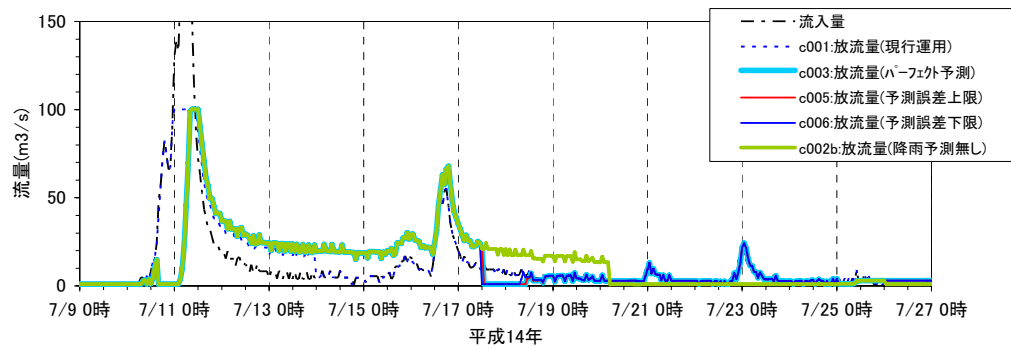


図 4-3-1(1) 各ケースの運用結果(出水 1)

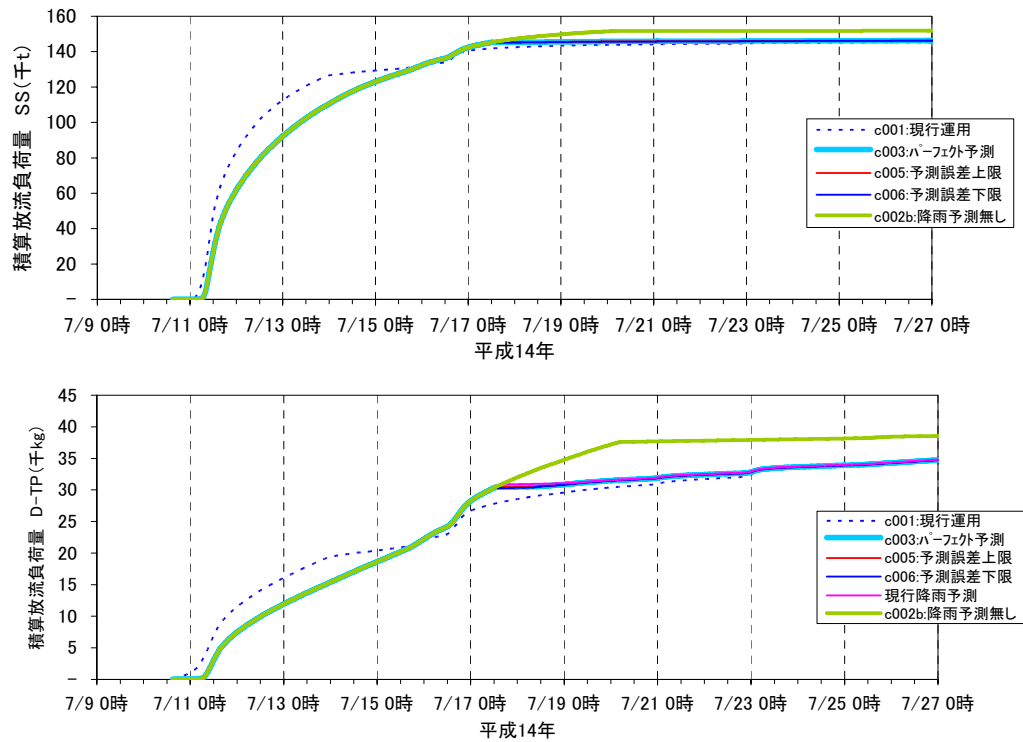


図 4-3-1 (2) 各ケースの運用結果(出水 1)

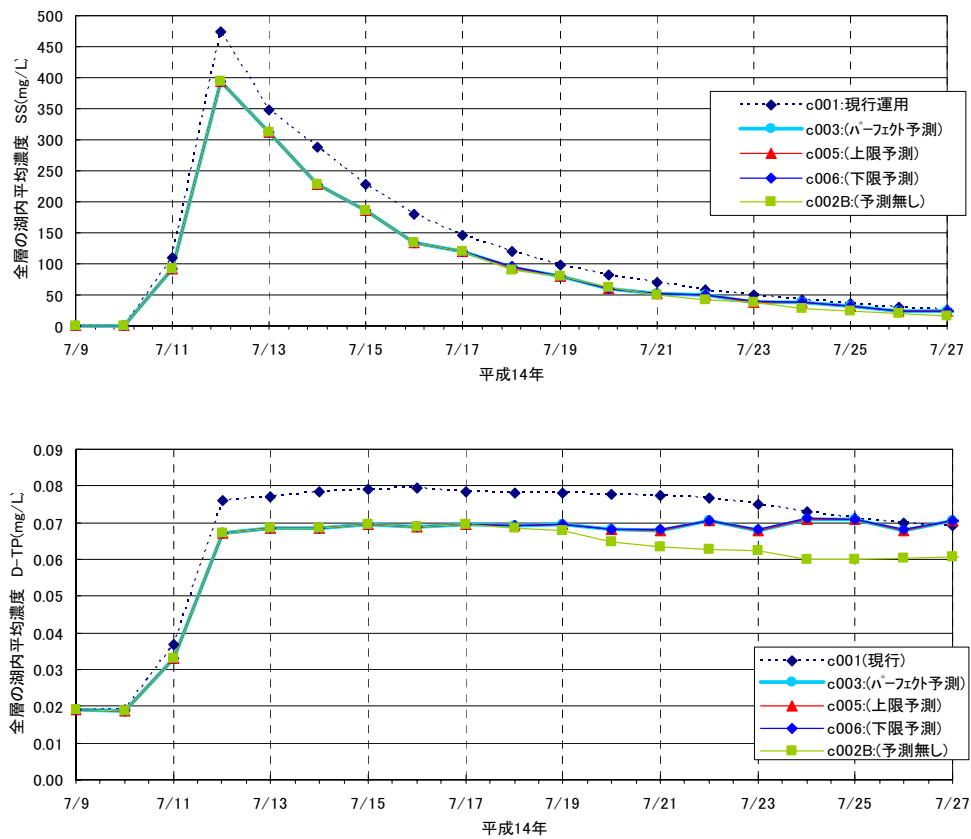


図 4-3-1 (3) 各ケースの湖内全層平均水質(出水 1)

②. 出水 4 : (平成 16 年 7 月出水)

a. 「降雨予測を用いない運用」による水質改善効果、治水・利水への影響の把握

- 表 4-3-4 より「現行運用 c001」に対して「降雨予測を用いない運用 c002」では、殆ど水質は改善されない。
- 図 4-3-2(3)より湖内平均水質で見ると、SS、D-TP とともに「現行運用 c001」に対して、「降雨予測を用いない運用 c002b」は SS で 10mg/l 程度、D-TP で 0.01mg/l 未満の若干の改善が見られた。
- 図 4-3-2(1)より治水リスクでは、「現行運用 c001」に対して、「降雨予測を用いない運用 c002b」では貯水位は上昇しているが常時満水位にも到達していない。
- 表 4-3-4 より利水リスクでは、「現行運用 c001」に対して、「降雨予測を用いない運用 c002b」では水質改善効果を得ようとして濃い濁水塊が通過し切るまで放流した場合、制限水位に回復するまでに 83 時間かかるために、本運用ルールでは利水リスクがあると言える。

b. 「降雨予測情報を用いた運用」による水質改善効果、治水・利水への影響の把握

(水質改善効果)

- 表 4-3-4 より「現行運用 c001」に対して「降雨予測を用いた運用」では、殆ど水質は改善されない。
- 図 4-3-2(3)より湖内平均水質で見ると、SS、D-TP とともに「現行運用 c001」に対して、「降雨予測を用いた運用 c002b」は SS で 10mg/l 程度、D-TP で 0.01mg/l 未満の若干ながら、「降雨予測を用いた運用 c002b」と同程度の改善が見られた。

(治水リスク)

- 図 4-3-2(1)より治水リスクでは、「現行運用 c001」に対して、「降雨予測を用いた運用」では貯水位は上昇しているが常時満水位にも到達していない。
- 図 4-3-2(1)よりいずれのケースも濁水到達後コンジット放流開始しており、予測誤差による運用の違いは見られなかった。

(利水リスク)

- 表 4-3-4、図 4-3-2(1)より利水リスクでは、「現行運用 c001」に対して、降雨予測情報を用いることでいずれのケースも降雨予測期間内に制限水位を回復している。
- 表 4-3-4 より予測誤差による運用の違いでは、「現行降雨予測の予測誤差下限値を用いた運用 c006」では、利水上安全側となり、1 日で制限水位に回復している。

表 4-3-4 各ケースの運用結果(出水 4)

		評価期間: H16/7/11 0時 ~ H16/7/23 0時						
運用方法		現行運用	水質改善ルール					
使用降雨		—	降雨予測は 用いない	実績降雨 (パーフェクト予測)	現行予測 誤差上限	現行予測 誤差下限	備考2	
ケース番号		c001	c002-b	c003	c005	c006		
コンジット	a 放流開始時刻	7/11 0時	7/13 10時	7/13 10時	7/13 10時	7/13 10時	コンジットの数値が0より大きくなった時刻。	
	放流開始理由	流入量増加	濁水塊到達	濁水塊到達	濁水塊到達	濁水塊到達		
	b 放流停止時刻	7/13 17時	7/18 14時	7/18 10時	7/18 6時	7/17 14時	コンジットの数値が0に戻った時刻	
	放流停止理由	制限水位まで低下	濁水塊通過後	水位回復	水位回復	水位回復		
	c b-a	65hr	124hr	120hr	116hr	100hr		
最大水位時	d 水位	EL.m	318.3	321.7	321.7	321.7	321.7	コンジット放流期間中の最大水位
	e 洪水貯水量	万m ³	29	455	455	455	455	制限水位以上の貯水量
	f 発生時刻		7/13 10時	7/13 14時	7/13 14時	7/13 14時	7/13 14時	
	g f-a		58hr	4hr	4hr	4hr	4hr	
	h 発生時刻		7/13 17時	7/17 5時	7/17 5時	7/17 5時	7/17 5時	水位増加後制限水位まで低下した時刻
制限水位時	i 水位	EL.m	318.0	316.6	316.8	317.0	317.6	
	j 発生時刻		7/13 17時	7/18 14時	7/18 10時	7/18 6時	7/17 14時	
	k j-h		0hr	33hr	29hr	25hr	9hr	追加放流時間
水位回復時	l 発生時刻		7/13 17時	7/20 16時	7/20 3時	7/19 21時	7/18 5時	EL317.9mより高い水位に回復
	m l-j		0hr	83hr	70hr	64hr	24hr	10日以上は10日とする
D-TP負荷量	n 流入負荷量	kg	22,395	22,395	22,395	22,395	22,395	7/11 0時～7/23 0時の間の貯水池流入負荷量
	o 放流負荷量	kg	16,328	16,294	16,369	16,328	16,067	7/11 0時～7/23 0時の間の下流放流負荷量
	p 下流放出率 (=o/n)		72.9%	72.8%	73.1%	72.9%	71.7%	
	q 残存率 (=1-p)		27%	27%	27%	27%	28%	
SS負荷量	r 流入負荷量	t	86,940	86,940	86,940	86,940	86,940	7/11 0時～7/23 0時の間の貯水池流入負荷量
	s 放流負荷量	t	27,569	28,163	28,348	28,135	27,292	7/11 0時～7/23 0時の間の下流放流負荷量
	t 下流放出率		31.7%	32.4%	32.6%	32.4%	31.4%	
	u 残存率		68%	68%	67%	68%	69%	

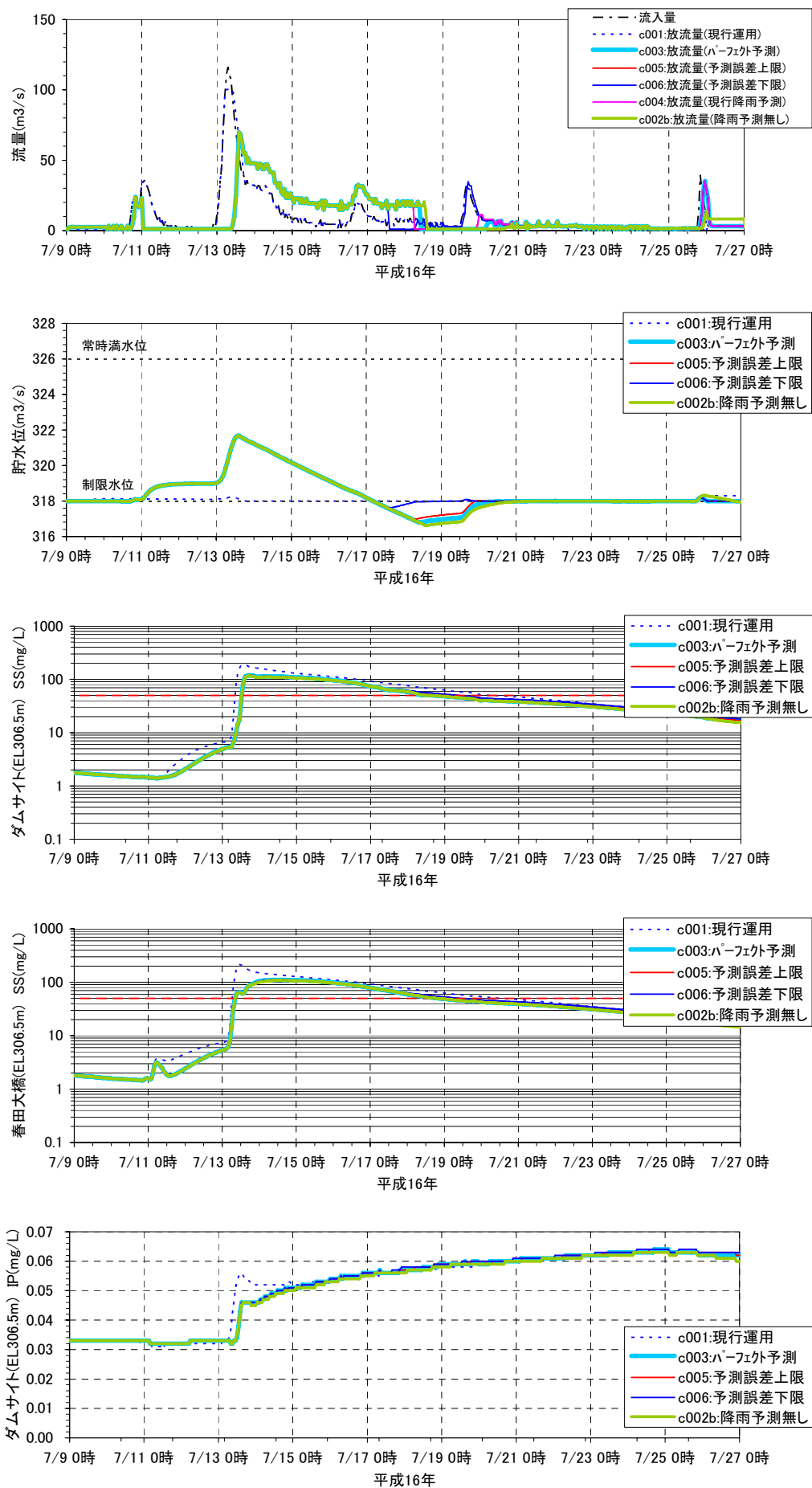


図 4-3-2(1) 各ケースの運用結果(出水 4)

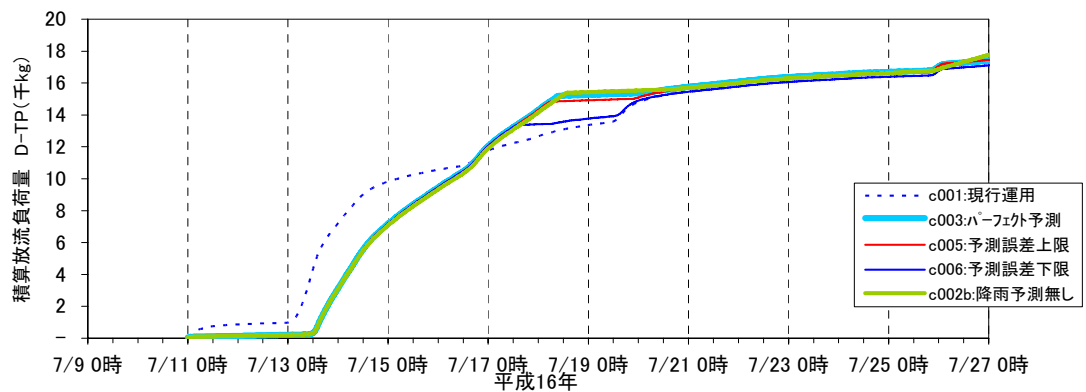
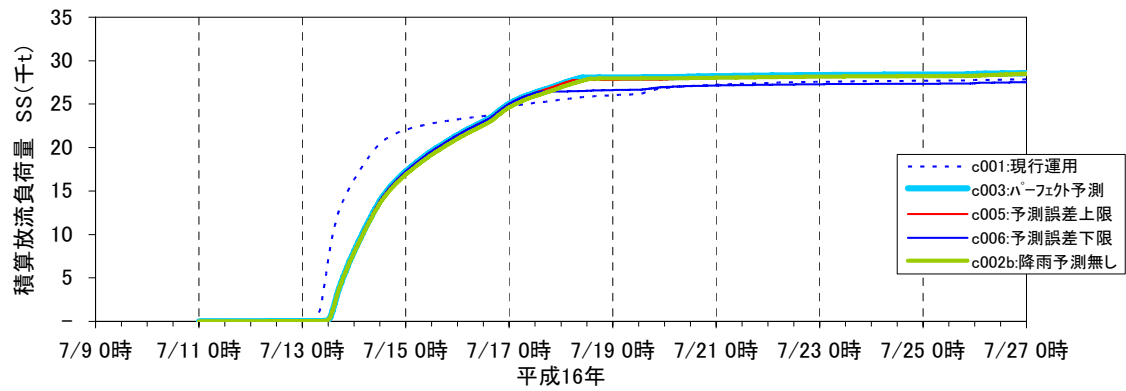


図 4-3-2 (2) 各ケースの運用結果(出水 4)

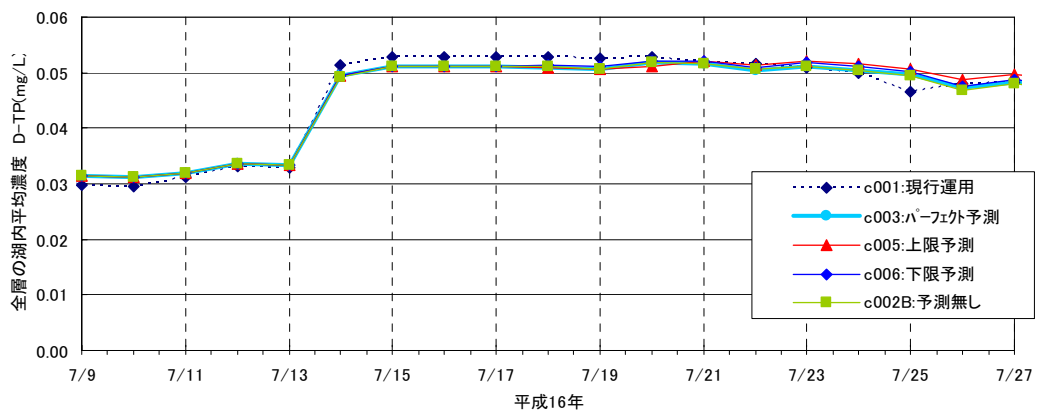
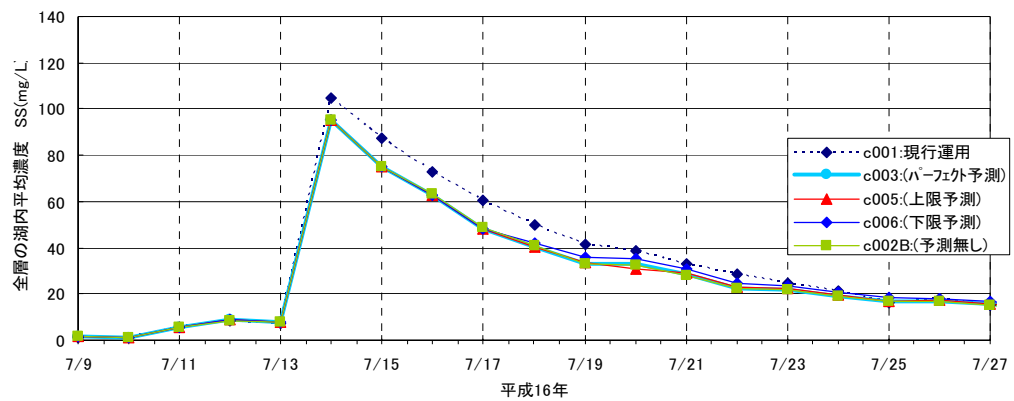


図 4-3-2 (3) 各ケースの湖内全層平均水質(出水 4)

4-3-2 降雨予測誤差に伴うダム水質管理のリスクに係わる検討

(1) 予測誤差に伴う運用管理上のリスク整理

1) 降雨予測資料を用いたシミュレーションによるリスクの概要

4-3-1 において検討した、降雨予測情報を用いた運用におけるリスク及び降雨予測資料の予測誤差に伴うリスクについて整理した。

表 4-3-5 降雨予測資料を用いたシミュレーションに基づくダム操作におけるリスク及び効果

リスク及び効果	リスク及び効果の特徴
治水リスク	• 検討対象出水がいずれも中規模であるため、降雨予測と実測との差異を吸収する十分な余裕がダムの貯留容量にあり、実測降雨によりサーチャージ水位を上回る状況にはならなかった。
利水リスク	• 降雨予測情報を用いた場合、降雨予測期間から1日以内に制限水位を回復している。ただし、降雨予測情報を用いない場合、平成14年7月出水では、出水後の流入量の減少が早く、コンジット追加放流の停止後に制限水位まで戻すのに10日以上要しており、降雨予測情報を用いた場合のリスク評価期間（降雨予測期間（51時間）から1日以内）を比較して極めて大きい。
水質改善効果	• 降雨予測情報を用いた運用を行うことにより、貯水池全層平均水質が若干改善する場合があることが示された。ただし、D-TP など、出水後による濃度上昇に対して改善量が大きいケースでも0.01mg/L程度と小さく、プランクトンを抑制する程のレベルではない。

(備考)制限水位と常時満水位の間の容量は1180万 m^3 である。

2) 降雨予測モデルの要件

降雨予測資料をダム操作に用いる場合に、利水のリスクを最小限に抑えながら、水質改善効果を最大限発揮するために、降雨予測モデルに求められる条件を以下に整理する。なお、治水リスクの考慮した降雨予測においては、大規模出水の事例をもとに検討を行う必要があるが、今回の検討対象洪水は確率年が5年程度の中規模の洪水しかデータが得られなかったため、十分な考察はできていない。ここでは、降雨予測情報を用いたダム操作において比較的效果が見られた平成14年出水程度の規模の出水を主に想定した検討を行う。

利水リスクとして、本検討では「制限水位を下回る追加放流は、降雨予測期間の終了から1日以内に制限水位を回復できる見込みがある場合に行う」ことを条件として検討を行った結果、次の点でリスクが生じることが示された。

- 比較的效果が見られた平成14年規模の出水は、出水後の流入量が少ないため、コンジット停止後から制限水位を回復まで長期を要する。

- 図4-3-3のように、比較的效果が見られた平成14年規模の出水では、「降雨予測を用いない運用c002b」では、追加放流によりEL315m程度まで低下後にコンジット放流を停止し、貯留を開始している。この場合、制限水位まで回復するまでに300万 m^3 を貯留しなければならない。
- 表4-3-6の三春ダムの流入量より、低水流量時（流入量平均値2.5 m^3/s ）には、最低放流量0.824 m^3/s とダム直接取水量0.493 m^3/s を考慮すると、貯留日数は30日（約1ヶ月）程度を要し、さらに渇水流量時（流入量平均値1.2 m^3/s ）では貯留できない計算となる。

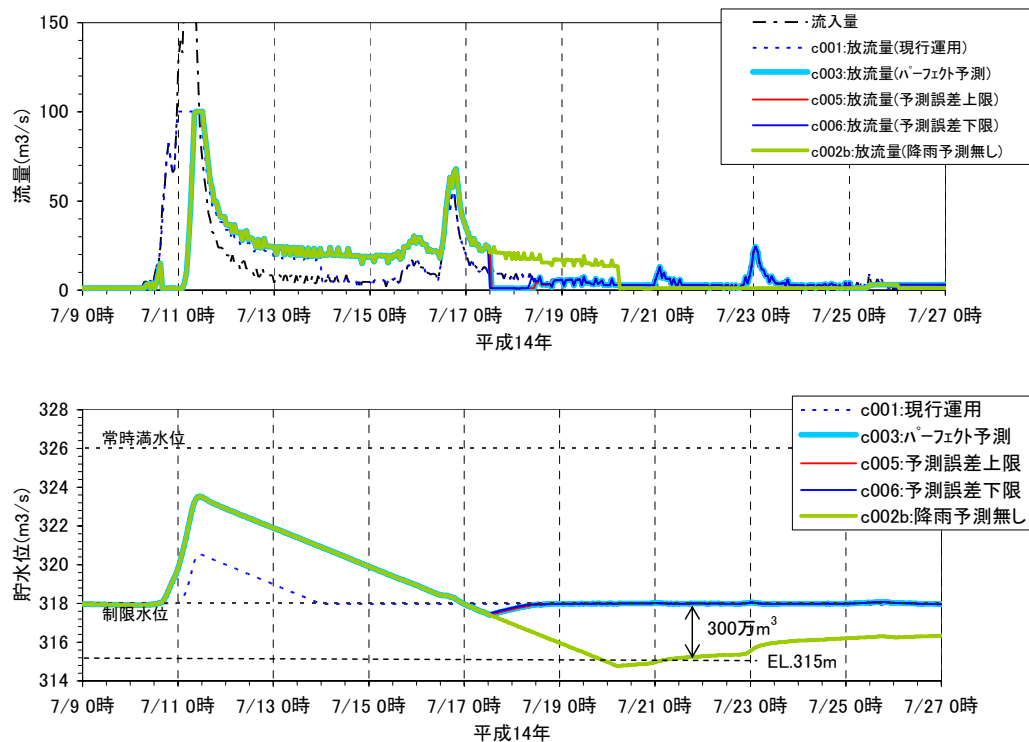


図 4-3-3 降雨予測情報を用いたダム操作による水位変化

表 4-3-6 三春ダムの流入流況

	豊水量 m^3/s	平水量 m^3/s	低水量 m^3/s	渇水量 m^3/s
平成 9 年	2.9	1.9	1.6	0.6
平成 10 年	5.8	3.6	2.5	1.3
平成 11 年	4.3	3.2	2.7	1.8
平成 12 年	4.6	3.3	2.7	2.1
平成 13 年	3.7	2.9	2.2	0.7
平成 14 年	4.0	3.0	2.2	0.5
平成 15 年	4.9	3.6	2.7	1.1
平成 16 年	5.5	3.5	3.0	1.8
最大	5.8	3.6	3.0	2.1
平均	4.5	3.1	2.5	1.2
最小	2.9	1.9	1.6	0.5

次に、貯留期間中の降雨を考慮した場合以下のようなになる。

- 図 4-3-4 によれば無降雨期間は長くとも 15 日程度で、図 4-3-5 のように、過去 8 カ年の実績から 1 日あたり 20 万 m^3 程度の流入量が得られる可能性がある。ただし、12 日以上は無降雨期間のケースで日流入量が 20 万 m^3 以下となる可能性が 40% (5 回のうち 2 回) ある (図 4-3-5 において丸で示した 5 ケースで評価した場合)。
- 利水量について 1 日あたり 11.4 万 m^3 (最低放流量 0.824 m^3/s 、ダム直接取水量 0.493 m^3/s) を考慮すると、35 日程度(約 1 ヶ月)で回復することができる。

以上から利水リスクを踏まえて判断すると、

- 効果が得やすい EL315m までの追加放流を許した場合、約 1 ヶ月程度で制限水位を回復することができる可能性があると考えられる。しかしながら、既存の統計情報では期待される日流入量が得られないリスクが存在するため、1 ヶ月程度は制限水位の回復まで

の貯留期間として許容する場合は、無降雨期間の流入量の不確実性を考慮に入れた検討が必要となる。

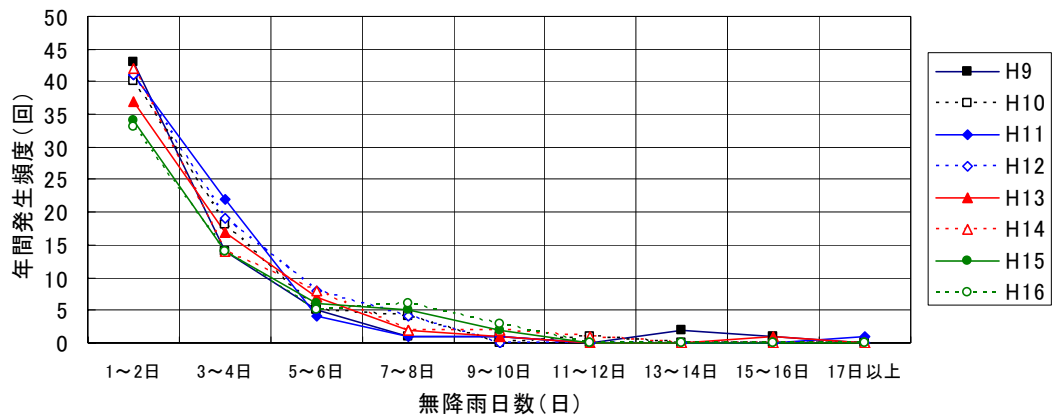


図 4-3-4 無降雨日数の年間発生頻度

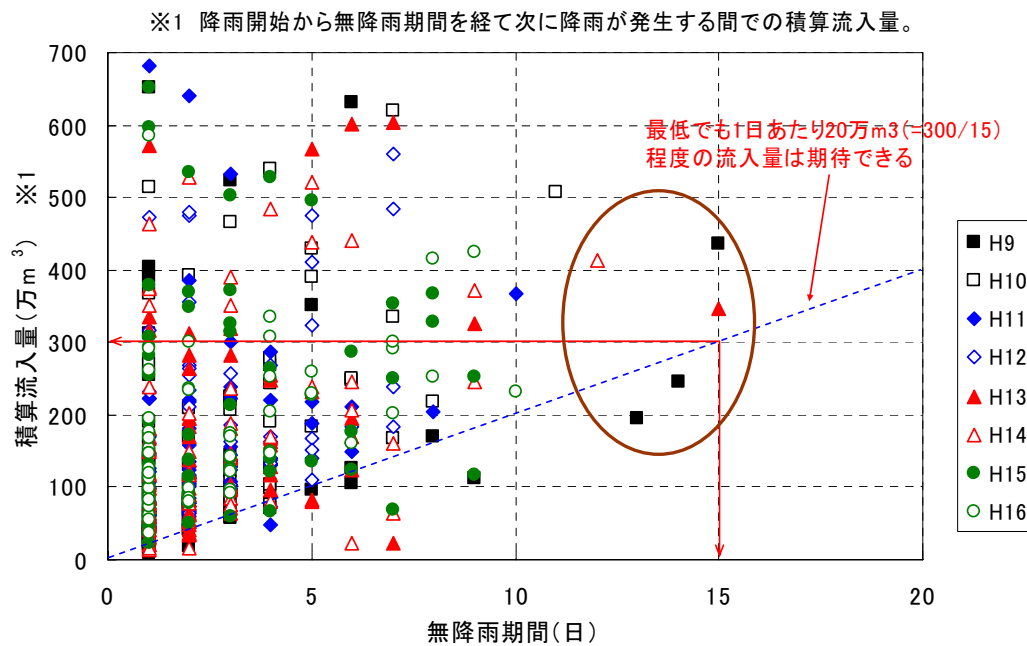
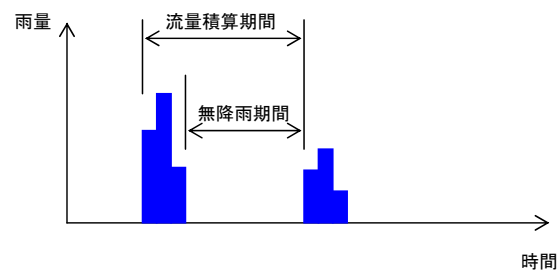


図 4-3-5 無降雨日数と積算流入量の関係



(備考) 無降雨期間と流量積算期間の考え方

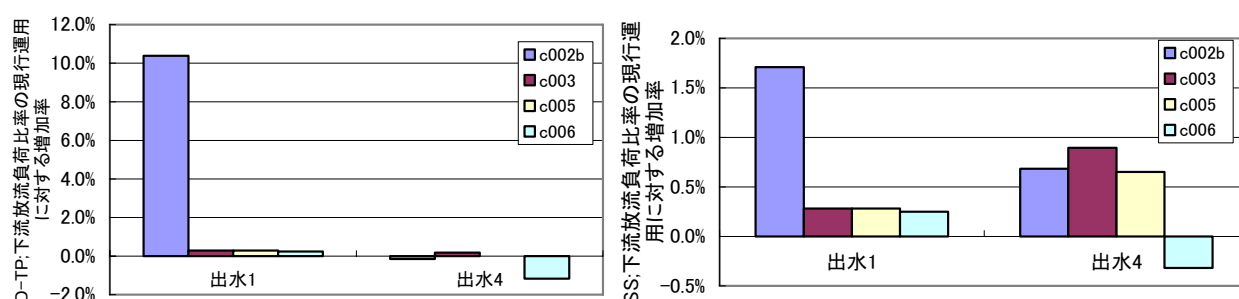
(2) 実効性と適用上の課題点の整理

出水時に流入した負荷を早期に下流放流することを念頭においた降雨予測情報を用いたダム操作として、「高濁度水塊到達後放流」と「追加放流」を採用した（4-2-1(2)参考）。以下に水質改善効果、治水リスク、利水リスクの3点から、降雨予測情報を用いた運用ルールの実効性と適用上の課題を示す。

①. 水質改善効果

(出水時の下流放流負荷量の比較)

- 図 4-3-6 より、流入負荷の下流放流負荷比率（下流放流負荷を流入負荷で除したもの）について「現行運用 c001」と「降雨予測資料を用いない運用 c002b」を比較すると、SS の増加率は小さく、大きくとも 2%程度である。一方、D-TP では、総流入量 500～1000 万 m³ 程度の中規模出水(出水1)では、10%程度増加した。ただし、評価対象期間の期末時の水位が各ケースにより異なることに留意する必要がある。
- その一方で、51 時間先までの降雨予測を用いた場合、制限水位からさらに追加放流する際に 51 時間先までに制限水位が回復できる範囲内で追加放流を停止するため、現行運用による下流放流負荷比率を比較すると D-TP、SS とともに最大でも 1%未満の増程度しか期待できない。
- また、出水4の「現行降雨予測の予測誤差下限値を用いた運用 c006」では D-TP、SS とともに「現行運用」よりも流入負荷の下流放流負荷比率が少なくなっているが、その理由として「現行降雨予測の予測誤差下限値を用いた運用 c006」では利水上安全側に働いて、「現行運用 c001」よりもダム貯水池内に負荷を貯留しているためと考えられる。



ケース:	c002b: 降雨予測は用いない	c005: 降雨予測誤差上限; 51時間先予測
	c003: パーフェクト降雨予測; 51時間先予測	c006: 降雨予測誤差下限; 51時間先予測
対象期間:	出水1: 平成14年7月10日～7月24日	出水4: 平成16年7月11日～7月23日

図 4-3-6 下流放流負荷比率の現行運用との比較

水質改善効果の実効性を総合的に判断すると、本検討の降雨予測を用いたダム操作では、利水リスクを考慮して高濁度水塊が通過し終わる前にコンジット放流を停止してしまうため、ダム下流に放流される総負荷量は現行ルールと比較してさほど減少せず、富栄養化を抑制するほどの改善効果が得られなかった。濁水塊を放流しきるためには、当初設定した放流終了限界時刻を越えて、制限水位から 3m 低下（貯水容量で約 300 万 m³）するまでさらに放流を続ける必要がある。低水流量時の場合、最低放流量を考慮すると制限水位を回復するまでに 1 ヶ月程度を要する(H14.7 出水の場合)。

②. 治水リスク

検討対象出水がいずれも中規模であるため、降雨予測と実測との差異を吸収する十分な余裕がダムの貯留容量にあり、実測降雨によりサーチャージ水位を上回る状況にはならなかった。大規模出水の場合、

水質改善ルールでは降雨予測誤差によりサーチャージ水位を上回る可能性が出てくる。そのような可能性を評価するには大規模洪水の降雨予測を用いた検討が必要であり、降雨予測による治水リスクを軽減するためには、降雨予測精度、特に下限予測誤差の改善と、予測時間の延伸が課題である。

③. 利水リスク

水質改善ルールでは、予測期間内に制限水位に戻るようダム操作を規定していることから、利水リスクの評価については予測期間(51 時間)との誤差により評価することとした。予測誤差を考慮した上で何れのケースも制限水位に回復する時間の遅れが 1 日以内であることから、今回検討したルールによる利水上のリスクはさほど大きくなく、この点においては有効な手法になる可能性がある。しかし、①で指摘したように、当初期待した水質改善効果は発揮できていない。水質改善効果を得ようとして濃い濁水塊が通過し切るまで放流した場合、制限水位に回復するまでに 1 ヶ月以上かかるために、今度は利水リスクが許容範囲を越えてしまう。したがって、制限水位への回復の当初見込みからの遅れを 1 日程度までしか許容しない場合は、「出水により流入する負荷の内、その主たる部分を極力早期下流放流する」目的から実効性が低い。

利水リスクを踏まえた実効性を高めるには下記の課題点が挙げられる。

- より長時間追加放流を行うためには、水位を低下させなければならず、長期間にわたって制限水位未満の期間が発生する可能性が高くなる。
- 従って、適用に当たっては、水位回復を保証する降雨予測技術の向上と、この水位低下期間の利水者の利害得失を十分整理する必要がある。
- ある程度の効果が得られると考えられる EL315m (制限水位-3m) までの追加放流を許しても、約 1 ヶ月程度で制限水位を回復することができる可能性がある。しかしながら、既存の統計情報では期待される日流入量が得られないリスクが存在するため、1 ヶ月程度は制限水位回復までの貯留期間として許容する場合は、無降雨期間の流入量の不確実性を考慮に入れた検討が必要となる。

3) まとめ

流域からの降雨流出モデルとダム水質モデルにより、降雨予測情報を踏まえ、濁水塊のダムサイト到達時差を考慮した遅れ放流や、予測される降雨による貯水量回復を見込んだ濁水の継続放流といったダム操作をシミュレートした結果、富栄養化を抑制するほどの大幅な水質改善効果は期待できないことがわかった。ただ、今回の放流操作は降雨予測期間内(51 時間)に制限水位が回復するような条件設定を行っているために、現況と比較して水質改善の観点からは劇的な改善効果が表れていない。1 ヶ月程度の長期降雨予測が可能となれば一層柔軟なダム操作を行うことができる可能性がある。

今後の課題として、降雨予測情報を用いた運用を行う場合、治水、利水に関するリスクをダム操作に持たせることに対して、行政や法制度、社会的合意に関する検討を行うことが不可欠となる。また、治水安全度や利水安全度への影響についてより深く検討するには、異なる特徴を持つダムを対象にした検討が必要である。総合的な水管理という観点から、降雨予測情報のダム水質管理への活用には、より一層降雨予測精度の向上が必要である。

Ⅱ．海外の水問題を解決するための国際貢献

1．水管理技術に関する海外との情報交換・提供

アジアの自然的・社会的条件の下で、水循環変動という自然要因に加えて急激な人口増加による農業用水需要の増大や、都市開発、産業発展などの社会的要因に起因した治水・利水・環境等の様々な水問題を解決するためには、総合的かつ実践的な水マネジメントを実施する必要がある。そのためには、科学技術の観点の研究開発のみならず、人文・社会科学的な立場でのアプローチが必要である。これは、地域住民の水管理に対する要求をどう把握するか、情報の開示・共有を具体的にどのように行うか、水マネジメントについて様々な主体がどのように合意を形成するか、といった課題の解決を目指すアプローチである。科学技術的な研究開発に加えて、人文・社会科学的な研究開発も同時に行われてこそ、実際の現場での水の管理・運用を含む水マネジメントが、個別開発技術の適用のような段階まで含めてスムーズに実行されるといえる。また、どの国にもその国固有の歴史・文化から形成された水に関する「秩序」、「制度」が存在し、実際の水マネジメントはそうした国ごとの秩序の下で対策シナリオを構築しなければならない。国際河川を抱えるアジア地域においては、国内はもとより、河川流域の全ての国々が協力しあって国を超えたガバナンスの枠組みを確立する必要がある。そこで、アジア諸国の事例、水に関する秩序、マネジメントのあり方について情報交換、討論を行うための国際会議を開催した。

1-1. アジア太平洋地域水文水資源国際会議（APHW2004）「NILIM 特別セッション」の開催

2004 年 7 月 5～8 日までの 4 日間、シンガポール・サンテックインターナショナル・コンベンション&エキシビジョンセンターにおいて、第 2 回アジア太平洋地域水文水資源国際会議（APHW2004）が開催された。APHW2004 では 8 つの特別セッションが開催され、国土技術政策総合研究所（National Institute for Land and Infrastructure Management, NILIM）もそのうちのひとつとして、7 月 7 日に「NILIM 特別セッション」を主催した。

この NILIM 特別セッションでは、アジアモンスーン地域諸国の水問題と、これに対する対策として進められている水制度の紹介を行い、アジアモンスーン地域諸国の共通の処方箋として活用できる情報の共有化のためのツールボックスとされることを想定し、アジア 5 カ国から 7 名の参加者を招聘し各国における水管理についての法制度について議論を行った。

1-2. 「NILIM 特別セッション」における成果

NILIM 特別セッションを開催することによって、アジア各国から参加した水管理に関する専門家の間で、アジアモンスーン地域諸国の水管理における教訓や、それぞれの地域ごとに異なった特徴的で重要な課題があるという認識を共有することができた。

NILIM 特別セッションは、アジア各国の水管理に携わる専門家が情報共有のもと各地の水問題を解決していく第一歩として、所期の目的を達成できた。アジアモンスーン地域諸国の水問題解決に向け、今後も引き続き、アジア太平洋地域の専門家がより緊密な連携を図っていくことが期待される。

1-3. 「NILIM 特別セッション」における発表の概要及び会場からの質疑

(1) Huai River Flood in 2003 and Its Forecasting, Prediction and Dispatching

—2003 年堆河の洪水とその予測、予報について— (Mr. Liu Jinping)

中国の Liu 氏からは 2003 年に発生した洪水の際に行われた、中流部の流下能力不足で氾濫しやすい小流域に注目した対応策について発表が行われた。

Q: 5 カ所の流域で水位が高くなった原因についてどのように説明するか。

A: 第一に、降水量が通年の 2 倍にあたる 500 mm を記録したということがある。また、おそらく、氾濫水が 9 つの河川に流れ込んだために、この 30 年のうちでより高い水位につながった。

Q: 水位について過去にさかのぼって見れば、降雨量が増加することはないように思われるが。

A: そのとおりである。

(2) National Standards Technical Specification for River Works in Lao PDR

—ラオスにおける河川技術基準— (Mr. Bounphet Phommachanh)

ラオスの Phommachanh 氏からは、ラオスでは河川技術基準の統一がなされておらず援助国の技術基準に則って施行されているという発表があった。

Q: この種類の活動を基準化するにおいて、護岸の区分はあるか。

A: ラオスにおいて河岸侵食は喫緊の課題であり、河川工事は最重要事項である。設計は資金供与者に基づき、予算は使い切らなければならない。設計に関しては、当然のことながら、流量、方向、水路測量を収集し、場合により、土壌の掘削を行っている。

(3) Urban Heat Islands-Effects on The Microclimate of Malaysian Cities

—マレーシアの都市の局所的な機構に及ぼすヒートアイランド現象の影響—

(Ms. Norlida Mohd Dom)

マレーシアの Mohd Dom 氏からは、ヒートアイランド現象によると思われる降雨量の差異およびこれに対して行われている対応策について発表があった。

Q: 局所的な気候変動が明らかになったのはどのような根拠に基づくのか。

A: カナダやスイス、中国においても組織的影響に関する研究が行われているが、まだ根拠が明らかになっているわけではないが、降雨、洪水、災害が頻繁に起きており、徐々に事実となりつつあると言える。これはわたしが根拠を見つけようとして行った予備的研究にすぎない。局所的な気候変動を証明する具体的な解析が存在するかもしれないし、農業との関連性はないかもしれないが、クアラルンプールでは近年、気温が上昇している。

Q: 35 年間というのは、実際何が起きているかを理解するには短すぎる。

A: そう思う。

Q: クアラルンプールとの比較地点は？

A: 郊外の 45km あたりである。

Q: では、比較はその二つの地点だけで行われているということか。

A: そのとおりである。われわれは、クアラルンプールの唯一の研究機関であるため、一組のサイトの比較のみを行っている。

Q: 田園地帯には、いくつも観測地点があるのでは。

A: 他の観測地点も調査することにする。

(4) The Challenges in the Water Resources Management in the Philippines

—フィリピン水資源管理における挑戦— (Ms. Pacita Fernandez Barba)

フィリピンの Barba 氏からは、フィリピンにおける水管理についてのいくつかの問題点や流域管理組織の必要性について発表があった。

Q: フィリピンの都市部では水不足が起きているか。

A: マニラ首都圏は、水不足に悩まされている。供給源としてダムが一つしかない上、そのダムは灌漑にも使われている。水位が低下する干ばつ時には、「配水の原則」に沿って水が配分される。

Q: 水質はどうか。

A: マニラ首都圏にある河川の水質は、生物学的にすでに最悪な状態であるため、マニラからの水源は利用しておらず、近隣の県からの供給に頼っている。

Q: 河岸の浄水システムを管理しているのは誰か。また、流域レベルでの配水制度を担当するのはどのような機関か。

A: 河川水の配分は、国家水資源委員会 (National Water Resources Board) によって行われているが、飲料水として利用するために河川水を浄化する役割は保健省になっている。

(5) Recent Flood Control Issues in Japan and Legislation for Preventing Flood Damages in Urban Areas

—近年の日本における洪水管理問題と都市域における洪水被害軽減のための法整備—
(Mr. Atsushi Hattori)

日本の国土技術政策総合研究所 服部主任研究官から近年の大きな課題である都市河川の水害問題について、その特徴と課題の紹介及び、こうした課題の対策として策定された特定都市河川浸水被害対策法の紹介が行われた。

Q: 給水系統の状況がはっきりしている都市はいくつあるか。貯水設備の機能の低下はどの程度深刻か。

A: このプロジェクトは始まったばかりであり、明確に決まっていない。また、遊水地の機能低下についてであるが、日本でどの程度深刻かは、あいにく専門家でないため答えられない。

A: この法律は、制定は昨年、施行は今年なので、指定地域はまだ決まっていない。機能低下は起きているかもしれないが、結果は明らかになっていない。このたびの制定によってなんらかの経験が得られると考えている。

(6) The Revision of Water Law of P. R. C. and the Efforts for Remediating the Dry-up Problems of Yellow River—中国における水法改正と黄河断流対策への取り組み—

(Mr. Xiong Xiangyang)

中国の Xiong 氏からは、水法の概要とその改正、および黄河断流の現状とその対策について発表があった。

Q: 水利権の許認可制度に基づいて地下水から取水するのか。

A: この地域では近年、地下水レベルが急激に下がっており、有効な緊急措置を持たずにいたが、近年、長江から取水し、北部へ引水する事業に取り組んでおり、時がたてば、地下に流出する水源が増えると考えている。

Q: 中国では、水法と水資源法が別々に制定されているのか。

A: 水法だけで、水資源法はない。

(7) Character and The Most Important Subjects of The Indonesian Law on Water Resources —インドネシア水資源法の特徴と最重要テーマ— (Mr. Imam Anshori)

インドネシアの Anshori 氏からは、インドネシアにおける 2004 年に制定された水資源法と水資源管理の現状について発表があった。

Q: インドネシアには河川流域資産を管理する機関があるが、昨年、水の利用をめぐって争いが起きている。調停プロセス、伝統的な制度とはどのようなものか。

A: インドネシアには約 90 の河川流域があるが、主要河川の数 は 5,000 以上にもなるため、流域の境界を新たに設定しようとしている。ある二つの地区の流域は統合され、一つの管理計画にまとめられる。そのためには、主要なスタッフが水資源管理計画を作成しなければならない。

Q: インドネシアでは、水の利用に関して農業の優先順位がいまだに高い。関係者の要求により、当局が配分を調整するのか。

A: そのとおりである。わが国における水の利用については、全体の 80% を農業が占めている。しかし最も優先順位が高いものは、生活用水である。農業はその次に優先される。優先順位の 3 番目、4 番目は、その流域の状況により異なる。バタン島のように農業が盛んではない地域では、優先順位の 3 番目として挙げられるのは、産業であると思う。観光、その他は 4 番目、5 番目である。

Q: インドネシアでは、法律に水資源管理に関する許認可はあるか。

A: ある。許認可は、権限および責任の一部である。よって、わが国の法律は、水資源管理を行う権限および責任について明記する必要がある。法律は 5 つの条項から成る。中央政府が責任を担うが、別の条項は、中核管理の原則により、中央政府は地方自治

体に任務を移譲できるとしている。ただし、地方をまたがる水資源管理については、依然として中央政府の管轄である。

(8) Water Use in Metro Manila and Metro Cebu

—メトロ・マニラ及びメトロ・セブにおける水利用— (Mr. Cleofin G. Bumatay)

フィリピンのBumatay氏からは、首都マニラおよびセブ島にあるメトロ・セブにおける水の需要と供給の現状およびその問題点について発表があった。

Q: 給水システムに民間セクターを取り込んでいる貴国において、政府がマニラ市の水の価格は自由市場としているのか。

A: 将来的に自由市場とすることもできる。

Q: 貧困層に関しての水供給をどう考えているか。

A: 価格を検討する際には貧困層も考慮している。

Q: 給水システムに民間セクターが参入しているという説明があったが。

A: 先頃、マニラ首都圏の水道事業は、Manilad Water Services Corporation および Manila Water Company という専門企業により民営化された。

(9) Systematic Review of Water Management during Drought in Japan

—日本における渇水時の水管理の体系的な概観— (Mr. Masahiko Murase)

日本の国土技術政策総合研究所 村瀬主任研究官から、日本の低水管理について概観的にとりまとめた発表があった。

Q: 水配分のプロセスにおいて争いを避けるためのアドバイスはあるか。

A: 基本的に、わが国では、過去 10—20 年の間、新たな水資源の開発に投資を行い、問題解決を図ってきた。多くの水資源を用意することにより、新たな利用者と古くからの利用者の間の争いを避けてきた。しかしながら、環境への懸念が高まったために新たな水資源の開発が困難になり、新たな利用者と古くからの利用者との争いが避けられなくなった。このような経緯から、新たな利用者と古くからの利用者との間で情報や問題の共有が必要になったわけであるが、その取り組みは始まったばかりである。

Q: 日本では水配分に関する論争を収める制度があったと思うが、どのような教訓があるか？

A: 以前と比べて現在の日本の社会は大きく異なっており、先の話はおそらく 200 年前のことであると思うが、当時と今とでは環境が大きく異なる。当時は地域社会があつて、そこには住民の間には強い結びつきがあり、飲料水を配分するための確固たる制度が存在した。田園地帯においてそのような社会が失われて久しく、農業水の共有を目的として過去のそういった制度を適用するのは容易ではない。

Q: 新たな水利権はどのように施行されるか。

A: 法律に従い、政府が水利権を全面的に管理する。

Q: 水資源の利用を監視するのか。

A: 新たな水資源の所有者は、水利用に関するデータを河川管理者に提出しなければならない。この部分は全面的に監視されている。

Q: 日本では、慣習上の水利権は取引できないと聞いている。渇水が顕著な今、なぜこの権利を取引する制度を設けないのか。

A: 慣習上の水利権については、公式には移譲や取引を認めていないが、深刻な干ばつが発生した際には、一種の妥協により、飲料用や新規参入者向けに慣習上の水利権の融通が行われている。これは自発的なものであり、政府の規制を受けない。深刻な干ばつの際には、現実的には妥協的措置がとられ、これが制度と現実の間を埋めていると言える。



図 1-3-1 NILIM 特別セッション会議風景



図 1-3-2 NILIM 特別セッション参加者

第2章Ⅱの参考文献

猪股純、和田一範、上野山智也、村瀬勝彦、服部敦、富澤洋介、第二回アジア太平洋地域水文水資源国際会議
NILIM 特別セッション、国土技術政策総合研究所資料第 211 号 2004 年 12 月

第3章 研究のまとめと今後の課題

本研究の成果目標に対する研究成果及び成果の活用方針を、表 3-1 に示す。

本研究は、水害・土砂災害の防止・軽減による安全な社会の実現に向けて、有効なシステムや資料・知見等を提供しており、その社会的意義は大きく、各種の研究成果は学術的・技術的に意義を持つものである。今後は、これらの成果を更なる検討に活用するほか、一部の成果については実務への試験的導入を目指すこととする。

表 3-1 研究の成果目標に対する研究成果及び成果の活用方針

研究の成果目標	研究成果	研究成果の活用及び活用方針 (施策への反映・効果等)
次世代水管理技術に関する研究	①予測降水量を活用した洪水予警報に関する技術開発	降雨予測の不確実性を考慮した確率論的洪水予測システムを開発した。
	②予測降水量を活用した土砂災害警戒・避難に関する技術開発	雨水流出現象及び土砂生産・流出現象に関するモデルを自由に組み合わせることが可能な統合型土砂災害予測モデルを提案した。
	③予測降水量を活用したダム貯水池の効率的運用に関する技術開発	気象庁の降水量予測情報の精度を評価し、ダム貯水池運用への適用性についての知見を得た。
	④予測降水量を活用したダム貯水池水質の効率的な管理に関する技術開発	ダム貯水池における新たなリアルタイム流入量予測モデルを開発した。
海外の水問題を解決するための国際貢献	水管理技術に関する海外との情報交換・提供	会議を通じて構築した各国専門家とのネットワークを活用し、アジアモンスーン地域の水問題解決に向けた情報交換を継続していく。
	第2回アジア太平洋地域水文水資源国際会議で特別セッションを主催し、アジアモンスーン地域の6ヶ国の専門家と各国の水問題及びそれらへの取り組みについて情報交換を実施した。	治水・利水のリスクを考慮した効率的な貯水池運用手法の実践に向けた検討に活用される。

参考資料

成果の公表(論文等リスト)

1. 次世代水管理技術に関する研究

- 地球規模水循環変動研究イニシアティブがスタート、土木技術資料、2003 年、和田
- 水管理における新たな技術展開、国総研アニュアルレポート、2004 年、中村
- 降水量予測技術の向上と水管理への適用技術、国総研アニュアルレポート、2004 年、村瀬、國友、梅村
- 国土技術政策総合研究所資料第 210 号 気象予測データの利用可能性に関する研究、2004 年、和田、村瀬、富澤
- GLOBAL WATER CYCLE VARIATIONS: STUDY ON STRATEGIES TO ADAPT WATER PROBLEMS IN POPULATION INCREASE AREAS, Proceedings of the third civil engineering conference in the Asian region, 2004, Nakamura, Fujita, Ito.
- 河川の高水管理における予測降雨情報の適用性、土木技術資料、2005 年、和田、村瀬、富澤
- 気象予測の水管理実務への活用、土木技術資料、2005 年、和田
- 河川の高水管理における予測降雨情報の適用性に関する考察、水文水資源学会誌、2005 年、和田、川崎、富澤
- 地球規模水循環変動研究イニシアティブ報告書 地球規模水循環変動研究の最前線と社会への貢献、総合科学技術会議 重点分野推進戦略専門調査会 環境研究開発推進プロジェクトチーム、2006 年、和田他
- 高水管理実務における降雨予測情報の適用に関する考察、ダム技術、2006 年、和田、川崎、富澤
- APPLICATION OF RAINFALL PREDICTION TECHNOLOGIES TO WATER MANAGEMENT, 22nd Congress on Large Dams, Barcelona Q87-R19, 2006, Tomizawa, Kawasaki, Murase, Yasuda
- 気象変動へ対応するための洪水予測手法に関する一考察、第 13 回地球環境シンポジウム、2005 年、水草浩一
- 統合型土砂生産予測モデルの構築の試み、平成 17 年度砂防学会研究発表会概要集、2005 年、砂防研究室 小山内、野呂、内田、日本工営(株) 小野寺、高橋
- 物理モデルを用いた土砂災害警戒情報に用いる降雨指標の検証、平成 17 年度砂防学会研究発表会概要集、2005 年、砂防研究室、野呂、倉本、小山内、アジア航測、小川、柏原
- 土砂災害発生基準線に対する客観的な設定手法の有効性、土木技術資料、2005 年、砂防研究室 野呂、倉本、小山内
- 地球規模水循環変動に対応する水管理技術に関する研究、建設マネジメント技術、2006 年、川崎、多田
- プロジェクト研究「地球規模水循環変動に対応する水管理技術に関する研究」、土木技術資料、2007 年、大平

2. 海外の水問題を解決するための国際貢献

- A Case Study for Participatory Framework in The Process of Water Resources Planning, Proceeding of the 2nd APHW Conference, 2004, Murase, Kawasaki, Tomizawa
- RECENT FLOOD CONTROL ISSUES IN JAPAN AND LEGISLATION FOR PREVENTING FLOOD DAMAGES IN URBAN AREAS, Proceeding of the 2nd APHW Conference, 2004, Hattori, Wada
- シンガポールにおける第 2 回アジア太平洋水文水資源国際会議 (APHW2004)、土木技術資料、2004 年、富澤
- 国土技術政策総合研究所資料第 211 号 第二回アジア太平洋地域水文水資源国際会議 N I L I M 特別セッション 報告書、2004 年、猪股、和田、上野山、村瀬、服部、富澤

国土技術政策総合研究所プロジェクト研究報告

Project Research Report of NILIM

No.9

December 2006

編集・発行 © 国土技術政策総合研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地

企画部研究評価・推進課 TEL:029-864-2675