

# 降雨予測情報を活用した 雨水貯留施設の実時間制御による 浸水防止と汚濁負荷削減

## Flood Prevention and Pollutant Reduction by Real Time Control of Urban Stormwater Storage System with Predicted Rainfall Information

佐藤 豪<sup>(1)</sup>・城戸 由能<sup>(2)</sup>・中北 英一

Go SATO<sup>(1)</sup>, Yoshinobu KIDO<sup>(2)</sup>, and Eiichi NAKAKITA

(1) 東日本旅客鉄道株式会社

(2) 愛知工業大学

(1) East Japan Railway Company

(2) Aichi Institute of Technology

### Synopsis

Recently, some localized heavy rainfall events which are especially affected by global climate change causing urban flooding has brought a lot of disaster. On the other hand, urban river water pollution derived from non-point source distributed with urban surface has been becoming relatively important after point source pollutant reduction. In this study, effectiveness of the real time control (RTC) of urban storage system for both purpose of flood prevention and pollutant reduction is estimated by continuous simulation with prediction of the latest RADAR precipitation system..

**キーワード** : 雨水貯留施設, 実時間制御, レーダー降雨予測, 都市水害

**Keywords**: Rainwater Storage System, Real-Time Control, RADAR Rainfall Forecasting, Urban Flood

## 1. 研究の背景と目的

### 1.1 都市化による水災害・水質問題の発生

近年の急激な都市化の影響で、都市を中心とする水循環構造は変化してきている。田畑の宅地化や道路整備による不浸透面積の増加は雨水の公共用水域への流達時間を短縮させ、ピーク流量の増大を招いている。また地下への浸透が減少し流出率が大幅に増加するため総流出量も増大する。このように都市化の進展により生じるようになった水害は「都市水

害」と呼ばれ、内水氾濫および内水氾濫を伴う都市中小河川からの氾濫も含めて 1960 年頃から頻繁に発生するようになった。東京都の神田川や石神井川、大阪府の寝屋川流域などが代表的である。

また近年、日本各地で集中豪雨や局地的な大雨による被害が多発しており、特に人口や資産の集まる都市部で豪雨が発生することで甚大な被害を引き起こしている。1999 年(平成 11 年)の福岡市での集中豪雨による水害では 6 月 29 日の 7 時~8 時, 8 時~9 時の時間雨量がそれぞれ 34mm, 77mm を記録し、

博多駅周辺地下街および天神地下街への浸水、地下鉄への氾濫水流入等による被害が生じた。これにより都市水害による地下空間の危険性が大きく取り上げられ始めた。また 2000 年の東海豪雨災害では 9 月 11 日~9 月 12 日にかけて未曾有の大雨に見舞われ、11 日の日降雨量が 428mm に達した。名古屋市では天白川とその支流の藤川の堤防に囲まれた堤内地が水面より遥かに標高が低い地形であったため雨水が集中した。さらに、ポンプ場によって天白川へ排水された水が藤川の支流を逆流して再度流れ込むという悪循環によりこの地区の住宅の 1 階部分は完全に水没した。また新川においては 100m にわたる破堤があり、氾濫面積は 5 km<sup>2</sup>、13,000 戸が浸水した。この水害は都市がいかに脆弱であるかを世間にあらためて認識させた。このような都市水害対策のため、流域全体での流出抑制対策を含めた総合的な雨水対策が、昭和 55 年の事務次官通達「総合治水対策の推進について」に基づいて 17 河川を対象に実施され、その後、平成 16 年には「特定都市河川浸水被害対策法」が成立し、神奈川県鶴見川、大阪府の寝屋川の流域などが指定され、より多くの河川流域を対象とした総合的な雨水対策が進められようとしている。本研究が対象とする京都府淀川水系・桂川の支流である西羽東師川流域は、流域貯留浸透事業実施河川として地下トンネル貯留施設による浸水防止事業が進行中である。また浸水実績図および浸水予想図を含む洪水ハザードマップが作成され、地域住民への情報提供および防災意識の啓蒙活動の一環として公開されている。

一方で水質の問題も発生している。

高度経済成長期には、有機水銀やカドミウムを原因とする公害病の発生を受けて、それら有害物質の製造や排出の規制が行われてきた。また有機汚濁汚染対策に加えて、特に海域や湖沼といった閉鎖性水域では 1979 年に東京湾・伊勢湾・瀬戸内海を指定水域とし、化学的酸素要求量(COD:Chemical Oxygen Demand)を指標とした総量規制が実施され、琵琶湖においても同年に富栄養化防止条例が制定された。さらに 1980 年代から都市内の中小河川等の公共用水域の汚濁原因において生活系負荷の比重が高まってきたことを受け、1983 年の浄化槽法の制定や、1990 年の水質汚濁防止法の改正など生活排水対策が推進された。都市部においても下水道、合併処理浄化槽等を中心とした汚水処理システムが普及してきたことにより家庭や工場といった特定汚染源(Point Source)由来の汚濁負荷の浄化が進み、河川などの公共用水域に放流される汚濁負荷は減少してきた。しかし都市河川の水質改善は 1990 年代以降鈍化

してきている。これは不浸透化が進んだ都市域で雨天時の直接流出量が増大するのに伴って流出する汚濁物質が増加していることが一因であり、屋根面や地表面等の面的に分布して発生源が特定しにくい非特定汚染源負荷(Non-point Source)については分流式下水道で処理できず根本的な対策がとられてこなかったためである。その負荷源は、大気からの降下物や自動車のタイヤ片など様々な汚濁物質が地表面や屋根面などに堆積したものであり、このため河川や湖沼の水質悪化の原因として非特定源汚濁物質の影響が相対的に大きくなってきている(金, 2000)。そして、降雨初期に都市の道路面や屋根面に堆積している負荷の流出が集中し、高濃度の汚濁水が流出する、いわゆるファーストフラッシュ現象による高濃度の汚濁負荷を含む流出雨水の水質は無視できないことが明らかになった。このノンポイント汚濁の改善方法としても貯留施設の利用が検討されている。このファーストフラッシュにおける高濃度の汚濁水を貯留し、下水処理システム等により処理したのちに河川など公共用水域に放流することで、汚濁負荷の流入量削減が検討されている。このとき、貯留施設として利用が考えられているのが、浸水被害防止目的で建設が行われている貯留管である。

このように現在、目的は異なるものの都市地下部に建設されている下水道関連貯留施設は浸水防止・汚濁負荷削減の両目的で運用が可能であり、建設費・運用費が巨額となることを考慮した運用が重要である。

## 1.2 浸水防止・汚濁負荷削減の両目的での運用

2章にて実時間制御(リアルタイムコントロール,RTC)に関する知見をまとめるが、ここでも簡単に記述する。浸水防止および汚濁負荷削減の両目的を達成する施設運用方法として提案されている方法が、RTCである。RTCとは、汚濁負荷削減を行うための施設使用をするのか浸水対策を行うための施設使用をするのかを決める施設の制御方法を、リアルタイムで更新される予測に基づいて決定するものである。多くの研究で合流式下水道、分流式下水道双方の整備区域においてRTCによる汚濁負荷削減の効果があることが示されており、新たに同等の効果をもつ施設を整備する場合と比べて費用的にも効率的であることがわかっている。ただ施設操作決定に重要な降雨予測の精度が悪く、RTC導入には至っていない。

しかし、既往のCバンドレーダーに加え2011年に国土交通省や気象庁によって全国に整備され始めたXバンドMPレーダーにより降雨推定精度が向上し、

それに伴い降雨予測精度も向上した。つまり実施へのRTC導入の可能性も高まったと言える状況であり、本研究ではRTC導入を見据え、XバンドMPレーダー情報に基づく降雨予測を行い、RTCによる影響を解析する。

### 1.3 研究の目的

本研究の最終目的は、浸水防止を目的とする雨水貯留施設(いろは呑龍トンネル)が整備中の京都府・西羽東師川流域を対象に、XバンドMPレーダー降水量予測情報に基づいた実時間制御(リアルタイムコントロール)を導入することによって浸水リスクの増大を抑えつつ汚濁負荷削減効果を得られることを検証し、提案することである。

そのために本研究では、予測情報に基づく総合的な制御方法を検討し、それに伴う浸水リスクおよび汚濁負荷削減効果の解析を行う。また、予測情報を活用して利用することによる両効果への影響を解析し、適当な制御方法を推定する。

次章で対象領域・解析手法の概要およびリアルタイムコントロールについて詳述する。

## 2. 研究概要

### 2.1 対象領域の概要

本研究は、淀川水系の中流域に位置する一級河川桂川の支川で桂川の右岸地域に位置し、京都市・向日市を流下する一級河川西羽東師川流域を対象とす

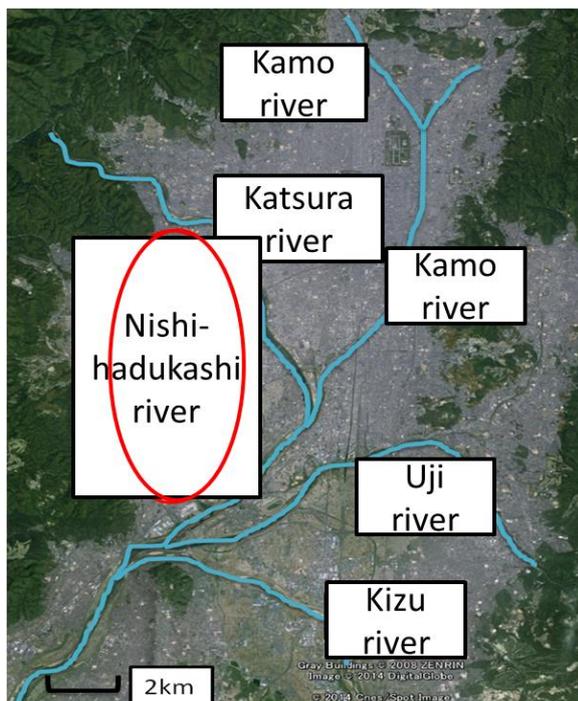


Fig.1 対象領域図

る。Fig.1に西羽東師川の位置を示す。西羽東師川は京都市右京区の嵐山付近で桂川を農業用水として取水する一ノ井農業用水路が流域の北端である。一ノ井農業用水路は南下し、洛西農業用水路、荒木川等と合流し、寺戸川と名前を変え、京都市南区久世付近で川幅が広がり、名前も西羽東師川となって京都市伏見区淀付近で桂川に合流する。本流域周辺地域は、JR東海道本線や阪急電鉄京都線および国道171号などの交通網が発達し、高度経済成長期から急激に都市化が進行し、住宅地や企業が混在するなかで、人口密度も非常に高い地域となっている。このため人為的な負荷源である特定汚染源負荷とともに都市地表面等の非特定汚染源負荷が降雨時に流出することから、河川水質の汚染レベルが高くなっている。一方、この流域は、一級河川の小畑川と桂川に挟まれたすり鉢状の地形であることや、多くの鉄道橋や道路橋が架かっているために拡幅困難な寺戸川や石田川などの西羽東師川の上流部や支川にあたる中小河川が主な排水路となっていることから、これまでに幾度となく浸水被害を伴う氾濫を繰り返してきた経緯がある。また交通網の盛土などで氾濫流が妨げられ、氾濫原が地形的に固定され、このために浸水深が高くなりやすいという地形的特性をもっている。

本流域では過去20年に浸水戸数100戸以上の浸水被害が何度も発生している。近年、短時間で局地的に猛烈な雨の降る、いわゆる「ゲリラ豪雨」が多発している。2008年7月28日の、神戸市都賀川におけるゲリラ豪雨による水難事故が記憶に新しいが、同日に本研究対象地域でも、1時間雨量63mmという豪雨に見舞われ、向日市では地下道の急激な冠水により幼稚園バスや乳児を乗せた乗用車が水没し、消防隊に救助されるといった被害が発生した。当然台風による被害も受けやすい地域であり、2013年9月15日には台風18号による大雨の影響で桂川が渡月橋と羽東師橋付近で氾濫するなど甚大な被害が発生したが、対象地域でも向日市寺戸町永田・二ノ坪地区などにおいて4戸が床上浸水、102戸が床下浸水の被害が発生し、農作物にも一部被害が発生した。2014年8月10日にも台風第11号に伴う豪雨で向日市寺戸町で1戸が床上浸水、向日市鶏冠井町・長岡京市滝ノ町で2戸が床下浸水の被害が発生した。

京都市の「安らぎ 華やぎ 京都 21 推進プラン」(京都市、2002)の年次計画書によると、河川・下水道等の連携による総合的な治水対策の推進の一環として、西羽東師川や有栖川流域における河川・下水道の連携による河川改修、および雨水幹線・ポンプ場・雨水貯留池の整備など総合的な治水対策の推進が挙げられている。また、向日市のマスタープランでは、

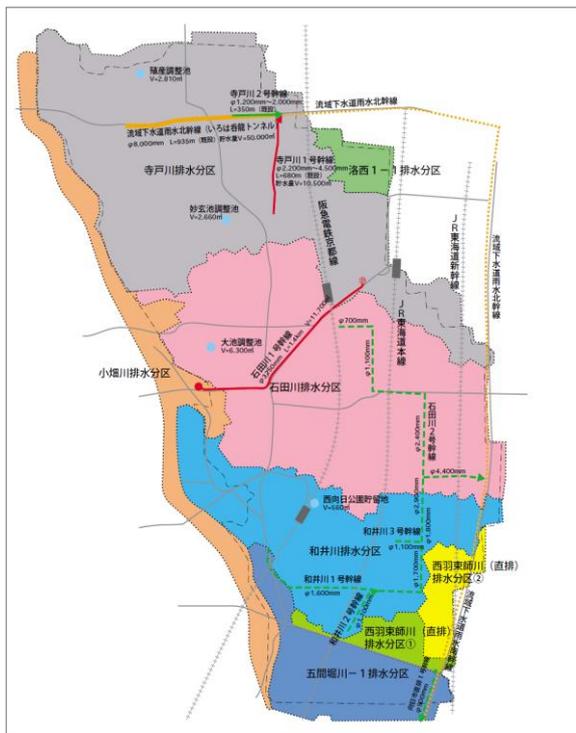


Fig.2 向日市下水道雨水排水基本計画図  
(出典：向日市都市計画マスタープラン)



Fig.3 雨水地下貯留施設地図  
(向日市 HP より引用)

「治水対策の推進」として「京都府桂川流域下水道雨水事業と本市公共下水道雨水事業による雨水幹線および貯留施設の整備を促進するとともに、小規模河川の改修や浸濬などによる治水対策」を進めるとともに、「西羽東師川改修計画の早期実現と淀川や桂川の河床引き下げなどを関係機関に要請し、抜本的な浸水対策」を図り、さらに「開発行為等による雨水流出量の増加対策として、事業主に雨水流出抑制施設の設置を指導」することが示されている<sup>2)</sup>。

向日市の公共下水道による雨水整備は平成6年度に事業着手し、平成8年度に策定した「向日市下水道雨水排水基本計画」に基づいて実施されている。Fig2に示すように寺戸川流域や石田川流域など市内を8つの雨水排水区分に分割し、排水区分面積約767haについて雨水幹線や貯留施設を整備することになっている。

特に寺戸川排水区分においては、平成9年から供用を始めた向日市の寺戸川1号幹線、および平成13年から北幹線第1号管渠の暫定供用を開始した京都府「いろは呑龍トンネル」(以下呑龍トンネル)が流出抑制の役割を果たし、両者を合わせた貯留能力は約6万m³となった。平成23年10月には同第2号・第3号管渠の供用を開始している。一方石田川排水区分では、平成11年度から石田川1号幹線の建設が開始され、平成15年4月に供用が開始された。また石田川2号幹線が呑龍トンネルとの接続のために計画

され平成18年から工事開始、および平成22年に供用開始となった。北幹線の末端には京都府桂川流域下水道乙訓ポンプ場が建設され、呑龍トンネルが接続し西羽東師川本川への排水が行われている。このように、京都府流域下水道雨水事業と連携して向日市の下水道雨水排水対策が計画的に進められている(Fig3)。

また京都府は、京都市・向日市・長岡京市にまたがる14.21km²の区域の雨水排水・浸水対策を進めるために、増水河川からの溢水を取り込み貯留するための地下貯留施設である呑龍トンネルの計画を推進している。次項でこの呑龍トンネルの概要を詳しく記す。

## 2.2 雨水地下貯留施設(呑龍トンネル)の概要

現在、呑龍トンネルは北幹線と南幹線のうち北幹線が供用開始されている。Fig4、Table1に呑龍トンネルの概要<sup>3)</sup>を示す。以下、北幹線部分の概要について述べる。

北幹線部分はいろは呑龍トンネル1号管渠(全長935m、内径8.5m)・第2号管渠(全長2864m、内径3m)・第3号管渠(全長1120m、内径6.1m)からなっており、総容量は107,000m³である。雨水の流入口は分水施設として4つ存在し、Fig5a(第四向陽小学校横地点)のように越流堰を設置し、ある水位を超えた分を貯留管へと流れ込ませる(Fig5b)ことで浸水対策を行

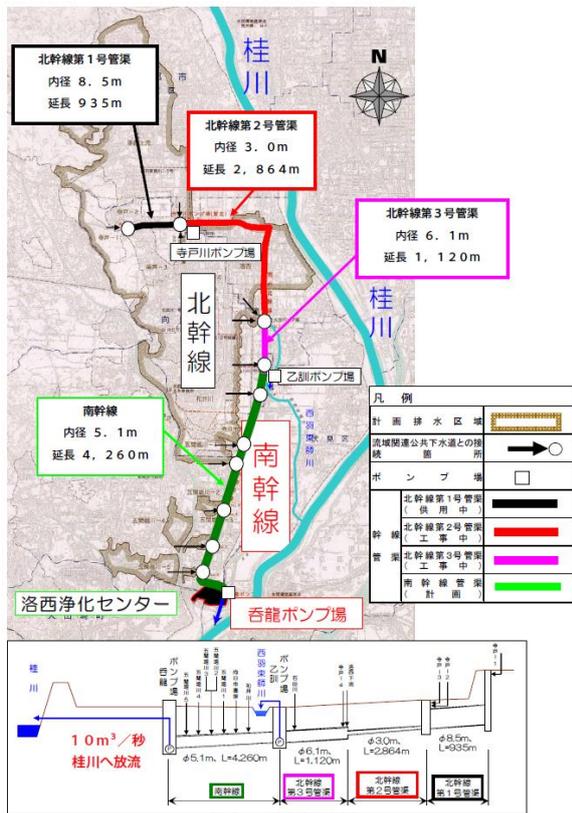


Fig.4 計画概要図 (桂川右岸流域下水道事業公共事業評価調書より引用)

Table 1 いろは呑龍トンネルの計画概要

事業名	桂川右岸流域下水道事業(雨水対策事業)
事業主体	京都市
対象地域	京都市、向日市及び長岡京市の一部
計画排水区域面積	約14.21km <sup>2</sup>
計画対象降雨	61.1mm/hr(1/10確率規模)
施設内容	全体延長:9,179m
幹線管渠	北幹線 延長4,919m、容量約107,000m <sup>3</sup>
	第1号管渠 内径8.5m、延長935m、容量約53,000m <sup>3</sup>
	第2号管渠 内径3.0m、延長2,864m、容量約21,000m <sup>3</sup>
	第3号管渠 内径6.1m、延長1,120m、容量約33,000m <sup>3</sup>
排水ポンプ場	南幹線 延長4,260m、内径5.1m、容量82,750m <sup>3</sup>
	寺戸川ポンプ場 計画放流量0.27m <sup>3</sup> /秒
	乙訓ポンプ場 計画放流量0.61m <sup>3</sup> /秒
全体事業費	500億円(北幹線250億円+南幹線250億円)

っている。管内の貯留量は乙訓ポンプ場から降雨終了後に排水能力 0.27m<sup>3</sup>/s で排出されている。

また、いろは呑龍トンネル第1号管渠は向日市が管理する寺戸川1号幹線(貯留量 10500m<sup>3</sup>)と結合しており、第四向陽小学校横地点の分水施設から寺戸川ポンプ場でいろは呑龍トンネルに輸送している。さらに向日市は石田川1号幹線(貯留量 11700m<sup>3</sup>)、石田川2号幹線を整備し阪急東向日駅前などの阪急京都線以西地域の浸水被害の解消を図ってきた。

これら「いろは呑龍トンネル北幹線部分(第一号・第二号・第三号)」、「寺戸川1号幹線」、「石田川1号幹線」、「石田川2号幹線」の合計約12万9千トンの雨水貯留施設により浸水被害の減少を図っている。その結果、昭和57年から平成11年にかけて床下



Fig.5a 晴天時の分水施設(第四向陽小学校横)



Fig.5b トンネルに流れ込んでいる様子(H21向日市呑龍トンネル公共事業評価調書)

2557戸、床上132戸の浸水被害が発生していたところ、平成15年から平成24年までにおいては床上・床下あわせて22戸の浸水被害に減少した。平成25年9月の台風18号による大雨に対しては供用開始後初めて満管を記録し浸水被害軽減に大きな効果を発揮した。

現在南幹線は整備途中であるが、南幹線の供用が開始されると、北幹線の貯留機能 107000m<sup>3</sup>に加え南幹線の貯留機能 82750m<sup>3</sup>が使用可能になり、合計189750m<sup>3</sup>の貯留量が確保される。さらに、流域最下流部の桂川右岸流域下水道・洛西浄化センター付近まで延伸がされ、そこに設置される呑龍ポンプ場から呑龍トンネルに流れ込む雨水を常時 10m<sup>3</sup>/s のポンプ能力で桂川に排水することにより、48450m<sup>3</sup>分の流下機能を確保し、より大きな浸水防止効果が発揮される予定である。これとともに、10年確率降雨に対する計画容量を約5万m<sup>3</sup>縮減できる。なお、この流下機能は北幹線のみでは発揮されない。

### 2.3 治水計画の課題と対応策

現時点の雨水排除計画目標では、呑龍トンネルおよび関連市の雨水貯留管といった多様な雨水対策施設が計画された能力を同時連携的に発揮することで、

10年確率降雨(時間最大雨量 61.1mm, 総雨量 176.9mm)に対する治水安全度を保つというものである。しかし、各施設の運転管理は各施設事業者が個別に行うことになっており、緊急時においては各施設管理者が近隣影響地域の被災軽減を図るため、施設の最大能力を使ってそれぞれ独立に行う可能性がある。加えて現在完成している施設は計画能力の一定割合しか発揮できない状況が続き、その割合も施設によってばらつきがある。また、近年の都市型水害の被害補償の際に明らかのように、いったん浸水被害が生じれば行政の管理瑕疵を問われる。このように西羽東師川流域の10年確率の治水安全度を確保するためには、西羽東師川流域に完成している各施設を統合的に管理することにより、各施設の流出抑制効果を最大限に発揮させる運転管理・施設制御方法の検討を行うべきである。そのためには、河川と下水道が一体となった流出モデルを構築し、これを活用して、各種運転管理の方策をシミュレーションにより検証することが重要である。

一方で、西羽東師川は大阪湾という閉鎖性水域を最終受水域とする淀川水系に位置していることから、ノンポイント汚染源からの雨天時流出汚濁物質による河川水質の汚濁に対しても対応することが求められる。つまり、貯留施設を浸水対策目的のみでなく汚濁削減目的でも利用することが重要となってくる。その際考えられる運用方法として降雨予測に基づいた流量予測を用いて、貯留施設の操作を行う実時間制御(RTC, Real Time Control)がある。次節ではこのリアルタイムコントロールについて詳しく述べる。

## 2.4 リアルタイムコントロールによる貯留施設運用

### (1) リアルタイムコントロールに関する知見

雨水貯留施設の RTC に関して国内外で多くの研究がなされている。Rouault, P. et al(2008)は都市における雨水排水モデルである InfoWorks を用いてベルリン排水区においてレーダー雨量情報から流出解析を実施し、最大流量とその到達時間に基づいて、越流操作を行い、既存の操作ルールの制約条件下で 0.8%の越流水削減できるとしている。国内では和田・尾崎・村岡(2006)が雨水滞水池の RTC による合流式下水道の改善効果の定量を試み、年間解析により総放流負荷量を 18~26%, 越流回数を 14~29%削減できるとしている。また RTC と同様の効果を得られる雨水滞水池を新たに整備した場合の費用と比較して約 14.5 億円の効果があることを示している。また金(2000)は分流式下水道整備区域において末端の雨水貯留施設に汚濁制御・洪水制御・水利用の 3 機

能をもたせた RTC の導入によりその効果の検討を行っている。その結果、後期集中型の降雨波形の時には RTC による汚濁削減の効果が高いことや貯留施設設置による汚濁負荷削減効果に加えて RTC の導入によってさらに 20%以上の負荷削減が可能であるとしている。

このように合流式下水道、分流式下水道双方の整備区域においても RTC による汚濁負荷削減の効果があることがすでに多くの研究がなされており、新たに同等の効果をもつ施設を整備する場合と比べて費用的にも効率的であることが示されている。今、呑龍トンネルは浸水対策目的のみで使用しているため年に 10 回程度の利用頻度であるが、汚濁負荷削減目的でも利用することによりその利用頻度は増大し便益が高まると考えられる。よって本研究でもこの RTC によって治水目的で整備された貯留施設を汚濁負荷削減目的でも利用するための運用方法について検討する。

### (2) 降雨初期流出汚濁水の貯留と緊急排水

雨天時のノンポイントソースからの汚濁物質の公共用水域への流入削減を行うことを考える上で重要なことは、流出初期のファーストフラッシュを貯留(「初期貯留」)し、処理することである。これはファーストフラッシュにおける汚濁物質濃度が極端に高いからである。ただし総量的にはピーク時も汚濁物質の流出量が多くなるが、雨水流量も多いことから濃度は低くなる。一方、内水災害防止・軽減のためには、流出ピークを貯留(「ピークカット貯留」)することが重要である。概念図を Fig.6 に示す。そのため降雨初期には汚濁対策として貯留容量の一部を使用して初期貯留を行い、降雨終了後に下水処理場において処理することで汚濁負荷の削減が期待できる。しかし、初期貯留により本来ピークカット貯留に割かれるべき容量がすでに使用されていることから、貯留容量不足に陥ることが考えられる。この事態を避けるために、浸水発生が予測されると直ちに初期貯留雨水を排水(「緊急排水」)することでピークカット貯留の容量を確保することが可能となる。このように本研究では通常は汚濁対策として貯留施設を利用し、緊急に貯留容量の確保が必要になった時には出水前に緊急排水を行って貯留容量を確保し浸水対策として貯留施設を利用する制御方法を想定した検討を行う。

### (3) リアルタイムコントロールにおける課題

以上のように RTC により初期貯留でファーストフラッシュを含む流出雨水を貯留・処理してノンポイ

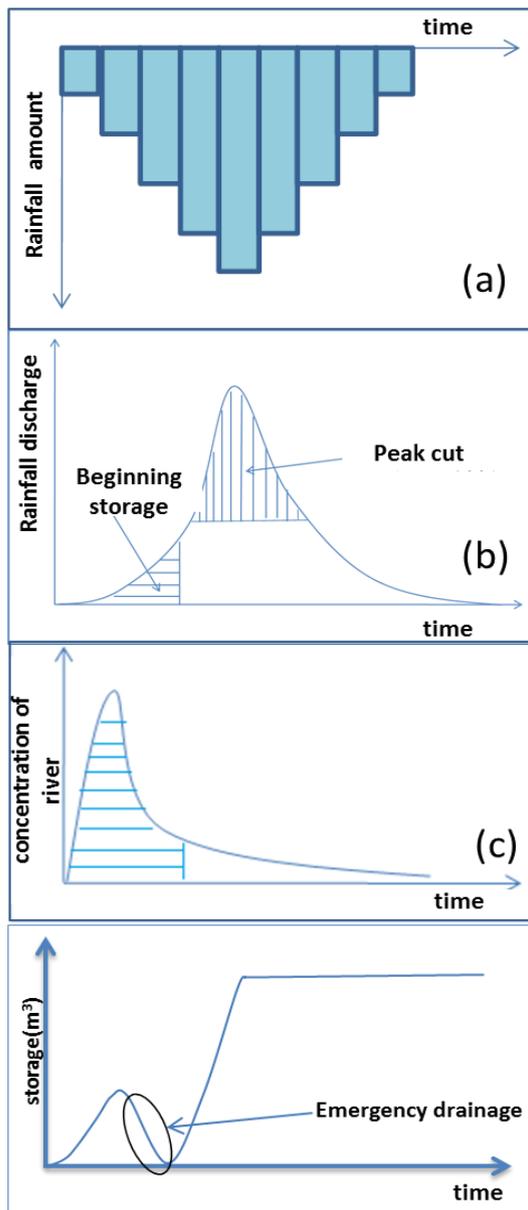


Fig.6 リアルタイムコントロールにおける初期貯留，ピークカット，緊急排水の概念図

ントソース由来の汚濁負荷削減を行いつつ，浸水発生が予測される場合はピークカット貯留に必要な容量を確保するために初期貯留雨水の緊急排水を行う制御戦略について述べてきた。しかし，操作の上で重要である浸水発生の予測の根幹である降雨予測には誤差が含まれており，その誤差によって予測よりも早期に大規模出水が発生する可能性がある。その場合緊急排水が間に合わず，浸水氾濫を増大させる可能性が生じる。管理者側としては，浸水対策として用いる施設である以上は最大限浸水対策に使用し，RTC導入により浸水被害・浸水リスクが増大するようであれば管理瑕疵が問われるため導入不可能と判断すると考えられる。このことが初期貯留とピークカット貯留を行うRTCが実施への導入には至って

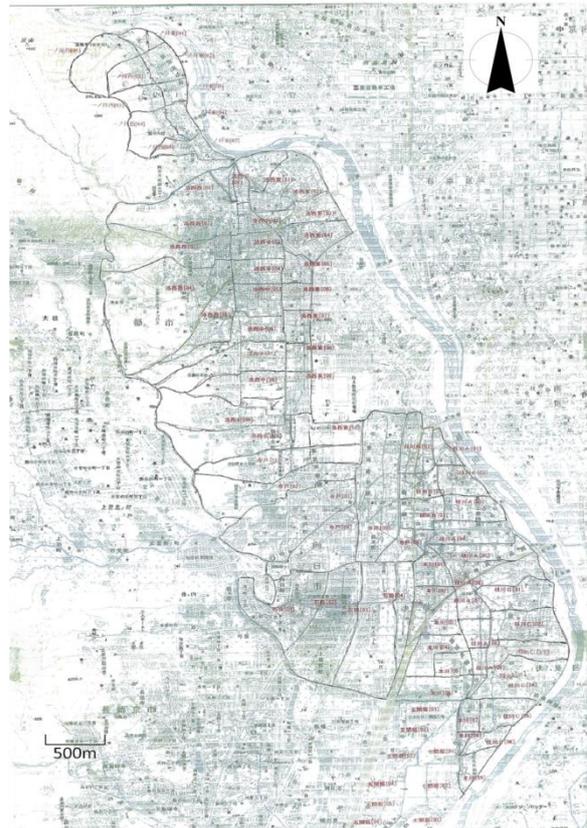


Fig.7 流域分割図

いない大きな理由である。そこで本研究ではまず，初期貯留がピークカット貯留に影響を与えない，つまりピークカット開始時には初期貯留分の緊急排水が完了していることを最低限の条件として解析する。汚濁負荷削減対策を実施するために，実施でも導入可能な制御戦略の提案を目指す。

### 3. 雨水・汚濁負荷流出および施設操作のモデル化

#### 3.1 現象のモデル化

##### (1) 雨水流出モデル

本研究では流域に降った降雨が流出する過程について Kinematic Wave Model を用いて雨水流出現象のモデル化を行った。対象流域である西羽東師川流域の中央部は低平地で，既存の農業用水路と都市排水路を用いた雨水排除が行われており，流下方向は水路網により特定される。また，主要な鉄道・道路等が盛土で立体交差となっており，これが堤体となり雨水流下方向は必ずしも地表勾配に沿った流れとはならない。水路網や交通用地等を考慮して計 73 個の支流流域ブロックに分割を行い，支流流域ごとに左右の長方形斜面に分割し，斜面面積，斜面勾配，等価粗度などを設定した。流域分割図を Fig.7 に示す。

西羽東師川は、下流部において河道勾配 1/1000 と緩勾配である。また下流端の放流先である桂川の河道の計画断面への改修が完了していないため、桂川の水位状況によっては計画されているポンプ排水放流量を確保できない可能性がある。このように流域下流部では背水の影響を受けるため、それらを表現できる Dynamic Wave Model などを利用するべきである。しかし本研究では主に中流部までの雨水流出を再現することが重要であり、また観測値においても背水の影響を受けていない三反田橋を解析上の下流端として扱っているため、Kinematic Wave Model を用いても良好な再現精度が得られている。そのため今回は河道流についても Kinematic Wave Model を用いて計算を行った。

モデル化された長方形斜面の雨水流には式(3.1)の Manning 式を適用する。なお斜面勾配および粗度係数は斜面上でそれぞれ一様とみなす。

$$v = \frac{1}{N} I^{\frac{1}{2}} R^{\frac{2}{3}} \quad (3.1)$$

ここに、 $v$  は流速、 $N$  は等価粗度、 $I$  は斜面勾配、 $R$  は径深である。薄層流を仮定すると、 $R \approx h$  ( $h$ : 斜面上の水深) と近似できる。単位幅あたりの流量は式(3.1)を用いると、

$$q = \frac{1}{N} I^{\frac{1}{2}} h^{\frac{5}{3}} \quad (3.2)$$

となる。これを水深  $h$  について解くと

$$h = \left[ \frac{N}{I^{\frac{1}{2}}} q^p \right]^{\frac{1}{p}} = K q^p \quad (3.3)$$

となる。ここに  $p=0.6$ 、 $K = \left[ \frac{N}{I^{\frac{1}{2}}} \right]^{\frac{1}{p}}$  である。また連

続式は

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r \quad (3.4)$$

と表される。ここに、 $r$  は有効降雨強度、 $x$  は流下距離、 $t$  は時間である。

河道流に対しても斜面の場合と同様に Manning 則を適用して、

$$v = \frac{1}{n} I^{\frac{1}{2}} R^{\frac{2}{3}} \quad (3.5)$$

と表される。ここに、 $n$  は粗度係数である。径深  $R$

については

$$R = k_1 A^z \quad (3.6)$$

と近似する。ここに、 $A$  は流積、 $k_1 \cdot z$  は河川横断面より決まる定数である。河道の流量  $Q$  は式 (3.5) と式(3.6)より、

$$Q = vA = \frac{1}{n} I^{\frac{1}{2}} \left( k_1 A^z \right)^{\frac{2}{3}} A = A^{\frac{3+2z}{3}} \frac{1}{n} k_1^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \quad (3.7)$$

と表される。式(3.7)を  $A$  について解くと、

$$A = \left[ \frac{n}{k_1^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}} \right]^{\frac{3}{3+2z}} Q^{\frac{3}{3+2z}} = K Q^p \quad (3.8)$$

となる。ここに、 $p = \frac{3}{3+2z}$ 、 $K = \left[ \frac{n}{k_1^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}} \right]^p$  で

ある。また河道における連続式は、

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (3.9)$$

で表される。計算では、斜面流については式(3.3)、(3.4)を、河道流については式(3.8)、(3.9)について特性曲線法を用いて解く。

## (2) 汚濁物質指標

本研究では TOC および SS を汚濁物質指標として採用した。以下、各指標の定義を概説する。

(a) TOC (Total Organic Carbon ; 全有機態炭素) は、水中に存在する有機物を構成する炭素の総量を表す指標である。有機汚濁指標として従来から用いられてきた BOD・COD 等と比べ、TOC は試料中の共存物質からの干渉に強く、基本的に燃焼方式により定量するため有機物量を正確に評価できる指標である。この特質を生かし、現在 TOC は半導体の製造工程における製品洗浄用の超純水から、表面水、未処理の排水まで幅広い分野の有機汚濁管理に用いられている。分析の自動化が可能である点から、BOD・COD に比べて、分析に要する時間や技術的な熟練度を要求せず、より簡便な分析が可能な水質項目である。国際的には、公共用水域の有機汚濁物質指標として採用され始めており、我が国でも、平成 17 年 4 月より水道水質基準項目にも採用されている。

水道法第 4 条に基づく水質基準は水質基準に關す

る省令により定められており、その中で水道により供給される水について TOC は 3mg/L 以下であることとされている。

また、桂川上流域において昭和 50 年 11 月 1 日以降に建設された下水処理施設からの放流水の排水基準が定められているが、TOC については基準値が定められていない。このように現時点では国内での基準値や行政レベルでの観測値の公開値はないが、将来的に有機汚濁物質の水質指標になると考えられる。

本研究では TOC を、晴天時に地表面等に堆積してノンポイントソースからの流出汚濁負荷の主成分となる懸濁態有機炭素 POC(Particle Organic Carbon)とポイントソースや自然水中に含まれる溶存態有機炭素 DOC(Dissolved Organic Carbon)の合計量とした。

後述するようにそれぞれ別の汚濁負荷流出モデルを適用することで、初期貯留によるファーストフラッシュ雨水の貯留・処理の効果を算定評価できるようにしている。

(b)SS(Suspended Solid, 浮遊物質)は水中に懸濁・浮遊している不溶性物質であり、JIS では懸濁物質、環境基準や排水基準では浮遊物質と呼称し、2mm のふるいを通過し 1 $\mu$ m のろ過材上に残留する物質と定義されている。SS の量は水の濁りや透明度等、水の外観に関わる指標であるとともに、粘土鉱物に由来する無機態の微粒子や有機態の動植物プランクトンおよびその死骸や地表面に堆積した大気汚染物質降下物等が含まれる。また有機態の SS にはダイオキシン類や PCB などの発ガン性等の有害な有機塩素系化合物が付着しやすいことも報告されており(佐藤, 2006), 削減対策を検討する必要がある。

晴天時河川の SS 濃度は高くても数十 mg/L であるが、降雨後では濁水の SS が数百 mg/L 以上になることもある。さらに、造成工事に伴って流出する濁水の SS は 500~5,000mg/L 程度になるとも言われている。下水道法に基づく下水処理水の排水基準は 40mg/L 以下とされており、一方、水質汚濁防止法に基づく工場又は事業場に係る排出水の基準は 200mg/L(日間平均 150mg/L)とされている(環境省)。また下水処理場への流入水質基準は SS=200mg/L となっている。

汚濁負荷削減を目的とした雨水貯留施設の実時間制御を実施する上で、実時間で観測・評価可能な汚濁負荷指標としては、その分析に高額な設備を要する TOC よりも、安価な水質センサーによってモニタリング可能な SS(あるいは濁度)といった濁り指標が適しており、今後これに基づいて設備操作をすることが想定可能である。

### (3) 懸濁態汚濁物質の流出モデル

晴天時に排水区地表面に堆積し、非点源負荷源からの懸濁態汚濁物質である POC および SS の流出負荷量を表現するモデルとして 1960 年代後半から US-EPA(United State Environmental Protection Agency)が開発してきた SWMM(Storm Water Management Model)のサブモデルの 1 つである表面流出負荷量モデルを応用した。表面流出負荷量モデルの基礎式は式(3.10)で表される。

$$\frac{dP_1}{dt} = -K_1 P_1 \quad (3.10)$$

ここで、 $P_1$  は斜面汚濁物質堆積量、 $K_1$  は比例定数である。この式は、ある時間での堆積量の変化、つまり流出汚濁負荷量の流出速度が同時刻の現存堆積量に比例する事を意味する運動方程式である。式(3.10)を差分化すると

$$P_1(t + \Delta t) = P_1(t) \exp(-K_1 \Delta t) \quad (3.11)$$

となる。ここで、比例定数  $K_1$  が物質を流送する雨水流の流速に比例すると考えられるので、斜面の汚濁物質流出速度  $M_1(t)$  は、

$$\begin{aligned} M_1(t) &= \frac{P_1(t) - P_1(t + \Delta t)}{\Delta t} \\ &= P_1(t) \frac{1 - \exp(-K_1' u_1 \Delta t)}{\Delta t} \end{aligned} \quad (3.12)$$

と表される。ここで、 $K_1'$  は比例定数、 $u_1$  は斜面の流速である。なお、浸透域からの汚濁物質の流出は基底流に含まれ、降雨中による流出はないものと考えた。斜面の流速には、前述の Kinematic runoff model で得られた流速を用いた。

河床に堆積した汚濁物質も雨水流出量の増加に伴い、巻き上げられると考えられる。したがって、斜面モデルと同様に、河床に堆積した汚濁物質が河道の流速によって流出する過程を、式(3.13)で表すことができる。

$$\frac{dP_2}{dt} = -K_2 P_2 \quad (3.13)$$

ここで、 $P_2$  は河床汚濁物質堆積量、 $K_2$  は比例定数である。式(3.13)を差分化すると、

$$P_2(t + \Delta t) = P_2(t) \exp(-K_2 \Delta t) \quad (3.14)$$

と表される。式(3.14)より、汚濁物質流出速度  $M_2(t)$  は、

$$\begin{aligned} M_2(t) &= \frac{P_2(t) - P_2(t + \Delta t)}{\Delta t} \\ &= P_2(t) \frac{1 - \exp(-K_2' u_2 \Delta t)}{\Delta t} \end{aligned} \quad (3.15)$$

となる。ここで、 $K_2'$  は比例定数、 $u_2$  は河川の流速である。河川の流速にも Kinematic runoff model で得られた流速を用いた。

斜面から流出した汚濁物質と河床で巻き上げられた汚濁物質が、雨水流出に伴って河川を流れる過程には、式(3.16)で表される Euler の移流方程式を用いる。

$$\frac{\partial P}{\partial t} + \bar{U} \frac{\partial P}{\partial x} = M_1(t) + M_2(t) + M_3(t) \quad (3.16)$$

ここに、 $\bar{U}$  は断面平均流速である。これは、河川での汚濁物質の伝播が、河川流速による移流成分と、斜面からの汚濁物質の流出速度および河床での巻き上げ速度によって決まることを表している。

#### (4) 溶存態汚濁物質の流出モデル

対象流域における溶存態汚濁物質の流出量を算定するために、式(3.17)に示す LQ モデルが広く用いられている。

$$L = KQ^n \quad (3.17)$$

ここで、 $L$  は汚濁物質流出量、 $Q$  は流量、 $K, n$  は係数である。しかし、LQ モデルは流量のみに依存するので、降雨初期における高濃度の汚濁負荷流出や流量低減時の低濃度の汚濁負荷流出を表すことができない。そこで、河床の堆積量に依存すると考えられる溶存態汚濁物質については、式(3.18)に示す LSQ モデルを用いた。

$$L = KS^m Q^n \quad (3.18)$$

ここで、 $S$  は汚濁物質堆積量、 $m$  は係数である。

#### (5) 堆積負荷量モデル

以上のモデルを用いて懸濁態汚濁負荷および溶存態汚濁負荷流出量を算定するにあたり、汚濁負荷流出速度[g/s]については、雨水流出モデルで算定される流速あるいは流量と関連する式表現を導入しており、汚濁負荷流出量の変動は物理的な流出現象として表現されている。しかし、降雨流出開始時の初期堆積負荷量によって汚濁負荷流出量の総量が規定される式表現となっている。従来の研究においては、一降雨イベント中の汚濁負荷流出の再現を主対象としており、総汚濁負荷流出量を観測結果に基づいて積分したものを初期堆積負荷量として与えることで、汚濁負荷流出現象を算定・評価する場合が多い。しかし、年間を通じた汚濁負荷流出量および貯留施設の実時間制御による負荷削減効果を評価するためには、降雨流出開始直前の初期堆積負荷量を定量的に算定する必要がある。そこで、流域地表面等に堆積し、非点源負荷源となる汚濁物質量を表現するモデルを用いた。堆積負荷量モデルについての概要を示す。このモデルでは先行晴天期間の増加に伴い地表面堆積負荷量は単調増加するが、風等による移動を考慮して一定量以上の堆積が起らないという仮定に基づいている。以下に指数関数型の堆積負荷量モデルを示す。

$$Su(td) = H_0 * \{1 - \exp(-k_5 * td)\} \quad (3.19)$$

ここで、 $Su$  は堆積負荷量[g/ha]、 $H_0$  は初期堆積負荷量[g/ha]、 $k_5$  は定数、 $t_d$  は先行晴天期間[日]である。

モデルパラメータについては、中村らの研究(2012)を参考にして設定した。堆積負荷の起源としては、大気汚染降下物や落葉、タイヤ片、アスファルトや路面交通標識の剥離物等が含まれる。

#### (6) 降雨予測モデル(移流モデル)

短時間降雨予測の基礎手法である椎葉・高棹・中北(1984)の移流モデルを用いた。ここではその概要を示す。

移流モデルとは降雨強度分布  $R(x, y)$  を移流ベクトル  $(u_r(x, y), v_r(x, y))$  に沿って移流させながら  $\delta(x, y)$  で発達・衰弱させるモデルで、20~30分先のメソ  $\gamma$  スケールの降雨予測や、1~2時間先のメソ  $\beta$  スケールの降雨予測などのごく短いスパンでの予測に適している。本手法では、降雨分布の変化が移流方程式

$$\frac{\partial R(x, y)}{\partial t} + u_r(x, y) \frac{\partial R(x, y)}{\partial x} + v_r(x, y) \frac{\partial R(x, y)}{\partial y} = \delta(x, y), \quad (3.20)$$

によって表現されるものとする。ただし、雨域の移流ベクトル( $u_r(x, y)$ ,  $v_r(x, y)$ ), 単位時間当たりの発達・衰弱量  $\delta(x, y)$  は

$$\begin{aligned} u_r(x, y) &= c_1x + c_2y + c_3, \\ v_r(x, y) &= c_4x + c_5y + c_6, \\ \delta(x, y) &= c_7x + c_8y + c_9, \end{aligned} \quad (3.21)$$

のように位置の一次式として表現できると仮定し、式(3.10)と合わせて線形最小自乗法を用いて、時々刻々と得られる降雨強度分布  $R(x, y)$  から  $c1 \sim c9$  を推定する。予測では、算定された移流ベクトルに沿って、解析的に追跡することにより予測時刻の降雨を算定する。同時に、移流ベクトルに沿って移流した際の発達・衰弱量の積分値も解析的に算定し降雨量を修正する。

今回使用した移流モデルでは、国土交通省のXバンドMPレーダーを利用して予測を行い、単純な1次式として移流させるため発達・衰弱項は無視し( $c7 \sim c9=0$ )、現在から10分前まで1分ごとの11個のレーダーデータをもとに10分間隔で1時間先まで予測を行った。

### (7) 貯留施設モデル

本研究では治水対策目的で計画・建設されている雨水貯留施設として第2章で述べたいろは呑龍トンネルを解析対象としている。いろは呑龍トンネルは計画総延長 9km のトンネル状の施設であるのでモデル化を行うためには貯留管内の流下についても表現することが求められるが、本研究が対象としている初期貯留および緊急排水といった操作を表現する上では、空の貯留施設に越流雨水を流入させ、ある程度の水量が貯留管内に存在する状態からポンプによる強制排水などを行うことから、貯留管内の流下を省略して流出入のみを考慮する1つの単純なタンクであると仮定した。貯留管の全容量は現在供用が開始されているいろは呑龍トンネルの北幹線、すなわち乙訓ポンプ場までの区間までを想定して総容量を 107,000 m<sup>3</sup> とした。

貯留管への流入点は2か所とした。1か所は現在暫定供用における流入口が設置されている寺戸川第四向陽小学校横にある分水施設とし、河川流量がある一定値を越えると越流分が貯留管に流入するように設定されており、ピークカット貯留を行うコントロールポイントとして設定した。鳥井ら(2011)の研究に基づきピークカット地点での河道流量が 30m<sup>3</sup>/s を超えた場合に、超えた雨水全てを貯留する。

もう1か所は西羽東師川の支流である石田川が西羽東師川に合流する乙訓地点である。石田川流域には工場などが多く存在し、流域内の他の枝川と比較して汚濁物質濃度が高く(城戸, 2008), 初期貯留による汚濁負荷削減の効果が高いことが想定されるとともに、いろは呑龍トンネルに接続する乙訓ポンプ場が現存しており、現実的に初期貯留制御の基点となりうる。そこで、解析においては石田川が西羽東師川に接続する乙訓ポンプ場付近に可動堰をもうけ、石田川の河川水をいろは呑龍トンネルへ任意に貯留できる構造とし、初期貯留操作に於いては石田川河川水を全量貯留し、設定した初期貯留容量に達したときに可動堰を閉じて、その後の流出水は西羽東師川本川へ全量流入する設定とした。

また、実計画では乙訓ポンプ場の計画排水能力は約0.3m<sup>3</sup>/sであり、乙訓ポンプ場までの暫定供用の時点でも降雨継続中の排水は原則的に行わず、降雨終了後の西羽東師川に排水する計画となっている。一方、全体計画完成時に最下流端に設置される呑龍ポンプ場の排水能力は10 m<sup>3</sup>/sであり、本研究では初期貯留雨水を短時間に排水する緊急排水操作を仮定しているため、乙訓ポンプ場においても呑龍ポンプ場と同等の排水能力を10 m<sup>3</sup>/s、排水先については実計画と同様に乙訓ポンプ場から西羽東師本川へ排水すると仮定した。ピークカット貯留実施地点である寺戸川・向陽第四小学校付近において溢水浸水をもたらす雨水流出が発生する以前に、乙訓地点で西羽東師川本川へ10 m<sup>3</sup>/sの放流を行うことによる下流域での浸水危険度の増加は、本川の流下能力を考慮して無視できると仮定した。

貯留雨水中の汚濁負荷削減については、降雨終了後の終末処理場である洛西浄化センターへの輸送能力を 0.3m<sup>3</sup>/s と設定した。桂川右岸流域下水道の概要文<sup>8)</sup>より洛西浄化センターの汚水処理能力は22万 m<sup>3</sup>/日であるのに対して、現状の日平均流入汚水量は約15万 m<sup>3</sup>/日であり、約7万 m<sup>3</sup>/日=0.81m<sup>3</sup>/sの余裕があると推定できる。汚水処理量の時間変動を考慮し、処理能力の余裕を含めて雨天時汚濁負荷の処理水量を 0.3m<sup>3</sup>/s と仮定した。

また、施設の構成上は初期貯留操作(可動堰)、ピークカット貯留操作(固定堰)、緊急排水用ポンプおよび搬送用ポンプの運転は全て独立に実施可能である。しかし、複数の操作を同時に行うためには集中管理システムを導入して、互いに競合しない条件での運用が必要となる。本研究では、これらの複数施設の同時操作の実施を想定せず、初期貯留/緊急排水/ピークカット貯留/処理場への搬送の実施時間が重ならないと設定した。つまり、初期貯留が初期

貯留容量に達する前に緊急排水操作が行われた場合はそこで初期貯留を中断(可動堰を閉鎖)し、緊急排水のみを行う。また、初期貯留分の緊急排水途中でピークカット貯留が始まった場合はその時点で緊急排水を中断する。さらに、処理場へ輸送し終わらないうちに次降雨イベントが始まった場合でも、処理場への輸送が完了するまでは初期貯留は実施しないという条件設定のもとで、以下に説明する、雨水貯留施設のリアルタイムコントロールの操作ルールを検討した。

### (8) リアルタイムコントロールの適用

前項で説明した雨水貯留施設を用いて、初期貯留、緊急排水、ピークカット貯留、処理場への搬送といった機器操作を降雨予測情報に基づいて実時間で意思決定することがリアルタイムコントロールである。そのために、初期貯留容量、緊急排水開始流量など、実時間制御の初期設定条件について検討する必要がある。本研究ではまず先行研究<sup>6)</sup>に基づいて初期貯留容量を18,000m<sup>3</sup>に、緊急排水開始流量を30m<sup>3</sup>/sと設定した。緊急排水の判断の概念図をFig.8に示す。緊急排水開始の判断をするために10分毎に降雨予測・流量予測を行い、逐次情報を更新する。

### 3.2 モデルのキャリブレーション

前節で紹介した各流出モデルについて、キャリブレーションを行った。中村ら(2012)は1観測所の地上観測雨量データを流域全域に適用し、限られた水位・流量観測データに基づいたキャリブレーションが行われており、再現性の評価は十分行われていなかった。今回 X バンドレーダー雨量データを用い、近年の水位・流量観測データに基づき新たにキャリブレーションを実施することで、より再現性の高い雨水流出モデル構築を行った。汚濁負荷流出モデルについては近年の観測データが無いため、直接 X バ

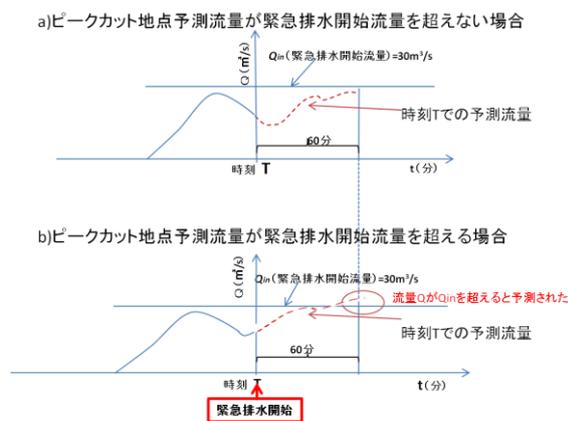


Fig.8 流量予測と緊急排水開始の決定方法

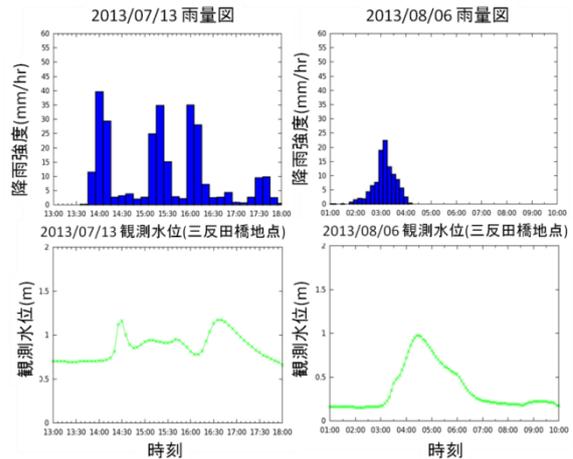


Fig.9 キャリブレーション事例のハイトグラフ (上) および三反田橋地点における観測水位 (下)

ンドレーダー雨量データを用いたキャリブレーションは行うことができなかったが、上述の雨水流出モデルに基づいて再度キャリブレーションを行った。

### (1) 雨水流出モデルのキャリブレーション

雨水流出モデルについてのパラメータ同定は、2013年7月13日および2013年8月6日に観測した水位データをもとに行った。2013年7月13日事例は、東北に停滞した梅雨前線や湿った空気の影響で東北から九州に雨や雷雨をもたらした事例で、京田辺で50mm/hr以上の非常に激しい雨を観測した。また2013年8月6日事例も温かく湿った空気が流れ込んだ影響で大気の状態が不安定となり雨が降った事例であり、どちらも先行研究のモデルではピークカット貯留は行われぬが非常に強い雨であった。今回の雨水流出モデルのキャリブレーションでは、当然全降雨継続時間中の雨水流出量の再現を目的とするが、特に、リアルタイムコントロール実施上重要となる、ピークカット貯留開始流量に達する前後の流量および流量曲線の立ち上がりに焦点をあてているためこの2事例を用いた。

この2事例での流域平均10分雨量および三反田橋地点観測水位をFig.9に示す。

三反田橋地点は石田川と西羽東師川が合流直後の地点で、降雨変動と水位変動が整合しておりキャリブレーション事例としてふさわしいと考えられる。再現性の評価地点は寺戸川・久世ポンプ場上流地点、石田川・乙訓ポンプ場地点とする。寺戸川・久世ポンプ場上流地点はピークカット貯留地点の近傍下流にあり、特に流出ピークと発生時刻、またピークカット貯留開始流量に到達するまでの時間-流量およびそれを超過する流量の再現を試みた。一方、石田

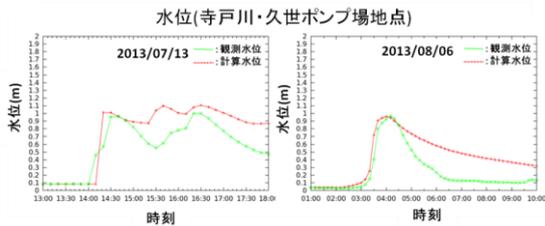


Fig.10a 雨水流出モデルのキャリブレーション結果 (寺戸川・久世ポンプ場地点)

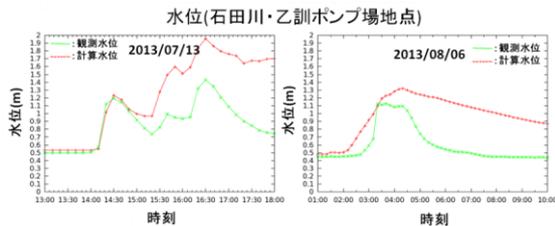


Fig.10b 雨水流出モデルのキャリブレーション結果 (石田川・乙訓ポンプ場地点)

川では初期貯留操作による汚濁負荷削減効果を定量的に評価するために、ファーストフラッシュによる汚濁負荷濃度の増大に焦点をあて、降雨初期の立ち上がりを重視して再現をした。なお、実際の施設では2013年7月13日事例は16:30頃から、2013年8月6日事例は04:15頃からそれぞれピークカット貯留が行われている。

水位再現結果を Fig.10 に示す。キャリブレーションに伴い、先行研究と大きく異なる結果となったのは以下の点である。

- ・先行研究では寺戸川以北の河道勾配が過大に設定されていたため、上流端である一ノ井堰地点と中流域の久世ポンプ場地点の標高に基づき河道勾配ある

いは排水路勾配を修正した。

・全域の斜面粗度および河道粗度の値は先行研究よりも大きくした。河道勾配を小さくし粗度係数を大きく設定したため先行研究よりも流達時間が遅れることになるが、評価地点の流量立ち上がりの再現性は向上した。

・河道粗度を大きく設定した影響で流量の逓減部の再現性は低い。浸水防止目的の観点から重視すべきピーク流量およびその発生時刻、汚濁負荷削減目的の観点から重視すべき降雨初期の流量立ち上がりを、概ね良好に再現できた。

## (2) 汚濁負荷流出モデル・堆積負荷量モデルのキャリブレーション

本項では汚濁負荷流出モデルのキャリブレーションを行った。SS と POC は SWMM 表面流出負荷量モデル、DOC は LSQ モデルで算定し、TOC は POC と DOC の合計とした。

まず初期貯留地点として設定した石田川流域について、2006年9月6日から2006年9月9日に観測した水質データをもとにパラメータ同定を行った。降雨データとして、アメダス長岡京地点および国土交通省水文水質データベース桂観測所の雨量データを利用し、流域の北半分には桂観測所雨量、流域の南半分にはアメダス長岡京地点雨量を適用した。

2006年9月6日以前の降雨は2006年9月1日午前8時頃が最後となっており、9月6日16時頃まで約5日と8時間の晴天期間があった。9月1日は半日程度継続的に弱い雨が降ったため、地表面堆積汚濁負荷が流出したと考えられる。よって、2006年9

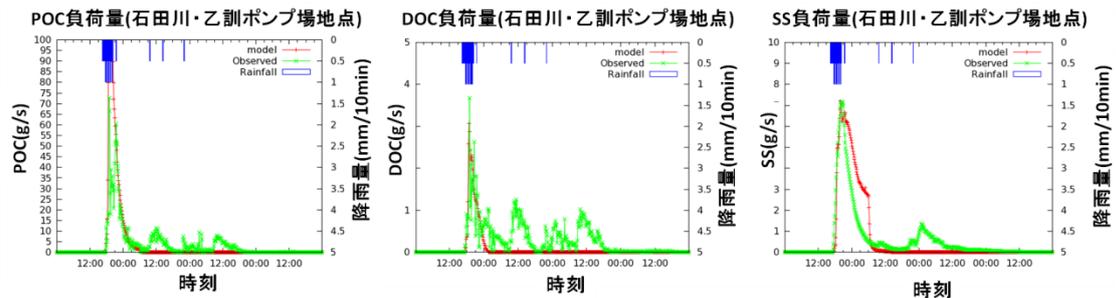


Fig.11a 汚濁負荷量のキャリブレーション結果 (石田川・乙訓ポンプ場地点)

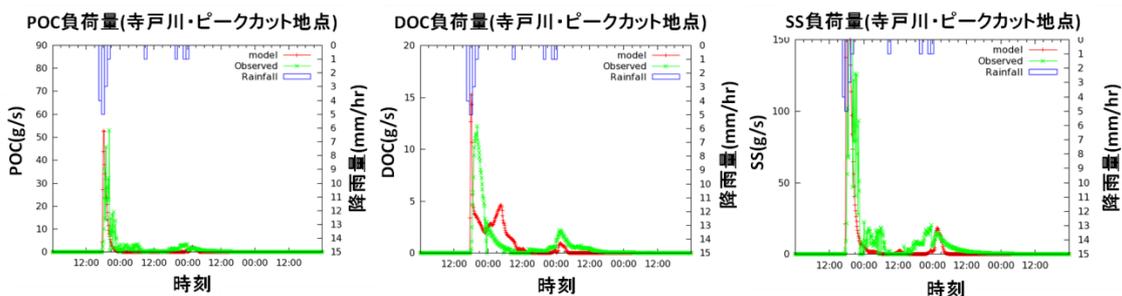


Fig.11b 汚濁負荷量のキャリブレーション結果 (寺戸川・ピークカット地点)

月 1 日午前 8 時から堆積負荷量モデルを使って堆積させた上で、降雨イベント時の流出およびその後の堆積・流出の再現を試みた。

石田川で流出する汚濁負荷を初期貯留することによる効果をできる限り正確に評価するため、石田川流域における汚濁負荷流出の再現を重視して、キャリブレーションを行った。なお 2006 年 9 月 6 日事例は非常に小降雨であり、石田川に設置した自動水質計がうまく作動できなかった時間も多く観測データとして不正確なものであるため、今後さらなる観測を行う必要がある。

寺戸川・久世ポンプ場地点については 2006 年 9 月 6 日から 2006 年 9 月 9 日の 4 日間に非常に弱い雨であるが 2 降雨存在した。

石田川における負荷量再現結果を Fig.11a に、ピークカット地点(寺戸川)における負荷量再現結果を Fig.11b に示す。

#### 4. リアルタイムコントロール導入にむけた連続的解析

本章では、浸水対策用として建設された雨水貯留施設を汚濁負荷削減対策用としても効率的に利用するために X バンドレーダーデータ及び降雨予測データを活用したリアルタイムコントロールを導入し、浸水防止効果を低減させることなく汚濁負荷削減効果を得るための方策について解析する。

##### 4.1 解析条件

###### (1) リアルタイムコントロールの基本設定

2011 年 7 月 28 日から 2015 年 9 月 8 日までの約 4 年間、夏季を中心に計 537 日分の X バンドレーダー降水量データを用いて浸水防止目的と汚濁負荷削減目的の雨水貯留施設のリアルタイムコントロールを実施した場合の効果について連続的な解析を行った。3 章で述べたように、リアルタイムコントロールは初期貯留をどれぐらい行い、緊急排水をいつ行うかを決定すること、つまり「初期貯留容量」および「緊急排水開始流量」を設定することが重要である。さらに連続解析を行うにあたり、本項で基準となるリアルタイムコントロールをあらかじめ設定し、以下にその概要を示す。以後、これら設定値で実時間制御を行う場合を基本設定リアルタイムコントロール(基本設定 RTC)と呼ぶ。

基本設定リアルタイムコントロール：

・降雨予測：降雨予測は観測データを過去 1 分間隔で 10 分前まで遡り降雨分布の移動パターンを分析

し、移流モデルを用いて 60 分先までを予測する。

・初期貯留操作：降雨イベントが開始された段階で速やかに初期貯留地点(石田川乙訓地点)において初期貯留操作を開始し、初期貯留容量  $18,000\text{m}^3$  に達するまで行われる。

・緊急排水操作：ピークカット地点での流量が  $30\text{m}^3/\text{s}$  を超えると予測された時点ですぐに初期貯留雨水の緊急排水を開始する。排水能力は  $10\text{m}^3/\text{s}$  とする。

・ピークカット貯留：ピークカット地点(第四向陽小学校横)での河道流量が  $30\text{m}^3/\text{s}$  を超えた場合に、設定した堰を越流した雨水を全てを貯留する。

・貯留施設モデル：貯留管は 1 つの大きい単純なタンク構造だと仮定し、その施設内の流動は考慮しない。全容量は実施設である“いろは呑流トンネル”の北部幹線総容量である  $107,000\text{m}^3$  とする。

・貯留水処理：処理場への輸送は、洛西浄化センターに接続し貯留管から  $0.3\text{m}^3/\text{s}$  で輸送して処理が可能であるとし、降雨イベント終了後に行う。

・複合操作の禁止：緊急排水しながら初期貯留や、緊急排水しながらピークカット貯留、処理場へ輸送しながら初期貯留はできない。

・操作決定時間間隔：予測降雨および予測流量の更新、緊急排水の判断は 10 分間隔で行う。

###### (2) 浸水危険度指標

本項では、ピークカット貯留開始時刻での「初期貯留残存量」および緊急排水操作完了時刻からピークカット貯留開始時刻までの「余裕時間」の 2 つを浸水危険度指標として採用した。Fig.12 に概要図を示す。これらはピークカット貯留が実際に実施される降雨事象についてのみ評価可能な指標である。

###### (a) 初期貯留残存量

初期貯留残存量とは、ピークカット開始時刻において初期貯留の緊急排水が完了していなかった場合の貯留残存量を示す。初期貯留雨水が残存すると、その分だけ本来ならばピークカット貯留に使用すべき貯留容量が制約されるので、浸水危険度を高める指標として選択した。

###### (b) 余裕時間

余裕時間とは、初期貯留の緊急排水が完了してから、ピークカット貯留が開始されるまでの時間的余裕を表す。降雨予測情報に基づき、より早期に緊急排水操作を実施することで発生するものであり、機器操作の判断時間や機器故障等に対応してバックアップ施設の稼働などに対応できる時間的余裕を考慮

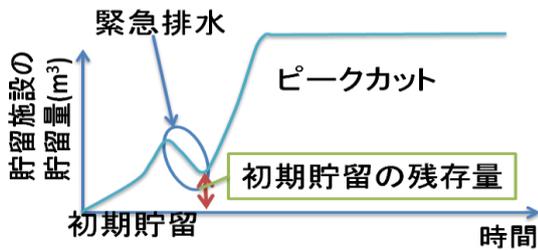


Fig.12a 初期貯留の残存量の概念図

して、余裕時間が長いほど浸水危険度を低減する指標として選択した。通常は正の値で表現するが、ピークカット貯留操作開始時点で初期貯留雨水が残存する場合は、排水ポンプ能力に基づいて初期貯留残存量の排水に要する時間だけマイナスの余裕時間として算定評価する。初期貯留を開始する前、つまり降雨開始時点で緊急排水操作の判断がなされ初期貯留操作自体が行われない場合には、上記の定義では余裕時間の算定が不可能となる。この場合、降雨イベント開始からピークカット開始までの時間を余裕時間とした。なお、基本設定リアルタイムコントロールでは60分先までの予測情報を用いることから、各事例での最大余裕時間は60分とした。

本章では、浸水対策用に計画された雨水貯留施設の主目的を重視する視点から、初期貯留が浸水対策に完全に影響を及ぼさない、つまり初期貯留雨水の残存量がゼロとなるための初期貯留容量設定等の条件を絞り込んだ上で、余裕時間を最大限確保できるためのリアルタイムコントロールのルールに焦点をあてて検討を行う。

### (3) 汚濁負荷削減効果指標

第3章で説明したように、本研究ではTOC(POC+DOC)およびSSをリアルタイムコントロールの導入による雨水流出に伴う汚濁負荷削減効果を評価するための指標として採用した。TOC(POC+DOC)およびSSの汚濁負荷量を汚濁負荷流出モデルおよび堆積負荷量モデルにより計算し、降雨イベント終了時点で初期貯留操作およびピークカット貯留操作により貯留された雨水全量を終末処理場へ搬送・処理した場合の削減負荷量を算定評価した。本研究では、以下に定義する「削減率」を汚濁負荷削減効果指標として採用した。

「汚濁負荷削減率」とは、石田川流域から流出した全汚濁負荷量に対する、初期貯留操作およびピークカット貯留操作により貯留され処理場へ輸送・処理された汚濁負荷削減量の割合を示す。当然、全流出汚濁負荷量を貯留・処理することはできないので、

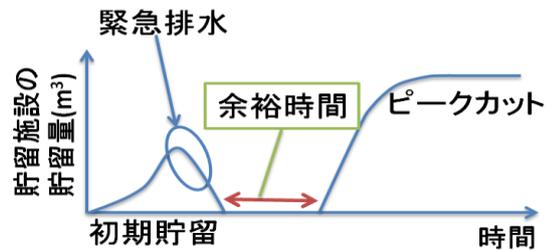


Fig.12b 余裕時間の概念図

100%未満の値となる。相対的な削減率を採用する理由は、堆積負荷量モデルの再現性の評価が不十分であるため、負荷削減効果を絶対値として評価することは困難であり、同一の汚濁負荷流出モデルおよび堆積負荷量モデルを用いることで、相対的な汚濁負荷削減効果は評価できると仮定した。

なお、「汚濁負荷削減率」の評価に用いる汚濁負荷指標としてTOCを採用した。これは、汚濁負荷流出モデルおよび堆積負荷量モデルの特性がTOCとSSで類似しており、雨水貯留による負荷削減効果がほぼ同等の効果を得られることが確認できたためである。

### (4) 降雨予測精度指標

降雨予測における絶対誤差  $E_a$  および降雨予測誤差(相対誤差)  $E_r$  を下式のように定め、これに基づいて評価を行う。

$$E_r = \frac{R_p - R_o}{R_o} \quad \dots\dots(4.1)$$

$$E_a = R_p - R_o \quad \dots\dots(4.2)$$

ここで  $R_o$  は観測降雨値、 $R_p$  は予測降雨値である。降雨予測誤差が大きいと予測が過大であることを示し、降雨予測誤差が負になると予測が過小であることを示す。立川ら(2002)は移流モデルを用いて近畿全域を対象とした予測降雨場の誤差構造のモデル化について研究し、この誤差の頻度分布が下限値-1の対数正規分布に近い分布形状を示すことを明らかにしている。

## 4.2 基本設定リアルタイムコントロールでの解析結果

### (1) 初期貯留操作による浸水防止効果への影響評価

まず、4.1.1項で設定した基本設定リアルタイムコントロールを用いて連続解析を行った。全事例における緊急排水の有無、およびピークカット貯留の有無をTable2に示す。ピークカットが実際に行われた事例(以下、ピークカット事例)において全ての事

Table 2 全 128 事例における操作の有無

	ピークカット 貯留あり	ピークカット 貯留なし	合計
緊急排水あり	22	17	39
緊急排水なし	0	89	89
合計	22	106	128

Table 3 ピークカット事例における緊急排水完了の有無

ピークカット事例			
	緊急排水 完了	緊急排水 完了せず	合計
緊急排水あり	22	0	22
緊急排水なし			22

Table 4 各ピークカット事例の余裕時間

ピークカット 事例	余裕時間 (分)
2011/7/28	19
2011/9/4	30
2012/7/15	0
2012/7/20	37
2012/7/21	9
2012/8/13	60
2012/8/21	18
2012/8/23	5
2012/9/3	15
2012/9/30	60
2012/10/23	45
2012/11/17	0
2013/7/13	60
2013/9/15	20
2014/8/9	60
2014/8/16	13
2015/6/21	19
2015/7/17	20
2015/8/17	25
2015/8/20	0
2015/8/25	15
2015/8/29	39
合計	569

Table 5 基本設定 RTC での削減率, 処理量および石田川総負荷量

TOC削減率	59.6%
TOC処理量	25,783kg
石田川総負荷量	43,260kg

例において緊急排水操作が行われたが、ピークカット貯留が実際には行われない事例（以下、ピークカット無し事例）のうち 17 事例で緊急排水操作が行われた。このため本来ならば排水すべきでなかった初期貯留雨水が排水され、汚濁負荷削減効果が低減する結果となった。つまり、緊急排水操作の空振り率が 43%であった。また Table3 に示すように、全てのピークカット事例において緊急排水が完了し初期貯留が残存せず、初期貯留操作の導入による施設の浸水防止効果を損なう事例はなかった。

浸水危険度指標に基づく評価の結果、初期貯留の残存量は全ピークカット事例で  $0.0\text{m}^3$ 、余裕時間は合計 926 分であり、初期貯留が浸水対策に影響を及ぼ

さないという結果となった。各ピークカット事例の余裕時間を Table4 に示す。2012 年 7 月 15 日、2012 年 11 月 17 日、2015 年 8 月 20 日事例で余裕時間が 0 分となり、緊急排水の完了と同時にピークカット貯留が始まったことを示している。個別の降雨事象の特徴をみると、2012 年 7 月 15 日は六甲山付近からバックビルディング現象が起こり線状降水帯が形成された事例、2012 年 11 月 17 日は日本列島全体に雲がかかり 1 日中近畿全域の広範囲で弱い雨が降り続ける中で対象領域を含む領域で局地的に非常に強い雨に発達する領域が線状に現れた事例、2015 年 8 月 20 日はさまざまな大きさの雨域が移動し発達や消滅を繰り返しながら西から東に移動した事例であった。このような降雨事象においては、移流モデルによる降雨予測そのものの予測精度が低いことが考えられるので、それに基づく貯留施設のリアルタイムコントロールにおける余裕時間は少ない。

## (2) 初期貯留操作による汚濁負荷削減効果への影響評価

汚濁負荷削減効果指標である TOC 削減率、および終末処理場において汚濁負荷処理量を Table5 に示す。ここで処理量とは、初期貯留およびピークカット貯留によって施設に貯留された後、処理場に搬送・処理された全負荷量である。初期貯留操作を含むリアルタイムコントロールの導入を行い、貯留雨水を終末処理場で処理することにより、西羽束師川流域において特に雨天時汚濁負荷量の大きい石田川流域からの総負荷量に対して約 60%の負荷削減が可能であることを示している。

また、対象降雨イベントのうち、例として 2012 年 9 月 3 日事例における流域平均の降雨強度・河道流量(ピークカット地点および初期貯留地点)・初期貯留地点における河道汚濁負荷量・貯留施設内の汚濁負荷量を Fig13 に示した。初期貯留地点の河道流量については、降雨イベント開始後初期貯留容量に達するまで全量を貯留施設へ流入させるため、Fig13 において初めは  $0\text{m}^3/\text{s}$  の状態が続いている。初期貯留地点の汚濁負荷量はファーストフラッシュによる高濃度汚濁水を表しており、少量ながら多くの負荷量を初期貯留操作によって貯留できた。しかし、強雨が予測され緊急排水操作が行われたことで、この汚濁水は河川へ排水された。よって、この事例において汚濁負荷削減効果はほぼ得られない状態となったが、ピークカット貯留が行われた事例でありピークカット貯留開始時刻までに初期貯留分の排水を完了して浸水対策に備えることができた、理想的な予測と操作が行われた例である。

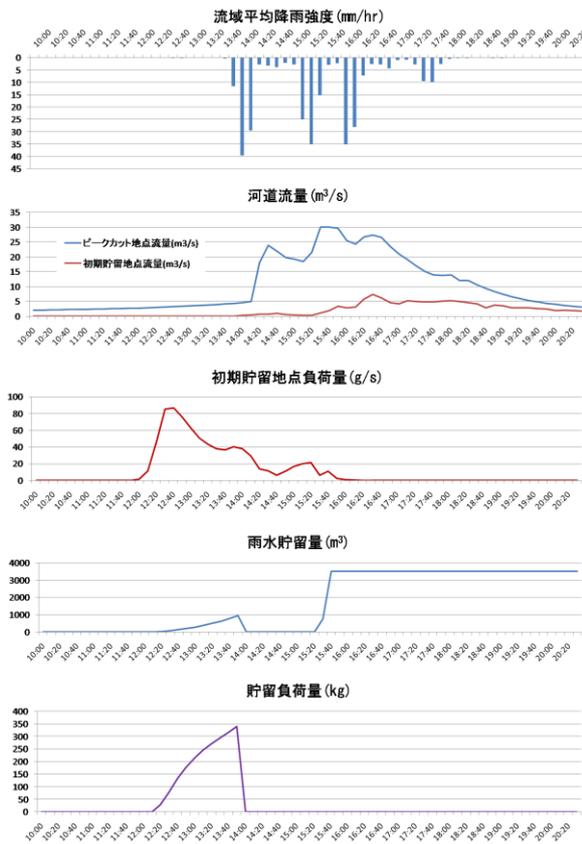


Fig.13 2012年9月3日事例におけるハイエト・ハイドロ・ポリュートグラフ  
および貯留施設の雨水貯留量・汚濁負荷貯留量

### (3) ピークカット事例におけるピークカット貯留までの余裕時間の評価

次に、ピークカット事例において、ピークカット開始時刻の降雨を予測した結果(降雨予測誤差)と各ピークカット事例における浸水危険度(余裕時間)の関係を解析した(Fig14)。基本的に、降雨予測において過小に予測した場合には、緊急排水操作が遅れて余裕時間が短くなり浸水危険度は増大し、過大に予測した場合には、緊急排水操作がより早期に実施され余裕時間が長くなり浸水危険度は低減されることが考えられる。つまり Fig14 においては、複数の降雨事例における降雨予測誤差と余裕時間の算定値の関係をプロットすると、右肩あがりの傾向が見られると仮説を立てた。予測リードタイム 50 分あるいは 60 分では上記の関係性が見出しにくい結果となったが、ピークカット開始時刻まで予測リードタイム 30 分までの予測絶対誤差と浸水危険度指標との比較結果(Fig14c)を見ると、2012年11月17日事例を除いて、降雨予測誤差と余裕時間の関係は概ね右上がりの直線を描いている。初期設定リアルタイムコントロールでは、初期貯留残存量で評価される浸水危険度を

増加させないという条件下で、より安全側の操作が実施できる設定の下で解析されているので、余裕時間がマイナスとなる事例はなかった。そのため、本解析では余裕時間をプラスにできる、つまり緊急排水操作が完了するために必要な予測リードタイム 30 分の予測絶対誤差を定量的に評価することはできなかった。後節で予測降雨を活用することによる予測誤差への影響を解析し、関係性を見出す。

### 4.3 多様な施設操作基準を導入した場合の評価

前節で述べたように、本研究における雨水貯留施設のリアルタイムコントロールの基本設定とは、初期貯留容量および緊急排水開始流量を決めることである。本節では、前節で設定した基本設定リアルタイムコントロールを基準とし、初期貯留容量、緊急排水開始流量の設定をそれぞれ変化させた場合の浸水危険度と汚濁負荷削減効果の増減を解析した。

#### (1) 初期貯留容量の設定を変化させた場合の浸水危険度と汚濁負荷削減効果

まず初期貯留容量を変化させた場合の浸水危険度への影響を解析した。当然、貯留施設容量の全量を初期貯留容量とすることは現実的ではないが、浸水危険度と汚濁負荷削減効果の両者の関係を解析するために、以下の解析を行った。これまでと同じ降雨イベント条件の下で連続解析を行い、ピークカット事例における初期貯留の残存量・余裕時間の総和を算出した結果を Fig15a に示す。横軸は初期貯留容量を、左の縦軸および青色棒グラフがピークカット事例における初期貯留残存量の総和を、右の縦軸および赤い折れ線グラフが余裕時間の総和を示す。余裕時間は容量が増えるにつれて段階的に減少し、18,000m<sup>3</sup>より容量が増えると初期貯留残存量はほぼ線形的に増加した。

一方汚濁負荷削減効果への影響を解析した。TOC削減率を Fig15b に示す。削減率は初期貯留容量 4,000m<sup>3</sup> 程度まで急激に向上し、以降はなだかな増加となった。初期貯留容量を増やすことで貯留および終末処理場へ搬送・処理される汚濁負荷量は増加するが、ファーストフラッシュ現象を考慮すると、単純に初期貯留容量を増加させても効率的な汚濁負荷削減効果は得られないことを示している。

#### (2) 緊急排水開始流量の設定を変化させた場合の浸水危険度と汚濁負荷削減効果

次に緊急排水開始流量を変化させた場合の浸水危険度および汚濁負荷削減効果を評価した。前項と同

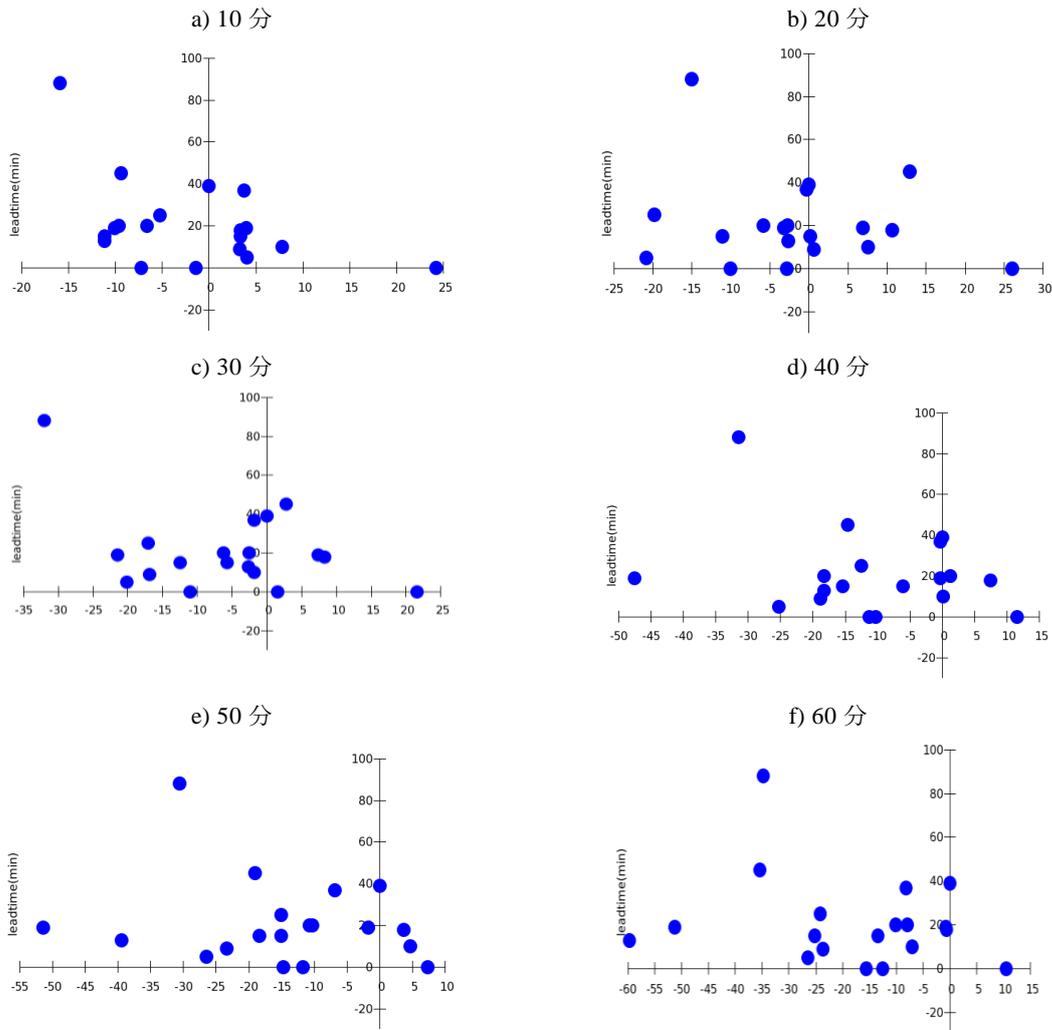


Fig.14 ピークカット開始時刻までの各予測リードタイムの降雨予測誤差とピークカット開始までの余裕時間の関係【絶対誤差】(縦軸：余裕時間 (min)，横軸：絶対誤差)

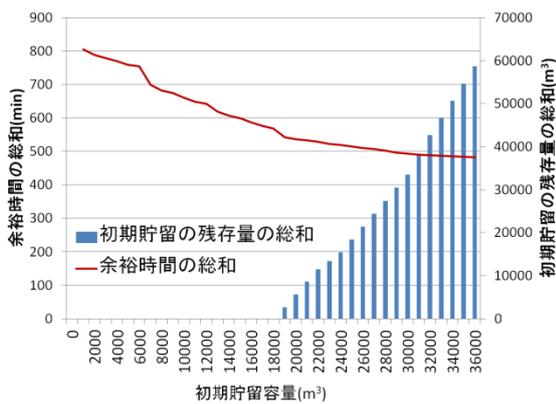


Fig.15a 初期貯留容量の変更結果

様の条件で連続解析を行い，ピークカット事例における初期貯留残存量および余裕時間を対象降雨イベントにおいて総和を算出した結果を Fig16a に示す。横軸は緊急排水開始流量を示し，縦軸は浸水危険度指標としての余裕時間と汚濁負荷削減効果としての TOC 汚濁負荷削減率である。緊急排水開始流量の増加に伴い，浸水危険度指標は悪化する傾向にあり，

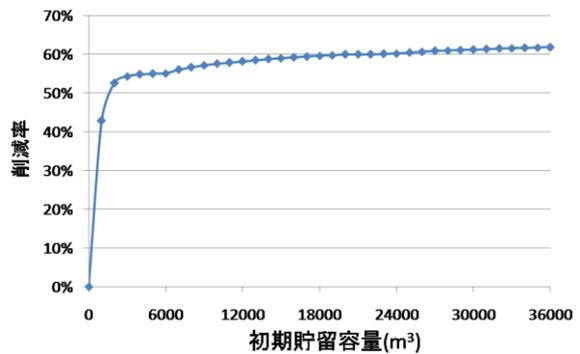


Fig.15b 初期貯留容量の変更結果

汚濁負荷削減効果は上昇する傾向を示している。初期設定リアルタイムコントロールの設定値である緊急排水開始流量  $30\text{m}^3/\text{s}$  から  $32\text{m}^3/\text{s}$  まで設定基準を高めても浸水危険度はわずかに増大するが，緊急排水開始流量  $33\text{m}^3/\text{s}$  以上に設定すると初期貯留残存量が大きく増え，浸水危険度が急激に高まる。

また汚濁負荷削減効果を TOC 削減率で解析した (Fig16b)。削減率はほぼ単調に増加し，緊急排水開

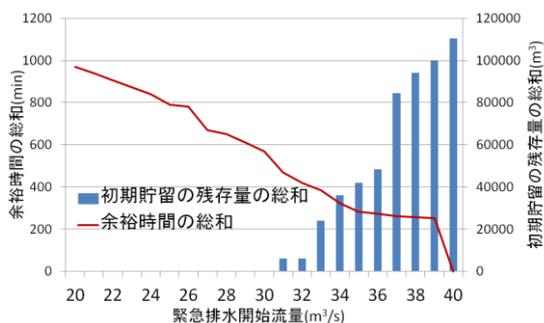


Fig.16a 緊急排水開始流量を変化させた場合の浸水危険度指標

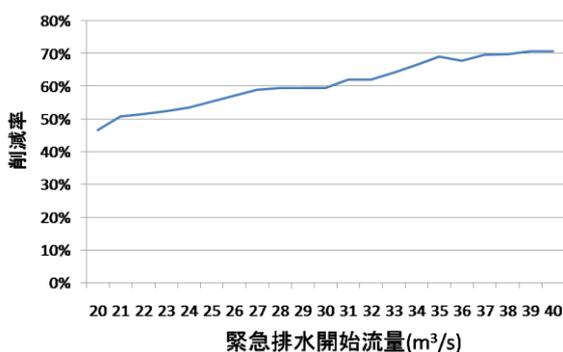


Fig.16b TOC 削減率

Table 6 初期貯留残存量が 0.0m<sup>3</sup> となる条件を満たす組み合わせ

初期貯留の残存量が 0m <sup>3</sup>	緊急排水開始流量	
	最小(m <sup>3</sup> /s)	最大(m <sup>3</sup> /s)
初期貯留 容量(m <sup>3</sup> )	6,000	35
	12,000	32
	18,000	30
	24,000	20

始流量 40m<sup>3</sup>/s で 70% を超える削減率を示した。これは、緊急排水開始流量を上昇させることにより、解析対象降雨流出イベントにおける緊急排水実施回数そのものが減少するので、汚濁負荷削減効果は当然増加する結果となった。ただし、浸水危険度を表す「初期貯留残存量」が急激に増大するひとつの境界値となった緊急排水開始流量 30m<sup>3</sup>/s から 32m<sup>3</sup>/s の区間において、必ずしも汚濁負荷削減効果の増減が急激ではない。これは汚濁負荷削減効果の急激な変動をもたらさない緊急排水開始流量の範囲において、浸水危険度である初期貯留残存量の増加をもたらさないような、初期貯留容量および緊急排水開始流量の選択設定をおこなう基準となりうる。

### (3) 初期貯留容量と緊急排水開始流量の設定による浸水危険度と汚濁負荷削減効果

前項までの解析結果を受けて、実時間制御の更新

時間間隔を 10 分としており、緊急排水ポンプ能力が 10m<sup>3</sup>/s であることを踏まえ、本項では初期貯留容量は 6,000m<sup>3</sup>/s ごとに変更した場合の解析評価を実施する。

初期貯留容量、緊急排水開始流量の挙動解析を踏まえると、初期貯留容量を 18,000m<sup>3</sup> より大きくする場合は、浸水危険度である初期貯留残存量を増加させないために、緊急排水開始流量を低く設定する必要がある。逆に、緊急排水開始流量を高く設定する場合には初期貯留容量を小さく設定しなければならない。つまり、両者にはトレードオフの関係が確認できる。以上の関係性を踏まえて解析した結果、雨水貯留施設のリアルタイムコントロールを実施する上で、絶対的な浸水危険度の評価指標である初期貯留残存量が 0.0m<sup>3</sup> となる条件を満たす、初期貯留容量と緊急排水開始流量の組み合わせを解析した結果を Table6 に示す。

以上の解析の結果を総括した上で、絶対的な浸水危険度の増加（初期貯留残存量）を回避した上で、複数の設定条件下での雨水貯留施設のリアルタイムコントロールによる浸水危険度の減少効果(緊急排水余裕時間)と汚濁負荷削減効果(TOC 削減率)と用いて、それぞれの最大効率と最小効率を基準として相対的な効率を用いることで比較・検討した(Kido ら, 1999)。なお、ここでの緊急排水余裕時間は、あくまで初期貯留残存量が存在しないという条件、つまり初期貯留操作がピークカット貯留容量を圧迫しない条件下で、さらなる浸水危険度を低減するための効果を示す指標である。

ここで、汚濁負荷削減効果を評価する削減率は、本研究における雨水貯留施設の操作設定条件の下では 100% とはならないことに注意が必要である。具体的には、石田川の河川流出水全量を貯留し終末処理場へ搬送・処理した場合のみが削減率 100% となるが、現実の雨水貯留施設のリアルタイムコントロールを想定した場合には石田川流域流出全量の貯留は不可能である。本研究における解析の上では、雨水貯留施設のリアルタイムコントロールによる汚濁負荷削減を実施する上では、全事例で緊急排水操作が行われないときに汚濁負荷削減効果は最大となる。

まず、汚濁負荷削減効果が最大となる緊急排水操作を全く行わない場合の雨水貯留施設のリアルタイムコントロールを想定した場合に最大限得られる汚濁負荷削減率を Table7 に示す。

Table7 に示すように設定した初期貯留容量によって最大の TOC 削減率は変化し、初期貯留容量 30,000m<sup>3</sup> を越えると、TOC 削減率の増加は頭打ちで最大削減率が増加していないことからこの値が、本

Table 7 初期貯留容量ごとの最大 TOC 削減率

初期貯留容量(m <sup>3</sup> )	1,000	2,000	3,000	4,000	5,000	6,000	7,000	8,000	9,000
最大TOC削減率	51.9%	63.4%	65.6%	66.3%	66.6%	66.7%	67.8%	68.4%	68.9%
初期貯留容量(m <sup>3</sup> )	10,000	11,000	12,000	13,000	14,000	15,000	16,000	17,000	18,000
最大TOC削減率	69.2%	69.5%	69.8%	70.0%	70.2%	70.3%	70.5%	70.6%	70.7%
初期貯留容量(m <sup>3</sup> )	19,000	20,000	21,000	22,000	23,000	24,000	25,000	26,000	27,000
最大TOC削減率	70.9%	71.1%	71.2%	71.3%	71.4%	71.5%	71.6%	71.7%	71.8%
初期貯留容量(m <sup>3</sup> )	28,000	29,000	30,000	31,000	32,000	33,000	34,000	35,000	36,000
最大TOC削減率	71.9%	72.0%	72.0%	72.0%	72.0%	72.0%	72.0%	72.0%	72.0%

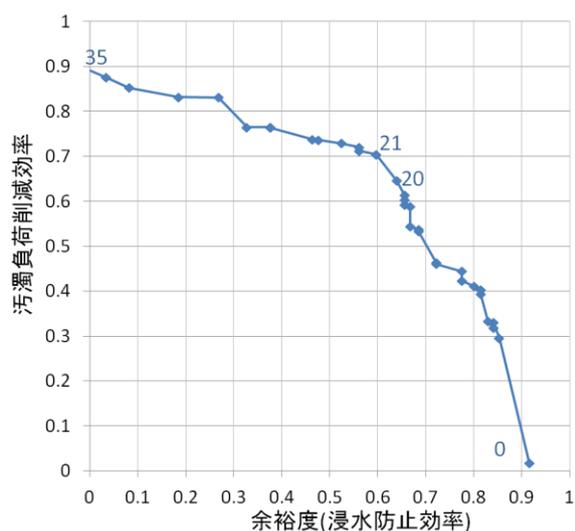


Fig.17a 余裕度(浸水防止効率)と汚濁負荷削減効率の関係  
(初期貯留容量 6000m<sup>3</sup> の場合)

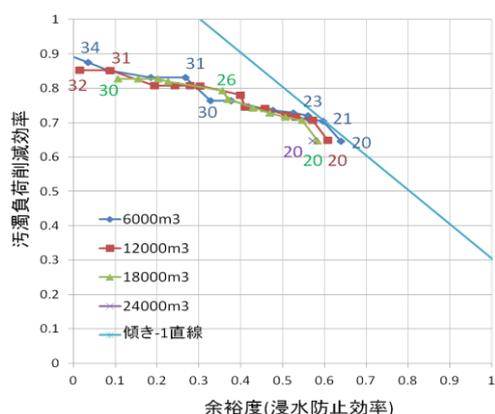


Fig.17b 余裕度(浸水防止効率)と汚濁負荷削減効率の関係

研究の設定条件における雨水貯留施設の汚濁負荷削減効果の上限値であると評価できる。一方最小の TOC 削減率を 0.0% とし、これらの最大-最小値を汚濁負荷削減効率の上限値-下限値と設定して正規化することで 0.0~1.0 の相対的な評価指標に変換した。

初期貯留残存容量はゼロとして絶対的な浸水危険度が増大することを回避する前提条件の下で、さらなる浸水危険度の軽減を評価するための指標であるピークカット貯留開始までの余裕時間の総和につい

ても同様に、ピークカット事例の 22 降雨イベントにおける総和最大 1,320 分を最大余裕時間の総和とし、これを 1 として正規化した。最小余裕時間の総和は、初期貯留の残存が発生しない範囲(各事例で余裕時間が負とならない範囲)では 480 分が最小値であったため、480 分を 0 として正規化した。

正規化した余裕時間の総和を余裕度(浸水防止効率)として横軸に、正規化した削減率を汚濁負荷削減効率として縦軸にとったものを Fig17 に示す。余裕度は浸水危険度の低さを表す度合いである。Fig17a に例として初期貯留容量 6000m<sup>3</sup> で緊急排水開始流量を 0m<sup>3</sup>/s から 35m<sup>3</sup>/s まで変化させたものを示す。主な点に添え字をつけ、緊急排水開始流量を表している。緊急排水開始流量 0m<sup>3</sup>/s の場合には全事例において緊急排水が行われ全量を浸水対策容量として用いるため、削減率は最小に、余裕度(浸水防止効率)は最大となっている。緊急排水開始流量を高く設定していくと緊急排水が行われる事例が減少していき、余裕度(浸水防止効率)が減少し汚濁負荷削減効率が上昇する。そして初期貯留の残存量が発生する直前である緊急排水開始流量 35m<sup>3</sup>/s の場合には余裕度(浸水防止効率)はほぼ 0 となり、削減率は非常に高い値を示している。このようなトレードオフ関係から、効率的なりアルタイムコントロールを推定することが目的である。Fig.17b に、Table.6 に示した施設操作方法の組み合わせで解析した結果を同様に示す。それぞれの線種は設定した初期貯留容量を示した。主な点に添え字をつけ、色で初期貯留容量を表し、数字で緊急排水開始流量を表す。同じ初期貯留容量(同じ色の線)の場合、緊急排水開始流量を高く設定すると図中の左上に推移し、トレードオフの関係性に基づき余裕度(浸水防止効率)が減り汚濁負荷削減効率が向上することがわかる。図中の水色直線は、絶対的な浸水防止効果である初期貯留残存ゼロの条件下において、同一施設の施設容量をそれぞれの目的に集中的に投入した場合の汚濁負荷削減の相対的効率と緊急排水余裕時間で表現される浸水防止の相対効率が同等の効用を持つと仮定した場合の無差別曲線 (y=-x) の例である。基本的な費用効果分析においては右上方向から左下方向へ無差別曲線を移動させて、最初に接した点が両目的を考慮した

Table 8a 各補正ごとの強雨事例 36 事例中の緊急排水操作の有無

強雨事例36事例					
	補正なし	$\mu$	$\mu+1\sigma$	$\mu+2\sigma$	$\mu+3\sigma$
緊急排水あり	31	28	35	36	36
緊急排水なし	5	8	1	0	0

Table 8b 各補正ごとのピークカット 21 事例中の緊急排水操作の有無および初期貯留残存の有無

ピークカット21事例					
	補正なし	$\mu$	$\mu+1\sigma$	$\mu+2\sigma$	$\mu+3\sigma$
緊急排水あり	21	20	21	21	21
緊急排水なし	0	1	0	0	0
初期貯留残存あり	0	4	0	0	0

上で最大効率をもたらす代替案であると評価される。Fig17b に基づくと、初期貯留容量を  $6,000\text{m}^3$ 、緊急排水開始流量を  $21\text{m}^3/\text{s}$  と設定した場合に、浸水危険度を増大させることなく、最も浸水防止と汚濁負荷削減の両目的を達成するために効率的な施設運用のための条件であると評価した。

#### 4.4 降雨予測情報の活用

X バンドリーダーデータをもとに移流モデルを用いて得られた予測情報を、予測誤差を考慮して利用することでより効率的な実時間制御へ改善するために解析・検証を行った。本節ではピークカット地点における最大流量が  $20\text{m}^3/\text{s}$  以上の降雨事例(強雨事例とする)について検証を行った。最大流量が  $30\text{m}^3/\text{s}$  以上の降雨事例はピークカット事例でありリアルタイムコントロール導入による浸水リスクの回避が重要である。一方、ピークカットには至らないものの最大流量  $20\text{m}^3/\text{s}\sim 30\text{m}^3/\text{s}$  にいたる強雨事例については浸水防止を図りつつより多くの汚濁負荷削減効果を得ることが重要となる。つまり、緊急排水操作の“空振り”を少なくすることである。なお、事例を強雨事例に絞ったことで、直近の降雨による汚濁負荷量への影響は考慮されず、また少雨事例で得られる汚濁負荷削減効果は加味されない。

##### (1) 予測誤差フィールドを用いた補正

Kim et al(2006)による、予測誤差フィールドを用いた降雨予測手法を取り入れた場合の解析を行った。ここでは簡単に説明する。

まず、降雨予測領域において面的に算定した過去の予測時間ごとの予測誤差をエラーフィールドとし、

現時刻から遡って得られた  $n$  枚のエラーフィールドからエラーのアンサンブル平均フィールド( $\mu$  とする)および標準偏差フィールド( $\sigma$  とする)を求める。このエラーアンサンブル平均フィールド  $\mu$  を予測降雨に加えることで、バイアス補正を行った決定論的予測降雨が得られるというものである。さらに、標準偏差フィールドを予測降雨に加えることによって、降雨予測を過小評価にしていた事例を上方修正することで安全面に補正できる。

中北・吉開ら(2012)によると、現時点から遡る算定枚数  $n$  は小さいほど観測降雨と予測降雨の相関係数が高いことを明らかにしている。よって本研究では  $n=5$  とし、10 分先予測のエラーフィールドは 10 分前に行った 10 分先予測から、50 分前に行った 10 分先予測まで遡り算出し、同様に 60 分先予測のエラーフィールドは 60 分前に行った 60 分先予測から 100 分前に行った 60 分先予測まで遡り算出した。

そして木村(2012)の研究を参考に、予測降雨にアンサンブル平均フィールド  $\mu$  のみを加えたケースと、さらに標準偏差フィールドを  $1\sigma$  分加えたケース( $\mu+1\sigma$ )、 $2\sigma$  分加えたケース( $\mu+2\sigma$ )、そして  $3\sigma$  分加えたケース( $\mu+3\sigma$ )を対象として緊急排水操作実施の有無と、降雨予測精度と余裕時間の関係を解析した。

なお、降雨予測誤差が正規分布に基づくと仮定した時、予測降雨に平均  $\mu$  を加え中心にした後  $1\sigma$  相当の降雨強度を加算することで、全予測の 84.13% が予測誤差ゼロを超え安全側の予測に補正することができる。同様に、 $\mu+2\sigma$  の場合は 97.72% を、 $\mu+3\sigma$  の場合は 99.86% を安全側の予測に補正できる。

まず、各補正における緊急排水操作の有無を Table8 にまとめた。アンサンブル平均フィールド  $\mu$  のみを加えた結果、ピークカット事例にも関わらず緊急排水操作が行われない事例(見逃し事例)が 1 事例存在した。さらに、4 事例で緊急排水操作が完了せず、初期貯留の残存量が存在した。 $\mu+1\sigma$  の補正では、緊急排水のうち 1 事例のみ緊急排水が実施されず、ピークカット事例においては全事例で緊急排水操作が実施・完了している。 $\mu+2\sigma$  以上の補正では強雨事例およびピークカット事例の全事例で緊急排水が実施・完了する結果となった。

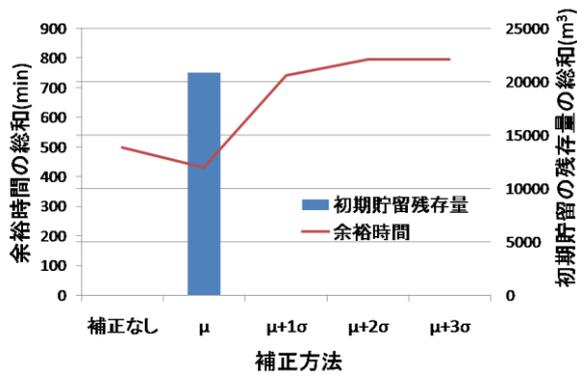


Fig.18a 予測誤差フィールドを用いた RTC における浸水リスク結果

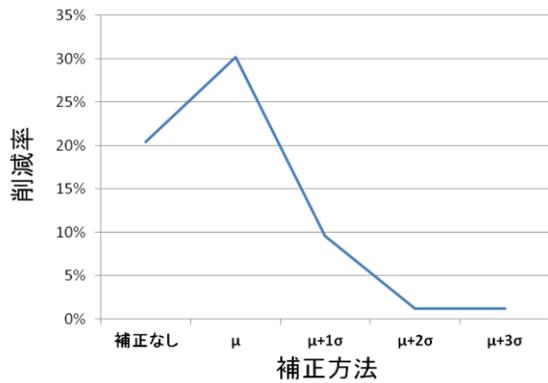


Fig.18b 予測誤差フィールドを用いた RTC における汚濁負荷削減効果

予測誤差フィールドを用いて予測情報を補正した場合の浸水危険度および汚濁負荷削減効果指標の解析結果を Fig18 に示す。予測降雨に平均  $\mu$  のみを加えた場合には初期貯留の残存量が発生し、補正なしの場合に比べて平均  $\mu$  を加えることで緊急排水の判断に重要な時刻の流量が 7 事例で過小に補正され、2 事例で過大に補正された。一方、 $\mu+1\sigma$ 、 $\mu+2\sigma$ 、 $\mu+3\sigma$  と補正幅が拡大するにつれて余裕時間が増大し浸水危険度は改善されたが、 $\mu+2\sigma$  と  $\mu+3\sigma$  のケースではあまり大きな差は見なかった。これに伴い、 $\mu+2\sigma$  そして  $\mu+3\sigma$  のケースは初期貯留雨水を全て緊急排水したために強雨事例中の汚濁負荷削減効果はほぼゼロとなった。以上の結果から、 $\mu+2\sigma$  以上の安全補正を行えば、浸水対策の対象事例となりうる強雨事例において高い浸水危険度削減効果が得られると言える。

## (2) 予測リードタイム長さの変更による補正

本項では、移流モデルにおいて算定される移流速度の誤差、つまり強雨域が対象流域に到達する時間的な誤差を考慮に入れた降雨予測情報の活用方法を考えた。現時点では 60 分先までの予測情報のみを利用しているが、予測誤差が増大することを考慮した上でより長時間先までの予測降雨情報を利用することで、移流速度が実際よりも遅く算定されていた場合に強雨域が到達すると仮定して補正した。

まず、現状の 60 分先までの降雨予測に用いた移流モデルをそのまま援用し、180 分先までの降雨予測情報を作成し、対象流域における平均を算出して観測降雨との比較を行った。雨水貯留施設の実時間制御への影響評価にもつながると考え、降雨予測時刻のピークカット地点流量によって場合分けし、降雨予測精度の評価を行った。Table9, Fig19 に予測リードタイムごとの相関係数および RMSE をまとめた。

ピークカット地点流量が  $15\text{m}^3/\text{s}\sim 20\text{m}^3/\text{s}$  あるいは  $20\text{m}^3/\text{s}\sim 30\text{m}^3/\text{s}$  の場合（今後強雨が発生する場合かピークカット貯留が起こるほど強くない雨の時）と、ピークカット地点流量が  $30\text{m}^3/\text{s}$  を超える場合（強雨時）とでは相関係数および RMSE の変動傾向が異なった。前者は 100 分程度の予測リードタイムまでそれまでの相関係数を維持し、以降は相関係数が減少し負の相関を示す結果となった。一方で後者は 100 分と 180 分に向かい相関係数が高くなり RMSE が減少する傾向が見られた。

次に、ある時点から 60 分先の観測降雨と、70 分先の予測降雨～180 分先の予測降雨とを比較した。移流速度の遅れによる時間的な誤差が発生しているなら、基本設定の最大予測時間である 60 分先予測値よりも先の時刻の予測値と観測値の間に相関があると仮説をたてた。先ほどと同様にピークカット地点流量によって場合分けし、それぞれ相関係数と RMSE を算出すると、どれも RMSE は大きな変化はないものの、100 分先から 150 分先にかけて相関係数が増加した。さらに、流量基準が  $20\text{m}^3/\text{s}\sim 30\text{m}^3/\text{s}$  の場合には、180 分先降雨が最も相関係数が高い結果となった。

また、30 分先の観測降雨と、40 分先の予測降雨～

Table 9 予測リードタイムごとの相関係数および RMSE

相関係数		予測リードタイム(min)											
		70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180
流量基準 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	15-20	0.25	0.205	0.169	-0.0038	-0.0135	-0.037	-0.0999	-0.0599	-0.095	-0.075	-0.096	-0.1017
	20-30	0.075	0.094	0.095	0.089	0.025	0.018	0.068	-0.019	0.058	-0.021	-0.09	-0.033
	30-	0.016	0.067	0.188	0.256	0.142	0.12	0.081	0.065	0.063	0.138	0.249	0.294
RMSE		予測リードタイム(min)											
		70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180
流量基準 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	15-20	8.932	9.033	8.55	10.525	10.09	11.26	12.63	11.239	14.731	12.87	12.624	13.08
	20-30	14.559	13.37	13.5	12.25	12.98	13.27	12.5	13.95	12.53	13.97	14.6	14.41
	30-	18.34	17.61	16.548	15.489	17.36	17.338	17.9	17.83	17.69	16.98	16.24	16

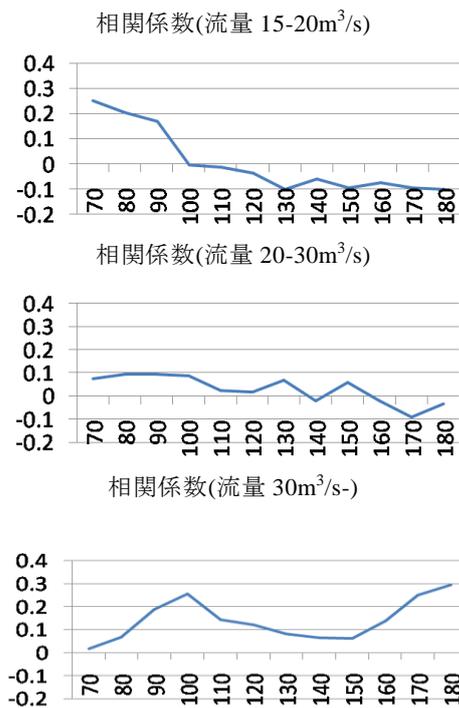


Fig.19a 予測リードタイムごとの相関係数  
 (横軸：予測リードタイム(min), 縦軸：相関係数)  
 180 分先の予測降雨との相関関係を比較した。ポンプ能力及び初期貯留容量の関係から、遅くともピークカットが開始する 30 分前に緊急排水操作が行われないと 18000m<sup>3</sup>の初期貯留が完全に排水されないため、30 分先予測の精度が重要であり、この 30 分先の観測降雨と最も相関が高い予測時間の範囲における予測降雨情報を前倒して利用することを検討し、この比較を行った。

先ほどと同様にピークカット地点流量によって場合分けしそれぞれ相関係数と RMSE を算出した。ピークカット地点流量が少ない 15m<sup>3</sup>/s~20m<sup>3</sup>/s の場合には、予測リードタイム 50 分程度まで同等の相関係数および RMSE となったが、20m<sup>3</sup>/s~30m<sup>3</sup>/s の場合には、いったん 90 分先付近まで相関係数が減少するが、予測リードタイム 170 分程度で再度相関係数が高くなった。さらに流量基準を高くし 30m<sup>3</sup>/s 以上の場合には、予測リードタイム 110 分程度まで高い相関係数を保った。降雨強度が強くなるほど、早い時刻から誤差が大きくなり、より先の時刻まで相関が保たれると考えられる。

これらを踏まえて本項では、30 分先までの予測情報を利用する場合から 2 時間先(120 分先)まで予測し利用する場合まで 10 分間隔で変化させ、その浸水危険度と汚濁負荷削減効果の評価を行った。

2 つの浸水危険度指標の評価結果を Fig20a に示す。初期貯留の残存は予測リードタイムを 60 分よりも

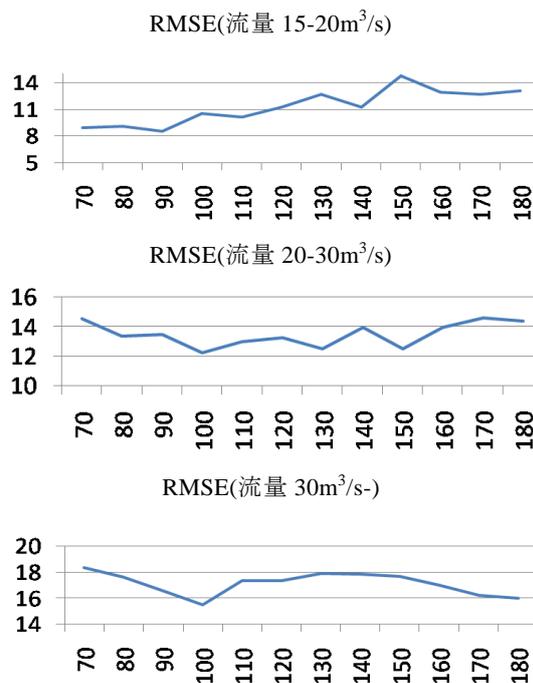


Fig.19b 予測リードタイムごとの RMSE  
 (横軸：予測リードタイム(min), 縦軸：RMSE)

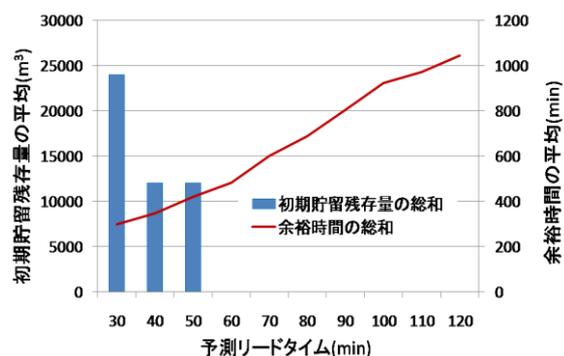


Fig.20a 浸水危険度指標の結果

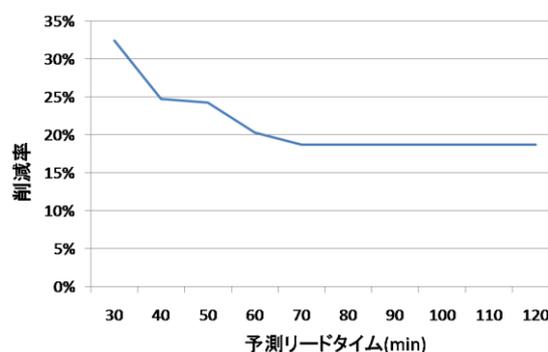


Fig.20b TOC 削減率

短くした時に発生した。緊急排水に要する時間が 30 分でも、予測リードタイム 30 分では不十分でありさらに 30 分以上の時間的余裕をもって予測がされない間に合わないことがわかる。一方余裕時間の総

和は予測リードタイムを長くするほど単調に増加した。

汚濁負荷削減効果指標の結果を Fig20b に示す。初期貯留の残存が発生しない予測リードタイム 60 分以降はほとんど変化が無かった。また強雨事例のみの解析であるため全事例において緊急排水がされる可能性も存在したにも関わらず、この解析においては予測リードタイムを 60 分以上に設定した場合も、緊急排水操作が行われず汚濁負荷削減率が 0% にならなかった。つまり、緊急排水操作の“空振り”が回避できている。少雨事例における汚濁負荷削減効果は加味されていないが、この予測降雨情報の活用方法は汚濁負荷削減効果との両立に役立つ可能性がある。

### (3) 雨域の移動による補正

移流モデルによる降雨予測では、周辺域全体の移流ベクトルに基づいて降雨域を移流させるため、必ずしも強雨域が対象流域上空に到達せず、対象流域近傍を通過する場合があります。しかし、この強雨域が対象流域に到達した場合には、大きな予測誤差が生じて、雨水流出量が過小評価され、緊急排水操作が間に合わず浸水危険度を高める可能性がある。本項では空間的な誤差を考慮に入れた予測降雨情報の活用方法として、降雨域全体を空間的にずらすことで、対象流域近傍に存在する強雨域を仮想的に対象流域に移動させた場合の流出解析を実施し、緊急排水操作の判断を行った。この手法を雨域のトランスポジションと称する。先ほどの検証に移流ベクトルの算定の誤差も加えて考慮した補正についての検証である。佐藤ら(2013)は、モデルのキャリブレーション前に対象流域を中心として周辺 250m から最大で周辺 3km までの範囲内の予測降雨情報を対象流域に適用した場合の評価を行い、その結果周辺 2.5km の範囲の予測情報を考慮し最大値を対象流域の流出解析に用いることで浸水危険度の増加を抑えることができると導いた。なお、この結果はモデルのキャリブレーション前であることや、雨域の移動ではなく拡大によって評価したものであることに注意が必要である。これらを参考に本項でも最小で 250m、最大で周辺 3km の範囲の予測情報を考慮にいれ最大値をとる雨域のトランスポジションを行った。

トランスポジションは上下左右および斜めの計 8 方向に雨域を平行移動させ、対象領域の上流域平均予測降雨が最大値となる場合を流出解析し緊急排水操作の判断基準として採用した。以上の手順で空間的な予測誤差を補正した。浸水危険度指標、汚濁負

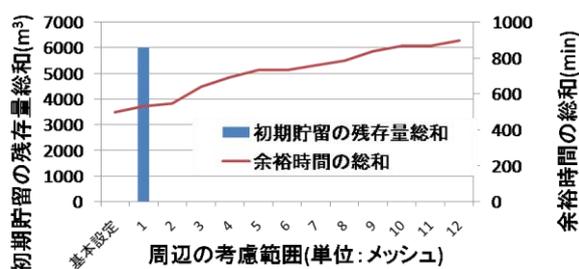


Fig.21a 浸水危険度指標結果

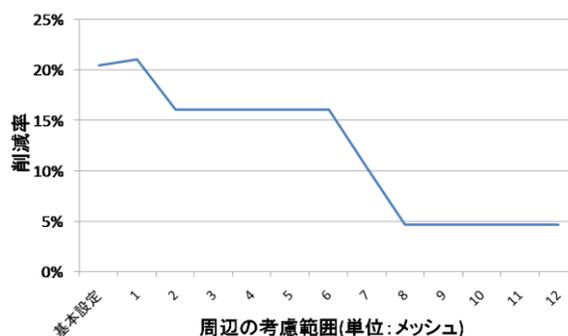


Fig.21b TOC 削減率の結果

荷削減効果指標の結果を Fig21 に示す。横軸の 1 から 12 の数字は、1 メッシュ分(250m)の雨域の移動を考慮した場合から 12 メッシュ分(3km)の雨域の移動を考慮した場合を表している。

1 メッシュ分の雨域の平行移動を行った場合のみ、初期貯留の残存が発生する結果となった。残存があった 2012 年 11 月 17 日事例において、13 時 50 分に予測を開始した流量予測結果を Fig22a に示す。基本設定すなわち空間的活用を行わない場合の方が、周辺 1 メッシュ分を移動させて上流域平均雨量の最大値をとった場合よりも流量がわずかに大きく予測されている。一方で、予測降雨の上流域平均雨量を比較すると(Table10)、平均としては雨域のトランスポジションによりわずかながら大きく補正されている。これは、対象領域の上流域の平均予測降雨が最大値をとった場合を採用したことで必ずしもピークカット地点予測流量が最大値を示すとは限らないことの影響である。この原因として、上流域平均は対象領域上流域の形に添ってデータを抽出しているわけではなく、大まかに上流域全体を覆う範囲で平均していることが挙げられる。そのため、対象領域外をわずかに考慮しており、誤差が存在している。こ

Table 10 対象領域流域の平均降雨(mm/hr)

2012/11/17 13時50分 予測開始						
予測リードタイム	10分	20分	30分	40分	50分	60分
空間的活用なし	18.71	20.07	19.98	17.46	16.29	18.37
空間的活用あり(周辺1メッシュ)	19.11	20.54	20.22	17.81	16.32	18.77

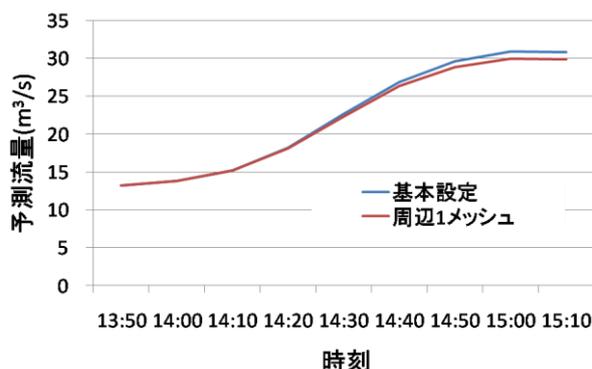


Fig.22a 2012年11月17日13:50 流量予測結果

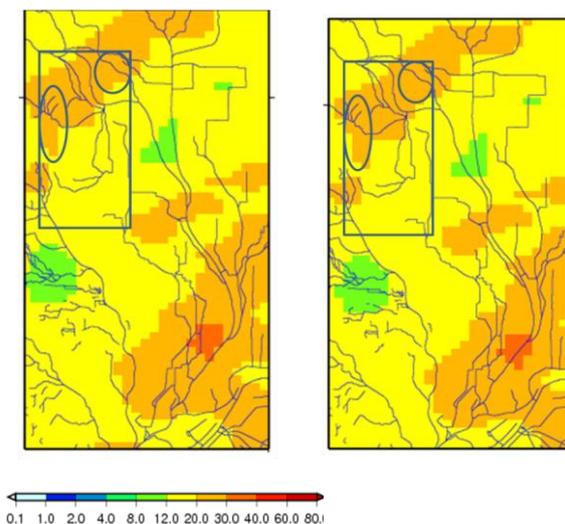


Fig.22b 2012年11月17日13:50 降雨予測開始  
60分先予測結果  
(左：活用なし 右：周辺1メッシュ分の移動)

の誤差によって緊急排水開始流量  $30\text{m}^3/\text{s}$  に到達しなかった可能性がある。Fig22b に、例として13時50分に予測開始し60分先を予測した結果を左に、その予測降雨を周辺1メッシュ分考慮し上流域平均雨量が最大になるように雨域を平行移動させた場合を右に示す。図中の青い四角が上流域として平均した範囲を示し、青い丸が流域外のおおよその範囲の例を示している。雨域のトランスポジションを行った結果、流域外の雨が強くなり、予測流量がわずかに減少した。ただ、これは非常に稀なケースであり、本質的な問題ではないと考えられる。

汚濁負荷削減効果は周辺1メッシュを考慮した場合初期貯留が残存したことにより削減率が高くなったが、考慮範囲を広げるにつれ効果は低くなった。時間的活用と同じように、周辺12メッシュ即ち3km先の降雨を考慮した場合でも削減率が0%にならず、強雨事例でも汚濁負荷削減効果を得られる活用方法であると言える。

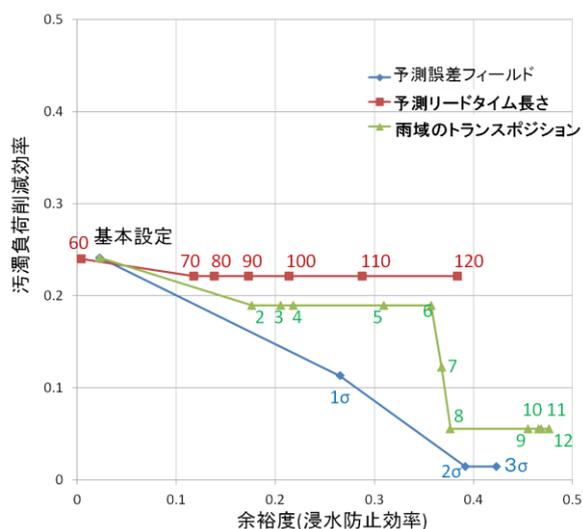


Fig.23 予測情報の活用方法ごとの余裕度(浸水防止効率)ー汚濁負荷削減効率

#### (4) 降雨予測情報の活用による効率的なリアルタイムコントロールの検討

以上3つの活用方法の浸水危険度指標(余裕時間)と汚濁負荷削減効果指標を同じ尺度で正規化し、相対的な効率指標に変換し、浸水防止効率と汚濁負荷削減効率のトレードオフ関係を解析した。

4.3節でも述べたように、正規化にあたりリアルタイムコントロール導入による最大効果および最小効果を定義する必要がある。4.3節は全降雨事例で解析を行った場合の最大効果・最小効果を算出したが、本節は強雨事例のみを対象としているため、尺度が異なり改めて算出する必要がある。強雨事例について同様に算出した結果、余裕度について最大余裕時間は1320分であった。一方、本章ではあくまで初期貯留残存量が存在しないという条件、つまり初期貯留操作がピークカット貯留容量を圧迫しない条件下での最小余裕時間は480分であった。雨域のトランスポジションにおいて周辺1メッシュを考慮した場合に余裕時間の総和は532分あるものの1事例で初期貯留が残存し余裕時間が負になったが、これは活用時の誤差による影響のため本質的ではないと考え、最小余裕時間を480分とした。

汚濁負荷削減効果指標について TOC 最大削減率は84.7%、最小削減率は0%となった。

4.4節で検証した補正方法を初期貯留が残存する補正方法を除き、各効率0から0.5を拡大したものをFig23にまとめた。添え字は各活用方法中の補正方法を示し、青字は予測降雨に加算する誤差フィールドあるいは標準偏差フィールド、赤字は予測リードタイム長さ、緑字は雨域のトランスポジションで考慮に入れるメッシュ範囲を表す。

強雨事例のみの解析としたことにより、4.3節

Fig17のような浸水防止効率が低減するにつれて汚濁負荷削減効率が上昇するような滑らかなトレードオフ関係は見られなかった。3つの補正方法を比べると、予測誤差フィールドによる補正方法では強雨事例の多くで緊急排水操作を実施し汚濁負荷削減効率が低くなった上に、浸水防止効率も高く保つことができず最も効率の低い補正方法であると言える。予測誤差フィールドの中でもっとも安全面に補正した方法である $\mu+3\sigma$ ケースでも、浸水防止効率・汚濁負荷削減効率の双方が空間的補正を周辺9メッシュ以上行った場合より低くなっている。より長いリードタイムの予測降雨情報を用いて補正することで得られる浸水防止効率の増加に対して、汚濁負荷削減効率が低減しないことを示している。これは、強雨事例において緊急排水操作を実施する回数が減少しているためであり、緊急排水操作の“空振り”を未然防止したためである。雨域のトランスポジションは周辺6グリッドの予測降雨情報を用いた補正までは、予測リードタイム長さの変更と同様に、浸水防止効率の増加に対して汚濁負荷削減効率が低減せず、同等の負荷削減効果を維持しているが、周辺7グリッドを越えると急激に汚濁負荷削減効率が低減する。これは、周辺7グリッドを越えた空間的補正を行うことで、強雨事例において浸水防止効果を評価する指標である余裕時間は増加するが、緊急排水操作の実施回数が増加し、緊急排水操作の“空振り”も増加することを示している。

雨域のトランスポジションと予測リードタイム長さの変更で異なる推移が見られるのは、雨域のトランスポジションは予測情報が変更される一方、予測リードタイム長さの変更は予測情報が変更されていないという点で異なるからである。よって予測リードタイム長さの変更の場合は元々強雨が予測されていた事例は強雨が早めに予測され、強雨が予測されなかった事例は予測されないままとなり、余裕時間が増加したが汚濁負荷削減効率の変化は僅かであった。これに対し雨域のトランスポジションは強雨が予測されなかった事例で強雨が予測される方向に活用されたため、汚濁負荷削減効率が低下する原因となった。これは当然の結果と言える。また、雨域のトランスポジションよりも予測誤差フィールドを用いて補正した場合に余裕度(浸水防止効率)および汚濁負荷削減効率の低い原因は、空間的な位置ずれよりも予測誤差フィールドが不確実であることが挙げられる。予測誤差フィールドという考え方はまだまだ発展途上である。

これらをまとめると、降雨予測情報の活用は、汚濁負荷削減効率をあまり下げずに浸水防止効率を得

るために非常に有効な方法であることがわかった。

#### 4.5 本章のまとめ

本章では、浸水対策用として建設された雨水貯留施設を汚濁負荷削減対策用としても効率的に利用するために、Xバンドレーダーデータ及び降雨予測データを活用したリアルタイムコントロールをまず先行研究に基づいた制御方法で行い、それによって得られる効果を解析した。浸水対策容量を以前と変わらぬまま利用できる一方で、石田川流域の流出負荷量を約60%削減できることがわかった。

さらに効率的なリアルタイムコントロールの検討として、施設操作ルールの変更による浸水危険度指標と汚濁負荷削減効果指標への影響および降雨予測情報の活用による両指標への影響を、それぞれ浸水防止効率(余裕度)と汚濁負荷削減効率という相対的指標として正規化することで評価した。施設操作ルールとして、初期貯留容量を大きくとらずとも高い削減率を得られることがわかり、緊急排水開始流量の細かな設定が重要になることがわかった。一方、降雨予測情報の活用方法を用いて補正を行う検討の結果、予測リードタイムを長くすることで汚濁負荷削減効率をほとんど下げることなく浸水防止効率を高めることができるとわかった。

次章で施設操作方法と降雨予測情報の活用を組み合わせた解析を行い、より効率的なリアルタイムコントロールを検討する。

### 5. 実施へのリアルタイムコントロールの導入を見据えた検討

#### 5.1 浸水対策用施設としての機能を低下させないリアルタイムコントロール

##### (1) 施設操作基準変更と予測情報活用による効果のまとめ

4章で述べたように、浸水対策用に計画された雨水貯留施設を汚濁負荷削減目的にも利用するためのリアルタイムコントロールの導入にあたっては、主目的である浸水防止目的を重視する視点から、初期貯留雨水が浸水対策に完全に影響を及ぼさないことを条件とした。つまり、現実的に導入可能なリアルタイムコントロール提案のためには初期貯留の残存量は緊急排水操作によって0となり、ピークカット開始時には必ず初期貯留雨水は残存せず全施設容量が浸水防止目的で利用可能な状態になっている必要がある。このように、浸水防止目的の能力を阻害せずに、汚濁負荷削減目的で活用するための適切な制御方法(操作ルール)について検討し、提案する。

4.3 節より、緊急排水開始流量  $30\text{m}^3/\text{s}$  の場合には初期貯留容量  $18,000\text{m}^3$  が最大容量であり、逆に初期貯留容量  $18,000\text{m}^3$  の場合には緊急排水開始流量は  $30\text{m}^3/\text{s}$  以下の基準でなければならなかった。また初期貯留容量が少なくとも汚濁負荷削減効果はあまり変わらないという結果を得ることができた。余裕度と汚濁負荷削減効果とで比較した結果、初期貯留容量  $6,000\text{m}^3$ 、緊急排水開始流量  $24\text{m}^3/\text{s}$  のとき、浸水の危険も大きく回避し、かつ汚濁負荷削減効果も得られるということがわかった。

一方で 4.4 節より、降雨予測情報の活用、具体的には降雨予測情報の補正を行うと浸水リスクの改善が確認された。予測情報の活用は強雨事例のみ検討を行ったため、少雨事例での汚濁負荷削減効果も含めた考察はできていない。4 章で検討した 3 つの活用方法のうち、予測リードタイム長さの延長が最も効率良く両効果を確保でき、予測誤差フィールドで安全側に補正すると最も効率が悪い結果となった。

## (2) 施設操作設定と予測情報活用の比較

4.3 節で行った初期貯留容量と緊急排水開始流量の設定、および 4.4 節で行った予測情報の活用は、両立が可能である。そこで、4.3 節にて全事例で行った検討を強雨事例のみを対象とした解析を行い、4.4 節と同様に浸水危険度指標と汚濁負荷削減効果

指標を正規化し比較を行った。最小余裕時間総和 480 分、最大余裕時間総和 1320 分、最小削減率 0%、最大削減率 71.2%と算出し最大効果が 1、最小効果が 0 の相対的効率として正規化し比較した結果を Fig24 に示す。線種は初期貯留容量あるいは予測情報の活用方法を示しており、初期貯留容量の線の添え字は緊急排水開始流量を、予測情報の活用方法の線の添え字は補正方法を示す。主な点の添え字を記した。

4.3 節で得た適切な制御方法(初期貯留容量  $6,000\text{m}^3$ 、緊急排水開始流量  $21\text{m}^3/\text{s}$ )は、強雨事例解析での比較だと最大効率をもたらす制御方法ではなく、初期貯留容量  $6,000\text{m}^3$ 、緊急排水開始流量  $20\text{m}^3/\text{s}$  の方が効率の良い制御方法だという結果になった。このように、強雨事例での解析結果と全事例の解析結果とは異なり、強雨事例解析で汚濁負荷削減効率が横ばいでも全事例解析では変化している可能性が高い。また、予測情報の活用は基本設定リアルタイムコントロール(初期貯留容量  $18,000\text{m}^3$ 、緊急排水開始流量  $30\text{m}^3/\text{s}$ )を基点にしていることを踏まえて、これまでの設定条件下での評価結果から、総合的に評価すべき設定条件を考察し選択した。

初期貯留容量の変更・緊急排水開始流量の変更に伴い、予測情報の活用による効果推移変化が小さいと仮定すると、「初期貯留容量  $6,000\text{m}^3$ 、緊急排水開

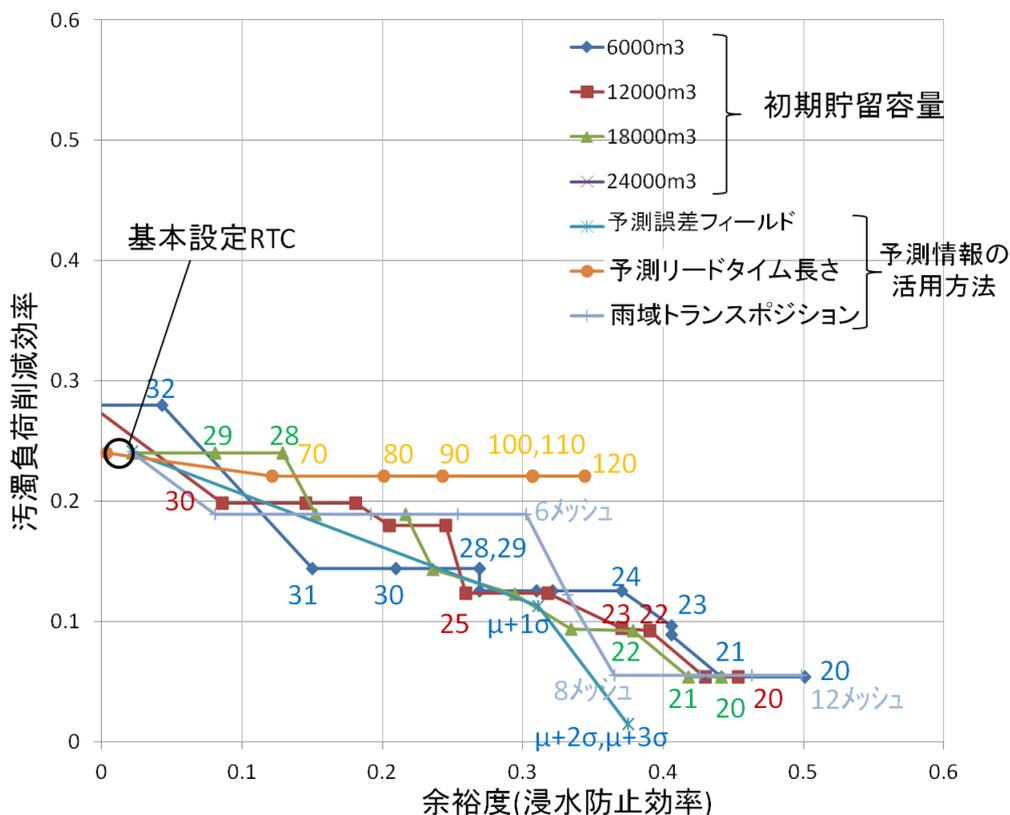


Table 11 浸水防止・汚濁負荷削減効果の両立に有効と推定された6設定

設定No.	初期貯留容量(m <sup>3</sup> )	緊急排水開始流量(m <sup>3</sup> /s)	予測リードタイム(min)	予測情報の活用方法
1	18000	30	60	なし(基本設定RTC)
2	6000	21	120	予測リードタイム長さ
3	6000	21	60	雨域トランスポジション(6メッシュ)
4	6000	23	120	予測リードタイム長さ
5	6000	32	120	予測リードタイム長さ
6	12000	25	120	予測リードタイム長さ

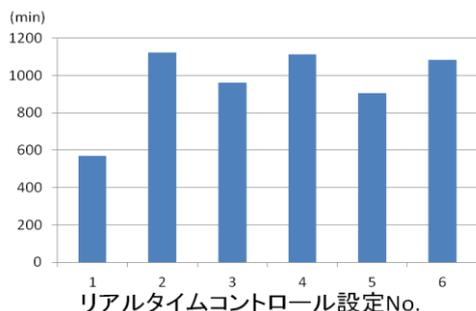


Fig.25 6設定リアルタイムコントロールでの余裕時間

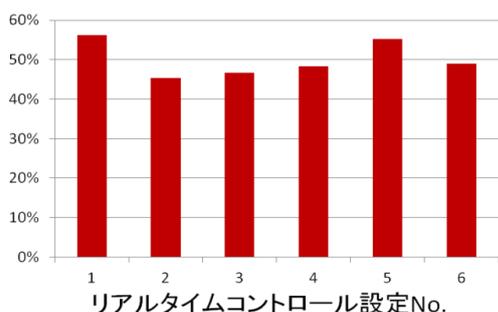


Fig.26 6設定リアルタイムコントロールでの削減率

始流量 21m<sup>3</sup>/s, 予測リードタイム 120分」が有効であると推定できる. また予測リードタイム長さの延長により汚濁負荷削減効率がほぼ低下しない結果を考慮すると, 「初期貯留容量 6,000m<sup>3</sup>, 緊急排水開始流量 32m<sup>3</sup>/s, 予測リードタイム 120分」ケースでの汚濁負荷削減効率の低下度および浸水防止効率の上昇度合いの評価を行うべきである. 一方, 初期貯留容量の変更・緊急排水開始流量の変更に伴い予測情報の活用による効果推移が変わる可能性を考慮すると, 予測リードタイム長さ 120分ケースに近い効果が得られている雨域のトランスポジションで周辺 6メッシュの最大値をとった場合の検討も行うべきであり, 「初期貯留容量 6,000m<sup>3</sup>, 緊急排水開始流量 21m<sup>3</sup>/s, 雨域トランスポジション 6メッシュ」を候補とした. 両効果の検討は強雨事例のみであったことから, 少雨事例も含め全事例で解析した場合, 予測リードタイム長さの延長に伴い汚濁負荷削減効率が減少する可能性が高い. さらに, 4.3節での全事例での解析では初期貯留容量 6,000m<sup>3</sup>の場合, 緊急排水開始流量 21m<sup>3</sup>/s と 23m<sup>3</sup>/s ではさほど変化がなく, 緊急排水開始流量 23m<sup>3</sup>/sの方が少々汚濁負荷削減効果を得て余裕度が下がる結果であったことを踏まえ, 「初期貯留容量 6,000m<sup>3</sup>, 緊急排水開始流量 23m<sup>3</sup>/s, 予測リードタイム 120分」についても検討を行う.

以上が浸水防止・汚濁負荷削減効果を両立するに有効な制御方法であると推定される. これらの方法と基本設定リアルタイムコントロール「初期貯留容量 18,000m<sup>3</sup>, 緊急排水開始流量 30m<sup>3</sup>/s, 予測リード

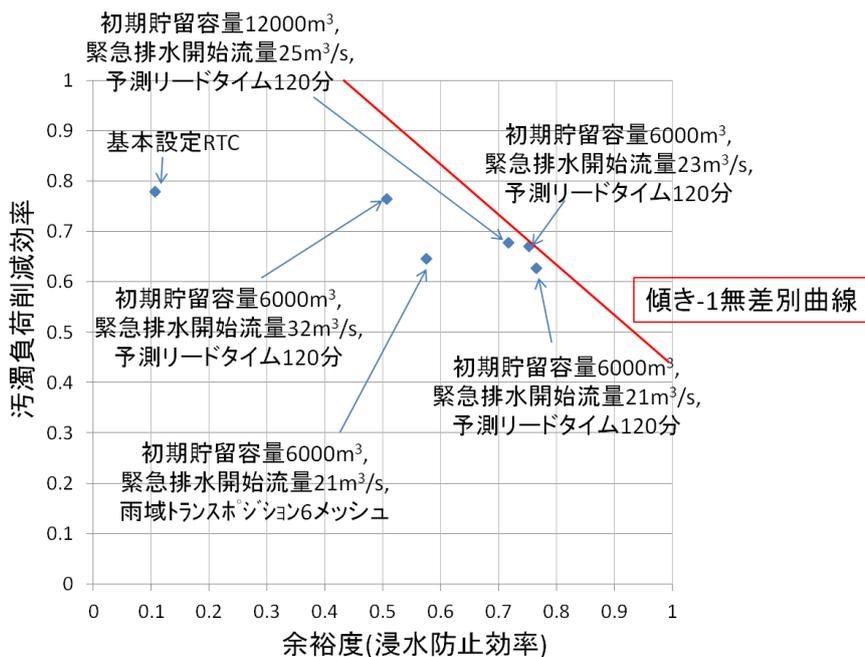


Fig.27 6設定リアルタイムコントロールでの余裕度一汚濁負荷削減効果の関係

タイム 60 分」を用いて、全事例で解析を行い比較を行う。これらを Table11 にまとめた。

当然のことながら全 6 設定で初期貯留の残存量は  $0\text{m}^3$  となり、初期貯留がピークカット貯留のための容量を圧迫しないという条件を満たした。さらに各設定における余裕時間、TOC 削減率を Fig25, Fig26 に示す。基本設定リアルタイムコントロールに比べ、余裕時間の総和で 300 分以上、ピークカット 1 事例あたり 15 分程度余裕時間を多く確保できた。TOC 削減率は、基本設定リアルタイムコントロールと比較すると No.5 の初期貯留容量  $6000\text{m}^3$ 、緊急排水開始流量  $32\text{m}^3/\text{s}$ 、予測リードタイム長さ 120 分が最も高く、他は少し下がるという結果を得た。No.5 と No.6 とを比較すると、初期貯留容量は 2 倍にも関わらず削減率は逆転したことから、初期貯留容量の変更よりも緊急排水開始流量の変更による指標変化が大きいという 4 章での結果と一致した。

また、Fig27 にて横軸に余裕時間を正規化した余裕度(浸水防止効率)、縦軸に TOC 削減率を正規化した汚濁負荷削減効率をとって、比較を行った。基本設定リアルタイムコントロールと比較して、有効と推定された手法は浸水防止効率が大きく高まることわかる。本節で浸水防止・汚濁負荷削減効果の両立に有効と推定された 6 設定のうち、設定 No.4 の初期貯留容量  $6,000\text{m}^3$ 、緊急排水開始流量  $23\text{m}^3/\text{s}$ 、予測リードタイム 120 分としたリアルタイムコントロールが最も浸水防止効率と汚濁負荷削減効率の両立に効果的であった。第 4 章図 4.6a と比較すると、 $6000\text{m}^3$ 、緊急排水開始流量  $23\text{m}^3/\text{s}$  の場合浸水防止効率が約 0.55、汚濁負荷削減効率が約 0.72 であったのに対し、加えて予測リードタイム長さを 120 分とした設定 No.4 では浸水防止効率約 0.75、汚濁負荷削減効率が約 0.67 となり、4 章で検討したように、予測リードタイム長さの延長を行うとあまり汚濁負荷削減効率を低下させずに浸水防止効率を高めることができた。また雨域のトランスポジションを行った場合は予測リードタイム長さの延長に比べて非効率的であることも 4 章の結果と整合した。

## 5.2 貯留施設を最大限利用するリアルタイムコントロール

5.1 節以前は、初期貯留を行うことで浸水対策の容量が減少し浸水リスクが増大するため、初期貯留分の緊急排水を完了させて浸水対策容量を確保するということが大前提であった。しかし、実際に現状の供用施設運用期間中に貯留管が満水になった事例は平成 25 年 9 月 15 日の台風第 18 号に伴う豪雨および平成 26 年 8 月 10 日の台風第 11 号に伴う豪雨の 2

事例であり、今まで台風事例以外では貯留管が満水になったことがない。つまり、この 2 事例以外の降雨事例では貯留管としては余裕がある状態が保たれていることを示している。よって本節では、浸水が起こらなければ最大限施設を使用可能とする場合の解析を行った。

### (1) 浸水危険度指標・汚濁負荷削減効果指標

#### (a) 最大貯留率

4 章で用いた浸水危険度指標(初期貯留の残存量、余裕時間)に加え、新たに浸水が発生する危険度を示す浸水危険度指標として、「最大貯留率」を採用した。最大貯留率とは、初期貯留を行わずとも浸水が発生する(貯留管が満水になる)事例を除いた中で最大の貯留率であり、新たに浸水が発生する危険度を示す。最大貯留率が大きければ大きいほど浸水危険度が高いと言える。この指標は 1 事例に依存する可能性が高く、第四章の考え方と同様に、新たに浸水が発生してはいけないという条件を設定するために用いる。

基本設定リアルタイムコントロールを用いて解析を行った場合、モデル上では、2011 年 7 月 28 日・2012 年 7 月 15 日・2013 年 9 月 16 日・2014 年 8 月 10 日・2014 年 8 月 16 日・2015 年 7 月 17 日の 6 つの事例に貯留管が満水となった。よって最大貯留率はこれらを除いた事例から算出する。

#### (2) 平均貯留率

平均貯留率とは、施設の有効利用度合いを示す指標であり、各事例において最大貯留量を算出し全事例の平均を算出したものである。平均貯留率が高いほど、施設能力を十分に発揮していると言えるが、浸水も発生させやすくなっているともいえる。

#### (3) 溢水増加量

溢水増加量とは、貯留管が満水になりピークカット地点流量が増大しているにも関わらず貯留がされず溢れだした雨水量について、リアルタイムコントロール導入以前からの増加分を表す。(1)(2)指標と異なり、主に 6 つの満水事例における浸水危険度の増加分を示す。

汚濁負荷削減効果指標は第 4 章と同様に削減率を用いて評価を行った。

### (2) 初期貯留容量・緊急排水開始流量の設定および解析

4.3 節で行った検討と同様に、基本設定リアルタイムコントロールを基準とし、初期貯留容量、緊急排水開始流量を各々変化させた場合の浸水危険度と汚濁負荷削減効果の増減を解析した。

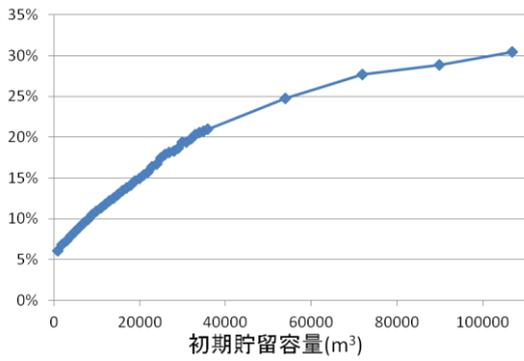


Fig.28(a)初期貯留容量を変化させた場合の平均貯留率

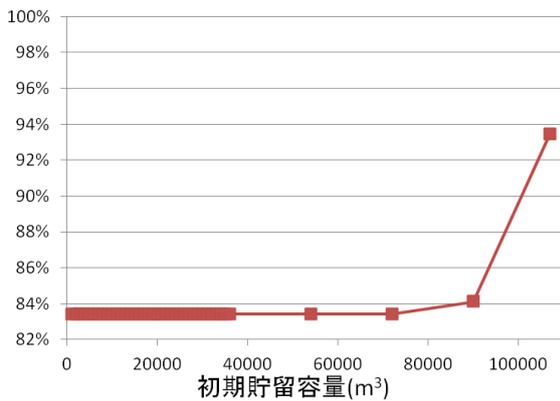


Fig.28(b) : 初期貯留容量を変化させた場合の最大貯留率

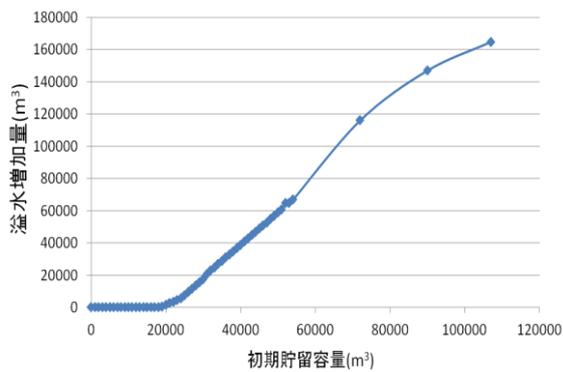


Fig.29(c) : 初期貯留容量を変化させた場合の溢水増加量

まず、初期貯留容量を変化させた場合の浸水危険度への影響を解析した。最大貯留率および平均貯留率を Fig.28 に示す。なお初期貯留残存量および余裕時間は 4.3 節図 15a と、削減率は図 15b と同じ結果であり、初期貯留の残存は初期貯留容量  $19,000\text{m}^3$  以上から発生する。緊急排水開始流量を  $30\text{m}^3/\text{s}$  とした上で初期貯留容量  $107,000\text{m}^3$  とし施設容量を全て初期貯留にも使うことができる設定にしたとしても最大貯留率は 100%には至らず、リアルタイムコントロールで緊急排水を的確に行い新たに浸水を発生

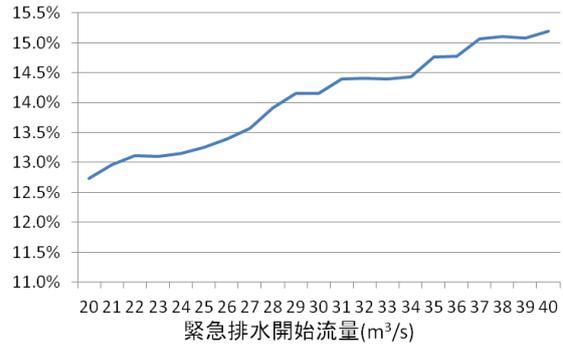


Fig.29(a): 緊急排水開始流量を変化させた場合の平均貯留率

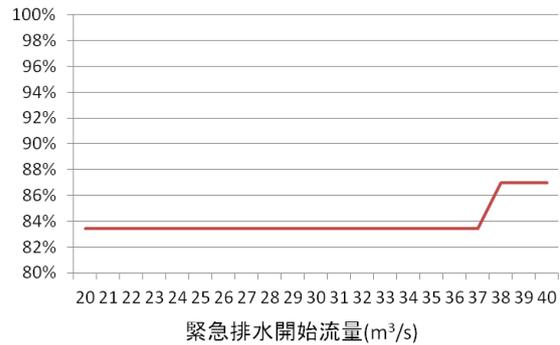


Fig.29(b) : 緊急排水開始流量を変化させた場合の最大貯留率

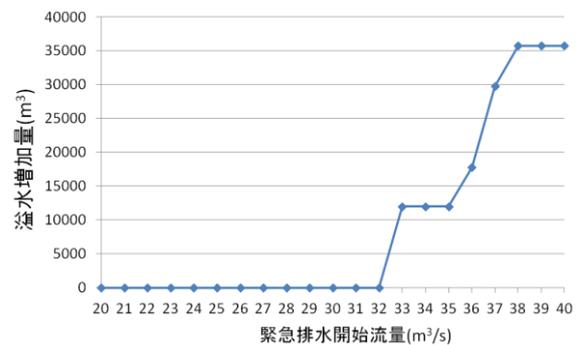


Fig.29(c): 緊急排水開始流量を変化させた場合の溢水増加量

させることはないという結果を得ることができた。平均貯留率は初期貯留容量を増やすにつれ傾きが緩やかになる曲線を描いた。これは、初期貯留容量を多くとったとしても、石田川流量が初期貯留容量いっぱいまで初期貯留が行われるほど多くないため、初期貯留容量途中で初期貯留が終わる事例が増えていくためである。よって平均貯留率の傾きが小さくなる  $40,000\text{m}^3$  以前が初期貯留容量を設定する基準となりうると思われる。

次に、緊急排水開始流量を変化させた場合の浸水危険度への影響を解析した。最大貯留率および平均貯留率を Fig.29 に示す。その他浸水危険度指標および汚濁負荷削減効果指標は 4 章 Fig.16a, Fig.16b と

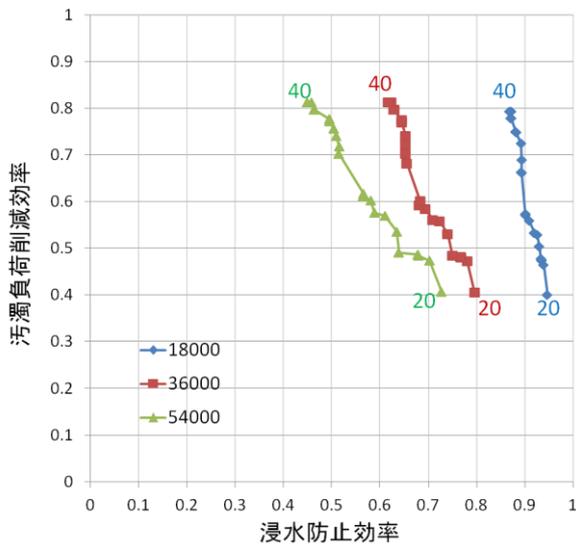


Fig.30a: 浸水防止効率と汚濁負荷削減効果の関係(平均貯留率)

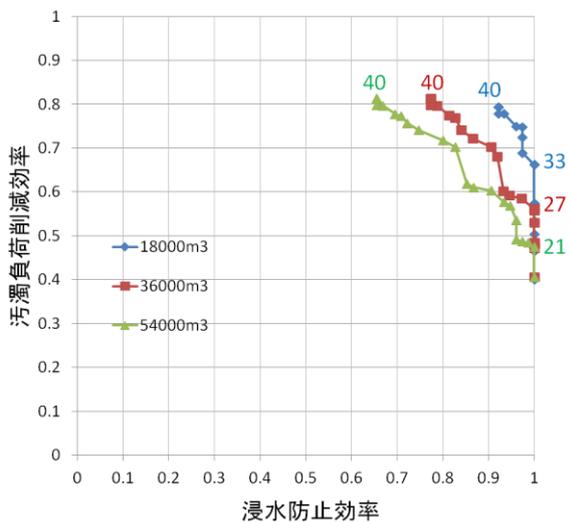


Fig.30b: 浸水防止効率と汚濁負荷削減効率の関係(溢水増加量)

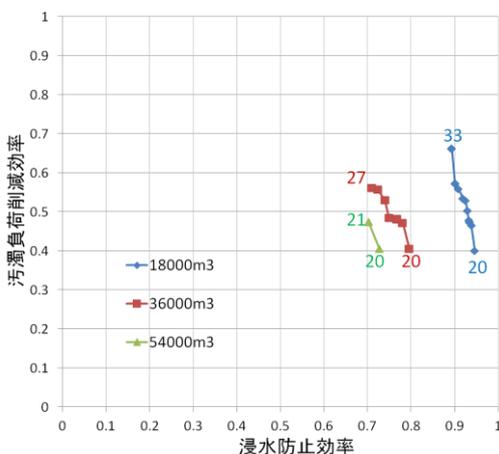


Fig.30c: 浸水防止効率と汚濁負荷削減効率の関係(溢水量が増加しない範囲の平均貯留量変化)

同様である。平均貯留率は、緊急排水開始流量を高く設定するにつれて段階的に増加した。一方で最大貯留率は1事例に依存し緊急排水開始流量  $37\text{m}^3/\text{s}$  までは  $83.44\%$  の同一の値を示し、 $38\text{m}^3/\text{s}$  以降  $87.0\%$  に増加した。初期貯留の残存が緊急排水開始流量  $31\text{m}^3/\text{s}$  以上で発生し、緊急排水開始流量を高く設定するほど初期貯留量の残存が増大したことを踏まえると、貯留量の大きい事例への影響は少ないと言える。

また、4.4 節で述べた予測情報の活用を用いる場合であるが、予測情報の活用は概ね安全側に補正する方法のため、施設を最大限利用する条件にはそぐわない。

よって、これらから初期貯留容量  $18,000\text{m}^3$ 、 $36,000\text{m}^3$ 、 $54,000\text{m}^3$  およびそれぞれについて緊急排水開始流量を  $20\text{m}^3/\text{s}$  から  $40\text{m}^3/\text{s}$  まで変化させた場合について検討を行うこととした。

平均貯留率は浸水危険度であり、施設容量を多く使うことは浸水の発生しやすさに影響することを考えると、浸水防止効率として表すには1から引く必要がある。そこで、平均貯留率を1から引いて施設容量の余裕度を表す指標とした後、正規化して浸水防止効率として横軸に、TOC削減率を正規化し汚濁負荷削減効率として縦軸にとったものを Fig30a に示す。平均貯留率の正規化にあたり、最大・最小の平均貯留率を算出したところ最大平均貯留率が  $42.51\%$ 、最小平均貯留率が  $11.05\%$  となったためこの値を用いて最大効率1 最小効率0 とする正規化を行った。TOC削減率の正規化は4章と同様である。図のそれぞれの線種は設定した初期貯留容量を、添え字は緊急排水開始流量を表しており、下端の緊急排水開始流量  $20\text{m}^3/\text{s}$  から  $1\text{m}^3/\text{s}$  ずつ増加して上端で  $40\text{m}^3/\text{s}$  となる。同じ緊急排水開始流量に着目すると、初期貯留容量が大きくなるにつれて左上がりに推移している。この左上がりの推移はトレードオフの関係性に基づいていると言える。汚濁負荷削減効率は初期貯留容量の変更で変化はほとんどなく、初期貯留容量を多くすることの意義はさほどない。初期貯留容量が少なくともほぼ同等の汚濁負荷削減効果を得ることができるため、むやみに初期貯留容量を大きくする必要はない。

次に、溢水増加量を正規化して浸水防止効率の指標とし横軸に、TOC削減率を正規化し汚濁負荷削減効率として縦軸にとったものを Fig30b に示す。溢水増加量も浸水防止効率と逆の概念であるため、正規化後に1から引いたものを採用した。正規化にあたり、最小の溢水増加量は  $0\text{m}^3$ 、最大の溢水増加量は施設容量全量を汚濁負荷対策に利用可能とした場合

の解析結果から  $455,592\text{m}^3$  とした。汚濁負荷削減効率の算出方法、および図中の線種・添え字は先ほどと同様である。溢水量が増加しない範囲では溢水増加量は 0 つまり浸水防止効率は 1 となり、右に固まって分布している。初期貯留容量が大きいほど、緊急排水開始流量が小さく設定されている段階から溢水量が増加し、浸水防止効率が低下した。

さらに、溢水増加量の結果から、溢水が増加しない範囲に限定して Fig30a を書き換えたものを Fig30c に示す。初期貯留容量  $18,000\text{m}^3$  の場合は緊急排水開始流量  $20\text{m}^3/\text{s} \sim 33\text{m}^3/\text{s}$  が、初期貯留容量  $36,000\text{m}^3$  の場合は緊急排水開始流量  $20\text{m}^3/\text{s} \sim 27\text{m}^3/\text{s}$ 、初期貯留容量  $54,000\text{m}^3$  の場合は緊急排水開始流量  $20\text{m}^3/\text{s}$  と  $21\text{m}^3/\text{s}$  のみ溢水が増加しない結果となった。初期貯留容量ごとの、溢水が増加しない中での最大削減効率が得られる点に注目すると、概ね図の右上に向かい推移しており、浸水被害増大を招かないためにも初期貯留容量は少量にする必要があることを示している。汚濁負荷削減効率を得るために初期貯留容量を多く設定しても、溢水が起こる可能性が大きくなる。

4 章および 5.1 節における、初期貯留を行うことで浸水対策の容量が減少し浸水リスクが増大するため、初期貯留分の緊急排水を完了させて浸水対策容量を確保するという考え方で浸水防止効率・汚濁負荷削減効率の関係と比較すると、浸水防止効率の増減が削減効率に比べて小さく、段階的であった。よって滑らかなトレードオフ関係を得ることができなかった。浸水防止効率あるいは浸水危険度として採用した平均貯留率という指標は、施設の利用度合いを示し浸水被害につながる強雨事例だけでなく少雨事例まで非常に広い範囲を考慮しており、全体として変化が小さくなったためであると考えられる。溢水増加量についても、浸水が新たに発生後の評価しかできず、浸水が発生するかしないかの境界を表現できない。今後、浸水危険度指標および浸水防止効率について、さらなる検討をする必要がある。

### 5.3 実施設の貯留実績を真値としたリアルタイムコントロールの評価

第 4 章および 5.1 節、5.2 節では雨水流出モデルの流量計算結果から、貯留施設にはピークカット貯留地点流量が  $30\text{m}^3/\text{s}$  を超えた量が貯留されているとして解析を行ってきたが、実際はモデル上の貯留履歴と実施設における貯留実績とは異なる。よって本節ではリアルタイムコントロールの実施設への導入を見据えて、実施設における貯留実績を真値とする。すなわちピークカット貯留が行われる事例・ピーク

カット開始時刻およびピークカット貯留量を実施設で記録された値とする。ただし、初期貯留および初期貯留ポイントである石田川河川流量・流出負荷量については以前と同様にモデルを真値とする。なお、呑龍トンネルの貯留実績が 2012 年 4 月以降しか残っていないため、2011 年事例は本節では解析対象から除外する。

#### (1) 初期貯留が浸水対策容量を圧迫しない条件を満たす施設操作基準

まず、現時点でのモデル上の貯留履歴と実施設における貯留実績の差異を Table12 に示す。表に示した貯留量は各事例中の最大値を表している。また、右端に各事例のピークカット地点における最大流量を示した。表からわかるように、モデル上では貯留されていないにも関わらず実際には貯留が行われている事例が数多く存在する。実施設で貯留率 8% 以上の事例についてはモデルでも貯留がされているが、実施設で貯留率 8% 未満の事例ではモデル上でほとんど貯留が行われていない。これでは実際の施設に実時間制御を導入することができない可能性が高い。

貯留率が少ない事例においてモデルで流入が表現できていないことは、現実で浸水被害が増大することに直結する問題ではない。しかし、リアルタイムコントロールの実施設への導入を見据えると、数%と貯留率が少ないとはいえ、ピークカット貯留が行われるほどの強雨事例であることに変わりはなく、強雨事例であると認識および予測できていないことは問題である。リアルタイムコントロールとして強雨事例でも数%の貯留率と見込まれ、初期貯留分の緊急排水をしないという判断ができるようになれば、実施設への導入が可能になると考えられる。

そこで本節では、ピークカット貯留が実施設の貯留実績に基づいて行われたと仮定し、第 4 章と同じように初期貯留が浸水対策容量を圧迫しない条件で、浸水リスクを増大させない実時間制御方法を解析・評価する。解析におけるピークカット貯留による貯留量については、実施設での貯留実績の最大貯留量がピークカット貯留の開始時刻に貯留されたと簡易的に表し、貯留され貯留量が増大する推移については表現しない。そして降雨イベント終了後に前章と同じく処理場への輸送を開始する。またピークカット貯留の開始時刻も実施設の貯留実績に基づき設定する。

まず、ピークカット貯留量およびその開始時刻を貯留実績に基づいて変更した場合に、初期設定 RTC で施設制御を行った連続解析結果を Table13 に示す。ピークカット事例 41 事例中ピークカット貯留が行

Table 12 実施設の貯留実績とモデル上での貯留履歴との比較

実際の施設での貯留履歴			モデルにおける貯留結果			
貯留日時	貯留量(m <sup>3</sup> )	貯留率	解析の有無	貯留量(m <sup>3</sup> )	貯留率	最大流量(m <sup>3</sup> /s)
2012/4/3	10866	10%	×	—	—	—
2012/4/11	820	1%	×	—	—	—
2012/06/08-14	8866	8%	×	—	—	—
2012/6/22	3345	3%	×	—	—	—
2012/07/01-4	2895	3%	○			24.27
2012/7/12	2594	2%	○			15.70
2012/07/16-17	583	1%	×	—	—	—
2012/7/21	8440	8%	○	14146.92	13%	41.33
2012/8/13	12997	12%	○	25891.08	24%	39.05
2012/8/18	7080	7%	○			28.51
2012/8/21	1974	2%	○	1600.8	1%	32.10
2012/8/23	1625	2%	○	13464.48	13%	39.22
2012/9/3	4633	4%	○	89276.83	83%	57.18
2012/9/9	3720	3%	○			4.31
2012/9/30	1601	1%	○	5167.681	5%	32.80
2012/10/17-18	2048	2%	○			25.60
2012/11/17-19	3428	3%	○	3424.26	3%	32.80
2013/04/06-8	1825	2%	○			18.25
2013/5/1	1628	2%	×	—	—	—
2013/06/15-17	1119	1%	○			11.71
2013/07/13-15	2761	3%	○	3511.02	3%	34.60
2013/8/6	1703	2%	○			25.46
2013/9/2	2260	2%	○			24.21
2013/09/15-18	106681	100%	○	107000	100%	89.63
2013/9/27	583	1%	×	—	—	—
2013/10/9	1904	2%	×	—	—	—
2013/10/25	2347	2%	×	—	—	—
2014/3/30	677	1%	×	—	—	—
2014/5/21	6729	6%	×	—	—	—
2014/08/09-12	106986	100%	○	107000	100%	53.37
2014/08/16-17	44619	42%	○	107000	100%	84.55
2014/08/23-24	3313	3%	○			25.39
2014/9/25	1505	1%	○			15.70
2015/5/16	7436	7%	○			22.30
2015/5/19	1825	2%	○			9.62
2015/6/3	4503	4%	○			25.13
2015/6/9	905	1%	○			9.72
2015/6/21	11525	11%	○	6735.42	6%	37.72
2015/7/1	1636	2%	○			14.23
2015/07/17-19	70320	66%	○	107000	100%	46.03
2015/7/22	2149	2%	○			6.80
2015/7/28	6166	6%	○			9.30
2015/08/08-10	2089	2%	○			15.57
2015/8/13	4662	4%	○			20.60
2015/8/17	13094	12%	○	12153.6	11%	38.44
2015/8/20	7979	7%	○	2331.24	2%	32.80
2015/8/23-24	717	1%	○	—	—	—
2015/8/25	972	1%	○	5923.922	6%	34.89
2015/8/29	9023	8%	○	1525.259	1%	32.54
2015/9/1	6351	6%	○			29.85
2015/11/17-18	1274	1%	×	—	—	—
2015/12/11	6119	6%	×	—	—	—

われたにも関わらず緊急排水操作が行われず見逃した事例が 16 事例(見逃し率 39%)も存在した。緊急排水が行われた事例は 39 事例であったのに対し、空振りに終わった事例が 14 事例(空振り率 36%)存在した。また、ピークカット事例で緊急排水操作が行われた 25 事例中では、緊急排水操作が完了しないのは 4 事

例(未完了率 16%)で、21 事例では排水が完了できることもわかった。

同様に、初期貯留容量を変更した場合の浸水危険度への影響を Fig31 に示す。初期貯留容量を極めて小さい 1000m<sup>3</sup> に設定した場合でも、初期貯留の残存が 10 を超える事例で発生した。Table.12 と照らし

Table 13a 全128事例におけるピークカット貯留および緊急排水操作の有無

全事例			
	ピークカット 貯留あり	ピークカット 貯留なし	合計
緊急排水あり	25	14	39
緊急排水なし	16	73	89
合計	41	87	128

Table 13b ピークカット事例 25 事例中の緊急排水操作および緊急排水操作完了の有無

ピークカット事例			
	緊急排水 完了	緊急排水 完了せず	合計
緊急排水あり	21	4	25
緊急排水なし		16	16



Fig.31 初期貯留容量を変化させた場合の浸水危険度指標

合わせると、モデル上でのピークカット地点の最大流量が  $10\text{m}^3/\text{s}$  に満たない事例も存在し、緊急排水開始流量についても大幅に基準を下げて検討する必要がある。そこで初期貯留量を  $1000\text{m}^3$  とした上で  $10\text{m}^3/\text{s}$  まで緊急排水開始流量を下げ、緊急排水が容易に行われるように設定したが、2015年7月22日事例で初期貯留  $1000\text{m}^3$  が残存した。表 5.2 より、2015年7月22日事例のピークカット地点最大流量は  $6.8\text{m}^3/\text{s}$  であり、本研究でピークカットが開始されるとしていた  $30\text{m}^3/\text{s}$  に大幅に満たない。他事例にも  $30\text{m}^3/\text{s}$  に大幅に満たない事例は多々あり、より緊急排水開始流量を下げることで補うことができているが、リアルタイムコントロールの意義を失っており、実際に導入は不可能であると言える。

## (2) 実施設へのリアルタイムコントロール導入を見据えた今後の課題

5.3 節では実施設へのリアルタイムコントロール導入を見据えて、実施設での貯留実績にも基づいてピークカット貯留が行われたとし、その解析を行った。その結果、全てのピークカット事例で初期貯留分の緊急排水を完了させることはできなかった。Table.12 で示したピークカット地点最大流量がピークカット事例ごとに大幅に異なることは不可解であ

る。

この解決方法として、貯留施設への流入の表現が考えられる。本研究では、流入を第四向陽小学校横の越流堰のみ表現したが、実際には“呑龍トンネル”北幹線で合計4つの流入口が設置されており、他の流入口からピークカット貯留が行われた可能性がある。

その他のリアルタイムコントロール導入の課題の1つに、汚濁負荷流出量の不確実性が挙げられる。実際のデータに基づき3章にてキャリブレーションを行っているが、2006年と古いデータ日時かつ1事例のみのキャリブレーションであった。最新のデータかつ連続的なデータに基づいたキャリブレーションで汚濁負荷流出量および堆積量の再現性を向上させ評価を行うべきである。汚濁負荷量の値は絶対的な評価は難しいとされており、多くの事例・期間でキャリブレーションを行っても良好な結果を得られるとは限らないが、提案・導入のためにはさらなる再現性が求められると考えられる。もしリアルタイムで汚濁負荷量の測定が可能となれば、現時刻の推定負荷量の補正および汚濁負荷量予測を行い施設を制御する汚濁負荷マネジメントが可能になる。

また、本研究では石田川が西羽東師川と合流する直前地点を初期貯留ポイントとし、可動堰を設けたと仮定している。さらに呑龍トンネルを洛西浄化センターへと接続させ処理場で処理を行うと仮定している。そして呑龍トンネルからの輸送や排水のためにポンプを多く稼働する費用等、これらの仮定を実現するためにかかる費用を算出し、同等の汚濁負荷削減効果を得るための新たな施設建設にかかる費用とを比較して、リアルタイムコントロール導入が現実的に可能かどうか検討を行う必要がある。

## (3) 降雨予測精度向上によるリアルタイムコントロール導入の可能性

本節では、降雨予測精度がさらに向上した場合に、リアルタイムコントロールを行うことの評価あるいは実施設への導入の可能性への影響を考察する。本研究では近年Xバンドレーダーが導入されたことに伴い降雨予測精度が向上しリアルタイムコントロール導入の現実味が増したと述べた。Xバンドレーダーから得られる降雨情報に移流モデルを用いて降雨予測を行い、リアルタイムコントロールを行い評価を行った。

その中で本研究では浸水危険度指標として余裕時間を主に用いて、ピークカット開始時には初期貯留が残存しないという条件で評価を行った。そして4章および5.1節で予測リードタイム長さの延長が最

も効果の両立に有効であったと判断されたが、その要因の1つに余裕時間という指標を採用したことが挙げられる。余裕時間とは、前述したように初期貯留雨水の緊急排水が完了した時刻からピークカット開始時刻までの時間差を表し、浸水対策のために施設容量全量を使用可能とし早い時刻から備えていることを表す浸水危険度指標である。

降雨予測精度の向上に伴って、当然のことながら降雨予測および流量予測精度が向上するが、現段階でリアルタイムコントロールとしては緊急排水の判断にのみ影響する。さらに緊急排水操作の判断が10分ごとにされていることから、余裕時間のような評価指標には細かな変化が現れない。降雨予測誤差と余裕時間との関係では、誤差を正方向に補正し余裕時間の変化を解析したが、補正ではなく降雨予測精度の向上によって誤差が正方向に推移した場合にも同様の結果を得られると考えられる。降雨予測精度とリアルタイムコントロールによる浸水リスク変化の関係性を評価するためには、リアルタイムコントロールの予測情報更新間隔を短くし1分ごとにし、あるいは新たな評価指標を用いる等の工夫が必要である。

また、降雨予測精度が向上すると、正確な予測に基づいて施設の制御が可能になり、今までの安全側の施設操作や補正を緩めることができる。これに伴い、浸水防止効果を保ちつつ、汚濁負荷削減効果を高めることができる。現状では浸水防止効果は安全側の施設操作や補正で確保しているが、特にゲリラ豪雨などの予測が難しい事例における降雨予測精度が向上すると、さらなる浸水危険度の回避が可能になると考えられる。

## 6. まとめと結論

本章では、本論文の結論を示す。

第1章では、本研究の背景と目的を述べた。本研究の大きな目的は「Xバンドレーダーを用いた降雨予測に基づく貯留施設のリアルタイムコントロール導入により、浸水防止効果と汚濁負荷削減効果の両立が達成されると明らかにすること」である。

第2章では、対象領域の概要と本研究で使用を想定した貯留施設「いろは呑龍トンネル」の計画概要、およびリアルタイムコントロールの既往研究について述べた。本研究では、過去に浸水被害が頻発し、かつノンポイント汚染源からの雨天時流出汚濁物質による河川水質汚濁の問題がある西羽東師川流域を対象領域に設定した。「いろは呑龍トンネル」は対象

領域の浸水被害軽減のために建設され供用が開始されている貯留施設であり、この貯留施設のリアルタイムコントロールを行って先に述べた2つの問題を対処することを想定した。

第3章では、モデルの概要および雨水流出モデル・汚濁負荷流出モデル・堆積負荷量モデルのキャリブレーション結果を示した。キャリブレーションによって水位変化や、流出負荷量の再現性が向上した。

第4章では、リアルタイムコントロールを導入することによる浸水危険度および汚濁負荷削減効果について検討するために、基本設定リアルタイムコントロールと名付けた施設操作を基準に、様々な施設操作を想定して検討を行った。初期貯留容量を少なく、あるいは緊急排水開始流量を低く設定することで、汚濁負荷削減効果も低下するものの浸水危険度を減らすことができた。逆に初期貯留容量を多く、あるいは緊急排水開始流量を高く設定した場合には汚濁負荷削減効果が高まるが浸水危険度も高まった。この2つの施設操作基準の組み合わせ解析を行ったところ、初期貯留容量  $6,000\text{m}^3$ 、緊急排水開始流量  $21\text{m}^3/\text{s}$  の時、最も浸水防止効果と汚濁負荷削減効果を両立できることがわかった。

さらに、予測情報の活用を行い、予測情報に含まれる誤差を考慮しながら安全面に補正しリアルタイムコントロールを行うことで、両効果を効率的に得ることができるのではないかと考え、予測誤差フィールド、時間的活用、空間的活用の3種類の活用方法で検討を行った。3種類の活用方法を用いたリアルタイムコントロールによる浸水危険度・汚濁負荷削減効果の評価を行い、時間的活用が最も浸水危険度を減らし汚濁負荷削減効果を確保できる方法とわかった。

第5章では、第4章の解析結果から、初期貯留の残存によって浸水対策用の施設容量を圧迫しないという条件で、浸水防止効果および汚濁負荷削減効果の両立可能と推定できる施設操作基準・予測情報の活用方法を導いた。そしてその設定ルールに基づいてリアルタイムコントロールを行い、中でも初期貯留容量  $6,000\text{m}^3$ 、緊急排水開始流量  $21\text{m}^3/\text{s}$ 、予測リードタイム120分の時間的活用を行う設定ルールが最も効率よく両効果が得られることを示した。一方で、先の条件を取り除き、浸水が新たに発生しない範囲で施設を有効利用する時、効率的なリアルタイムコントロールについて検討を行い、リアルタイムコントロール導入で新たに浸水が発生した事例はなかったものの、むやみに初期貯留容量を大きくとる必要が無いとわかった。またリアルタイムコントロ

ールの実施設への導入を見据え、ピークカット貯留が行われる事例・ピークカット開始時刻およびピークカット貯留量を実際に施設で記録された値として解析を行うと、初期貯留容量を  $1,000\text{m}^3$ 、緊急排水開始流量  $10\text{m}^3/\text{s}$  としても初期貯留の残存が発生した。現段階では実施設へのリアルタイムコントロールの提案は難しいと言える。

最後に、今後の課題・展望を箇条書きにして述べる。

- ・貯留施設の表現を詳細に行うことで、リアルタイムコントロール導入の可能性が増す。まず流入口について、現状ではピークカット地点流量  $30\text{m}^3/\text{s}$  を越えた量を全て流入すると仮定しているが、越流公式を用いて越流堰を河川水が超える表現を行うことで流入量の再現性は高まる。また、ピークカット地点から貯留施設へそのまま流入するのではなく一度接続施設を通り貯留施設へ流入することや、緊急時には接続施設の容量も用いて浸水対策を行うことを考慮したリアルタイムコントロールの検討を行うべきである。

- ・施設操作の充実によって、より効率的なリアルタイムコントロールが期待できる。例えば貯留水の処理開始の判断を実時間で行うことができれば、次降雨に早めに備えることができる。さらには SS のようなリアルタイムで簡単に計測が可能な指標を用いた汚濁負荷マネジメントを行うことも、処理場の効率そして貯留施設を稼働させる効率を高めることに繋がる。

- ・リアルタイムコントロール導入による浸水被害発生の危険性増大を評価する指標が少なく概念的であるため、より定量的で明白な指標を模索する必要がある。

- ・直近時刻の施設操作の判断を X バンドレーダーを用いた降雨予測に基づき行うだけでなく、時間スケールの大きい予測情報である台風情報や梅雨情報、週間天気、さらには MSM などの物理モデルから、より長いリードタイムでの大まかな施設操作を設定することで、余裕をもったリアルタイムコントロールが可能となる。

- ・実施設にリアルタイムコントロールを導入する費用対効果について検討を行う。

- ・降雨予測の観点からリアルタイムコントロール導入が可能かどうかの検討を充実させることで、リアルタイムコントロール導入提案のアプローチが増えたと考えられる。

上記を今後の課題として、この論文の結びとする。

## 謝 辞

本研究の一部は科学研究費補助金（基盤(C):課題番号24560662）の支援を受けた。また水文観測・調査にあたり京都府文化環境部の協力を得た。いろは呑龍トンネルに関して京都府流域下水道事務所から情報提供を受け、また貯留施設の見学会の開催をしていただいた。記して謝意を表す。

## 参考文献

城戸由能 (2008) : 西羽東師川流域の水文・環境観測と水・汚濁負荷流出解析, 京都大学防災研究所年報, Vol.51(CD-ROM), pp.549-564.

木村誠 (2012) : 予測制御手法の不確実性を考慮した都市雨水に係るソフト対策の定量評価手法に関する研究, 京都大学大学院工学研究科, 博士論文.

金泰成・山田淳・文亨夫 (2000) : 雨水貯留施設による雨天時ノンポイント流出汚濁物のリアルタイム制御, 環境システム研究論文集 Vol.28, pp.105-113.

佐藤圭輔 (2006) : 流域圏を対象にしたダイオキシンの蓄積量と起源および流出挙動の推定, 京都大学大学院工学研究科, 博士論文.

佐藤豪・城戸由能・中北英一 (2013) : 雨水貯留施設の実時間制御におけるレーダー降水量予測情報の活用方策に関する研究, 京都大学卒業論文.

椎葉充晴・高埴琢馬・中北英一 (1984) : 移流モデルによる短時間降雨予測手法の検討, 第28回水理講演会論文集, 第28巻, pp423-428.

中村航・城戸由能・中北英一 (2012) : レーダー予測降雨を用いた雨水貯留施設の実時間制御による浸水防止と汚濁負荷削減に関する研究

立川康人・小松良光・寶馨 (2002) : 移流モデルによる予測降雨場の誤差構造のモデル化と降雨場の発生, 京都大学防災研究所年報第45号, B-2.

鳥井宏之・城戸由能・中北英一 (2011) : 降雨予測誤差を考慮した雨水貯留施設の制御戦略に関する研究, 京都大学防災研究所年報, Vol.54, pp.431-455.

中北英一・吉開朋弘・キムスンミン (2012) : 地形性降雨を考慮したレーダー短時間降雨予測へのエラーアンサンブルの導入(II), 京都大学防災研究所年報, Vol.55, pp.305-317.

和田安彦・尾崎平・村岡基 (2006) : 下水道施設のリアルタイムコントロールによる合流式下水道改善に関する研究, 土木学会論文集 G Vol.62 No.1, pp.201-210.

環境省 : 一律排水基準

厚生労働省 : 水質基準項目と基準値

京都市：「安らぎ 華やぎ 京都 21 推進プラン」年次計画書，2002.

京都府：平成21年度 公共事業評価調書

京都府水環境対策課：桂川右岸流域下水道の概要

向日市：マスタープラン第4章，2002.

Kido, Y., Hosoi, Y., Saito, K. and Fukui, N. : Reduction of Runoff Pollutant Load by Real Time Control of Storage Systems in Urban Area, Proc. of Intl. Conf. on Urban Pollution Control Technology, pp.421-426, 1999.

Kim, S. (2006) : Stochastic Real-Time Flood Forecasting Using Weather Radar and a Distributed Hydrologic Model, Engineering of Kyoto University, PhD thesis..

Rouault, P. et al. (2008) : Consideration of online rainfall measurement and nowcasting for RTC of the combined sewage system, Water Science Tech., Vol.57, p.1799-1804.

(論文受理日：2016年6月13日)