

都市域における洪水流・氾濫流の一体解析に基づく  
水害リスク評価に関する研究

2018年12月

前橋工科大学

大学院工学研究科 環境・生命工学専攻

陳 翔

## 目 次

### 1. 研究背景

1. 1 気候変動による河川治水安全度の変化 .....	1
1. 2 日本の降雨傾向の変化 .....	4
1. 3 研究対象地域の概要 .....	5
1. 4 2012年7月九州北部豪雨の白川洪水災害の概要 .....	13
1. 5 本論文の構成 .....	19
参考文献 .....	21

### 2. 既往研究の紹介と本研究の目的

2. 1 近年の洪水災害の特徴 .....	23
2. 2 洪水災害と橋梁被害の関係 .....	26
2. 3 洪水による河床変動 .....	28
2. 4 巨石を用いた河床の抵抗増加特性 .....	30
2. 5 洪水による河岸浸食 .....	32
2. 6 準三次元数値解析による流れと河床変動 .....	34
2. 7 複断面蛇行水路の流れと河床変動 .....	35
2. 8 水害リスク解析 .....	36
2. 9 本研究の目的 .....	41
参考文献 .....	42

### 3. 家屋の存在を考慮した数値氾濫解析

3. 1 はじめに .....	51
3. 2 水害リスク評価 .....	53
3. 3 研究対象地域と水害	
3. 3. 1 解析対象地区の概要 .....	56
3. 3. 2 氾濫被害状況の概要 .....	58
3. 3. 3 現行洪水ハザードマップの問題点 .....	59

3. 4 洪水氾濫シミュレーション	
3. 4. 1 数値モデルの概要	61
3. 4. 2 計算条件	63
3. 5 解析結果および考察	
3. 5. 1 計算精度の検証	65
3. 5. 2 浸水深	68
3. 5. 3 氾濫流の流速	68
3. 5. 4 流体力による水害リスクの検討	70
3. 5. 5 浸水被害額の算定	72
3. 6 家屋を地盤高としての評価	75
3. 7 まとめ	80
参考文献	83

#### 4. 改修河道の河床変動特性

4. 1 はじめに	85
4. 2 改修河道の概要	88
4. 3 計算条件	90
4. 4 基礎式	
4. 4. 1 流れの計算	92
4. 4. 2 河床変動計算	92
4. 5 結果および考察	
4. 5. 1 土砂堆積	94
4. 5. 2 砂州の波長と波高	94
4. 6 まとめ	100
参考文献	101

#### 5. 準三次元数値解析による改修河道の水理特性

5. 1 はじめに	103
5. 2 準三次元数値解析	
5. 2. 1 基礎式	106
5. 2. 2 結果および計算精度の検証	111
5. 3 水理模型実験による検討	117
5. 3. 1 実験条件および方法	118
5. 3. 2 実験結果	125

参考文献 ..... 141

6. 結論 ..... 143

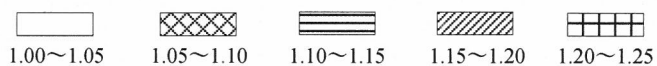
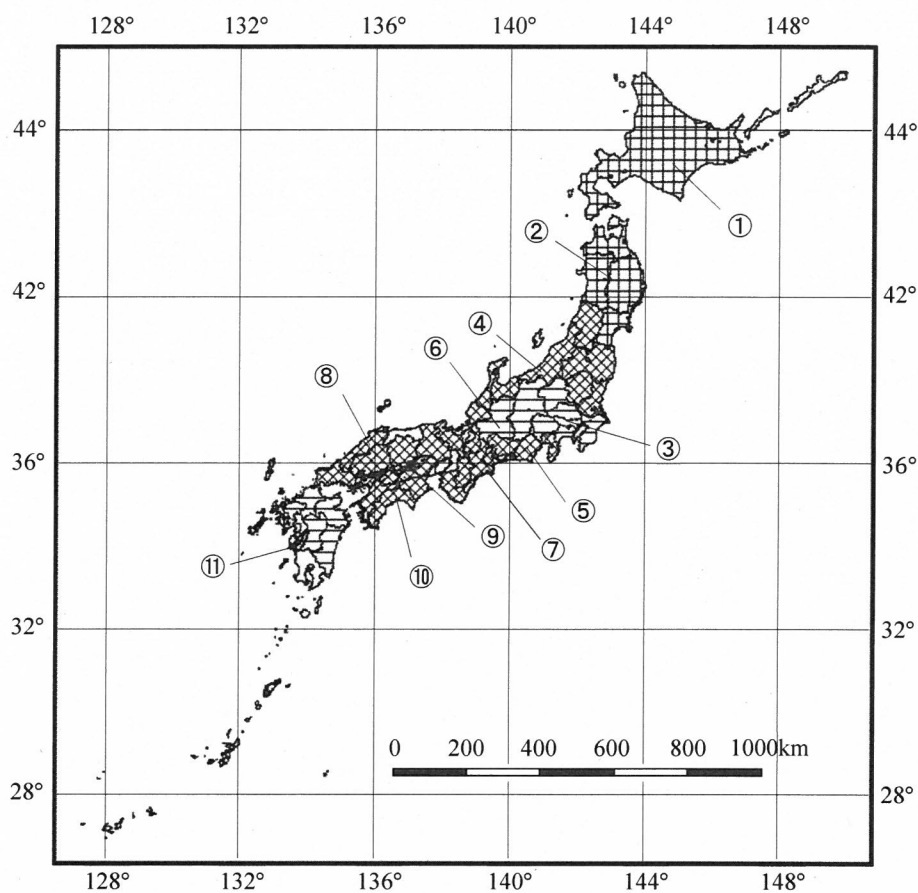
# 1. 研究背景

## 1. 1 気候変動による河川治水安全度の変化

豊かな水源を有する日本において、河川の持つ役割は非常に大きなものである。河川は、生活用水や、産業用水の安定した供給、自然環境および生態系の保全など、我々の生活に多大な恩恵をもたらしている。その一方、急峻な河床勾配の特性を持つ日本の河川は、洪水に対して脆弱であり、これまで洪水氾濫を繰り返し、人命や財産、インフラなどの社会資本にも甚大な被害をもたらし、我々にとって脅威の存在になりつつある。さらに、近年では、局所的な豪雨被害が頻発している。

降水量の増加について、気候変動に関する政府間パネル（IPCC）の第4次評価報告書<sup>1)</sup>では、気候変化を予測する際に、将来の社会経済活動の変化を考慮した複数の温暖化シナリオを用いている。その中、高成長型社会で各エネルギー源のバランスを重視するA1Bシナリオは、温暖化影響予測や適応策の検討において多く用いられている。このシナリオを用いて、日本における降水量の変化を予測した結果を図-1.1<sup>2)</sup>に示す。降水量の変化率をもっとも大きな地域は北海道と東北地方である。その変化率は1.20～1.25である。関東地方、中部地方それから九州地方の変化率をもっとも小さい。その変化率は1.05～1.10である。年最大日降水量について、現在と100年後で比較した変化率は地域にバラツキはあるものの、全体的に観るとおおむね1.1～1.3倍となっている。前項において示した各地域における100年後の年最大日降水量の変化により、現計画の河川の治水安全度がどの程度低下するか、日本全国主要82水系の一級河川において試算を行った。その結果を図-1.2<sup>2)</sup>に示す。図中の丸数字は試算に用いた水系の数である。治水安全度は年超過確率で表し、地域および現計画の治水安全度別に示す。

その結果、現計画が目標としている治水安全度が1/200程度の場合は1/90～1/145程度、1/150程度の場合は1/22～1/100程度、1/100程度の場合は1/25～1/90程度となり、治水安全度の低下が懸念される。このことから、将来の気候変化に伴う降水量の増加により、河川の氾濫や浸水などの発生の危険性が高まることは明らかである。



①	北海道	1.24	⑦	紀伊南部	1.13
②	東北	1.22	⑧	山陰	1.11
③	関東	1.11	⑨	瀬戸内	1.10
④	北陸	1.14	⑩	四国南部	1.11
⑤	中部	1.06	⑪	九州	1.07
⑥	近畿	1.07			

図-1.1 気候変動による降水量の変化率<sup>2)加筆</sup>  
(地域別で現在と100年後の比較)

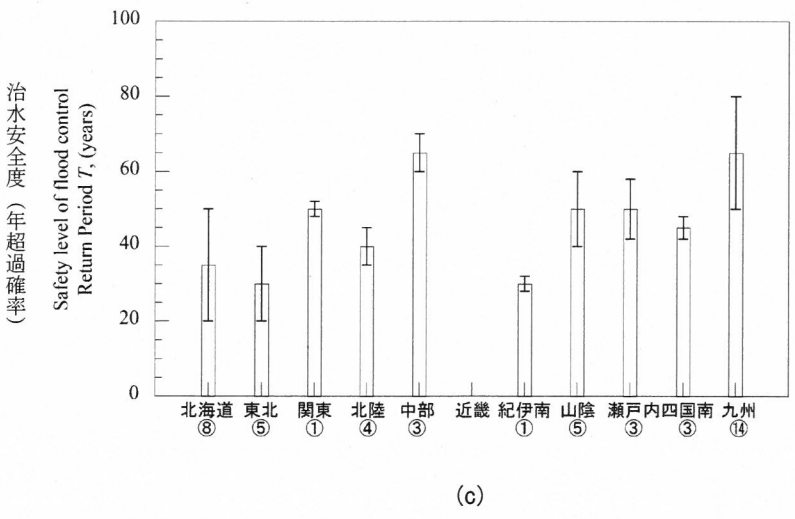
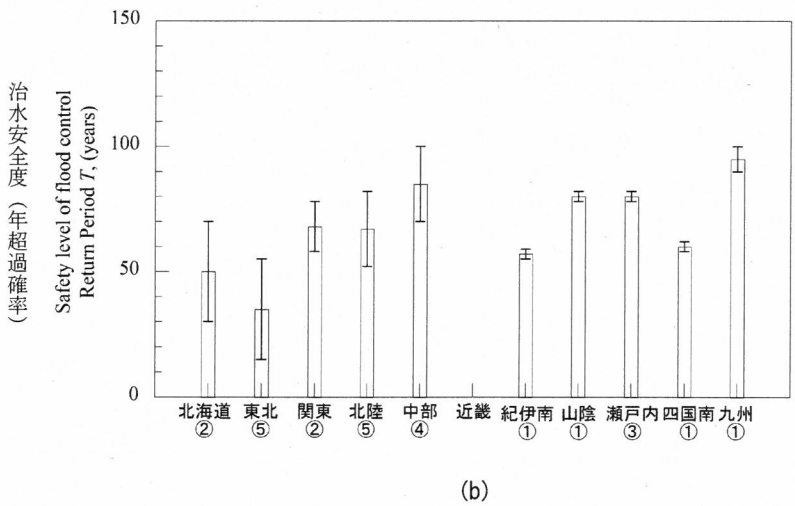
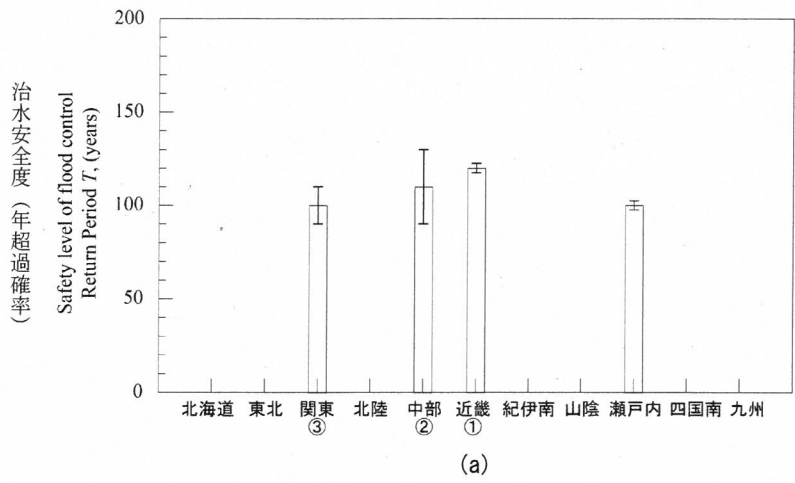


図-1.2 気候変動による治水安全度の変化<sup>2)加筆</sup>

## 1.2 日本の降雨傾向の変化

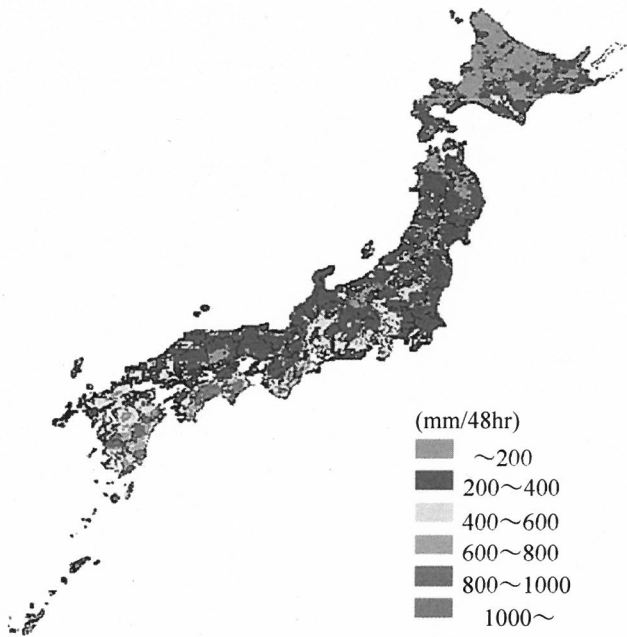


図-1.3 解析雨量の48時間積算雨量の最大値分布<sup>3)加筆</sup>

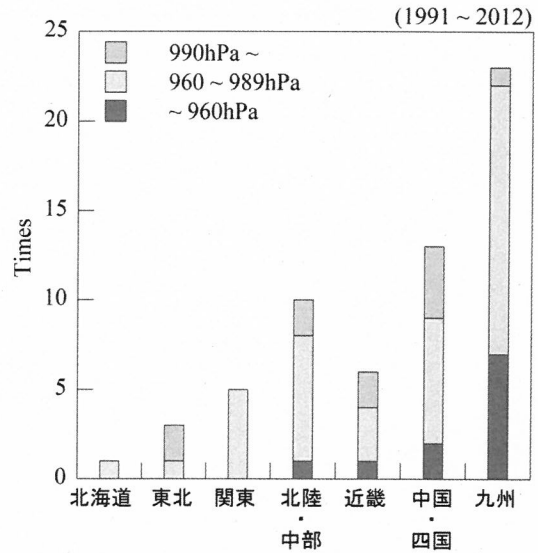


図-1.4 地域別台風上陸回数<sup>3)加筆</sup>

図-1.3<sup>3)</sup>は、1991年から2010年までの気象レーダーによる解析雨量の、48時間積算雨量の最大値の分布である。北海道および東北北部は48時間積算の最大値分布がもっとも小さく、その値は200mm/48hr以下であるのに対して、九州、四国、中部など西日本の太平洋側沿いの地域を中心に、長時間にわたる強い降雨が集中していることがわかる。

また、地域別に台風が上陸した回数を図-1.4<sup>3)</sup>に示す。台風の上陸回数は、九州と中国・四国など西日本側が多く、九州、中国・四国、近畿、中部など太平洋側の地域に台風の上陸回数が多い中で、台風中心最大気圧960hPaを下回る強い台風の数も多いことがわかる。日本の北になるほど減少している。台風の上陸回数がもっとも多い九州では、その回数は23回であり、そのうち、中心最大気圧960hPaよりも勢力の強い台風は7回あった。台風の上陸した回数がもっとも少ないのは北海道である。その回数は1回であった。このような長時間にわたる降雨や、台風によって、2012年7月九州北部豪雨や、2017年7月九州北部豪雨、2018年7月西日本豪雨が発生している。<sup>4),5),6)</sup>



### 1. 3 研究対象地域の概要

白川水系の流域の概要を図-1.5<sup>7)</sup>に示す。白川は、その源を熊本県阿蘇郡高森町の根子岳（標高 1433m）に発し、阿蘇カルデラの南の谷（南郷谷）を流下し、南阿蘇村立野付近において、阿蘇カルデラの北の谷（阿蘇谷）を流れる黒川と合流し、熊本平野を貫流し有明海に注ぐ。幹川流路延長 74km（直轄管理区間 17.3km（立野ダム管理区間を除く））、流域面積 480km<sup>2</sup> の一級河川である。流域の約 8 割を占める上流域（阿蘇カルデラ）には、阿蘇山の火山活動による火山噴火物で構成された「ヨナ」（阿蘇では火山灰を「ヨナ」と呼び「ヨナが降る」と言っている）と呼ばれる雨に流されやすい火山灰土が地表を厚く覆っているため、洪水時にはヨナを大量に含んだ濁水となりやすく、さらに中流部の河床勾配がおおむね 1/100～1/300 とほかの河川と比べて急峻であるため、扇状地である熊本平野へ一気に洪水が流下し、さらに熊本市街部を中心とする下流域では川幅狭いため、濁流によって多大な洪水被害が発生しやすいといった特徴がある。

白川の河床勾配の縦断分布を図-1.6 に示す。上の図は、白川河口から 47km より上流域、下の図は、白川河口から 47km までの河床勾配分布である。白川の河床勾配<sup>7)</sup>は、阿蘇カルデラ内の黒川と白川上流では大きく異なり、白川上流の河床勾配は 1/100～1/60 と急峻であるのに対し、黒川上流は 1/1800～1/600 と比較的緩やかな勾配となっている。阿蘇カルデラからの流出部の河床勾配は 1/50 以上と非常に急であり、立野までの間にいくつかの滝がある。立野から下流の河床勾配は徐々に緩やかになるが、熊本県管理区間は 1/650～1/60 と依然として急勾配である。国土交通省直轄区間に入り、熊本市街部では、1/2000 程度と緩やかとなり九州西部にある内海の島原湾に注いでいる。

白川流域の気候<sup>7)</sup>は、下流域が内陸型、上流域が山地型となっており、下流の熊本市では年間降水量が 2000mm であるのに対して、上流の阿蘇では年間降水量が約 3200mm となっている。降雨は夏期に集中し、梅雨前線による洪水が多く発生している。白川は熊本市街部を貫流する都市河川であり、背後地には人口と社会資本が密集している。市街部においては、重点的に整備を進めているところであるが、堤防の整備未了の箇所（無堤箇所や土嚢積みなどの仮処置）が存在する。このため、開口部となる無堤箇所においては、洪水時に溢水するおそれがある。

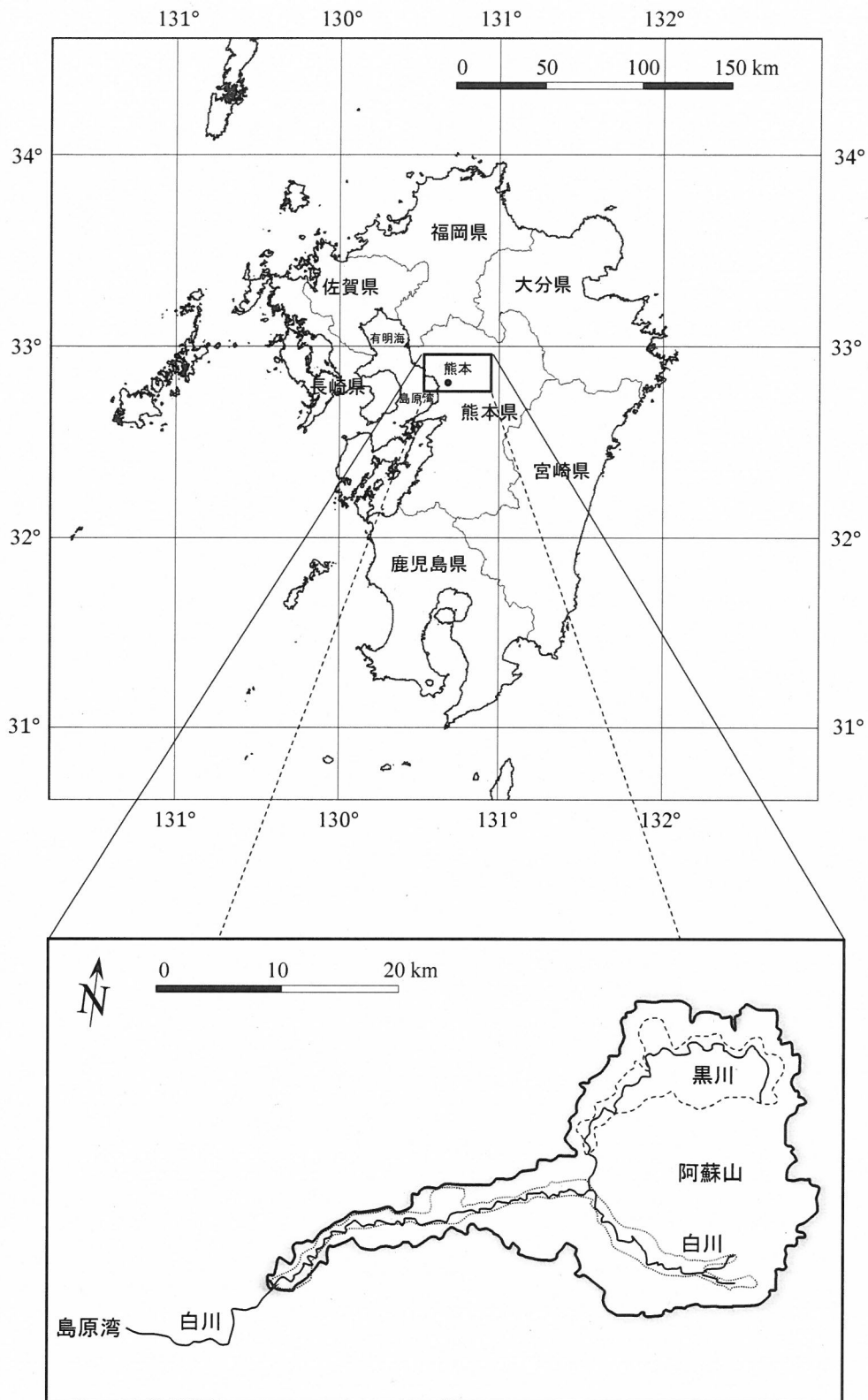


図-1.5 白川水系の流域の概要

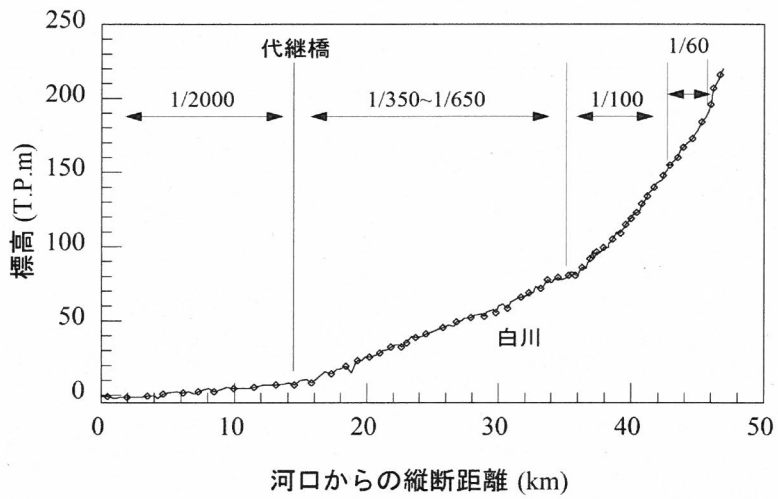
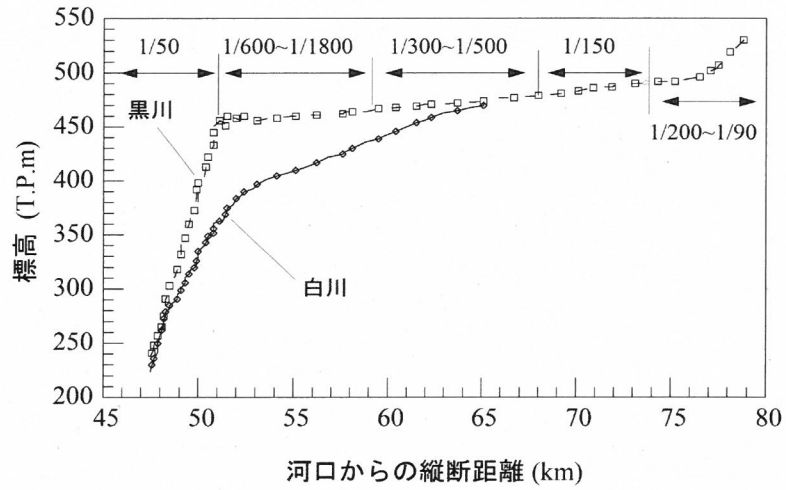


図-1.6 白川の縦断方向河床高分布 (上図：上流域，下図：下流域)

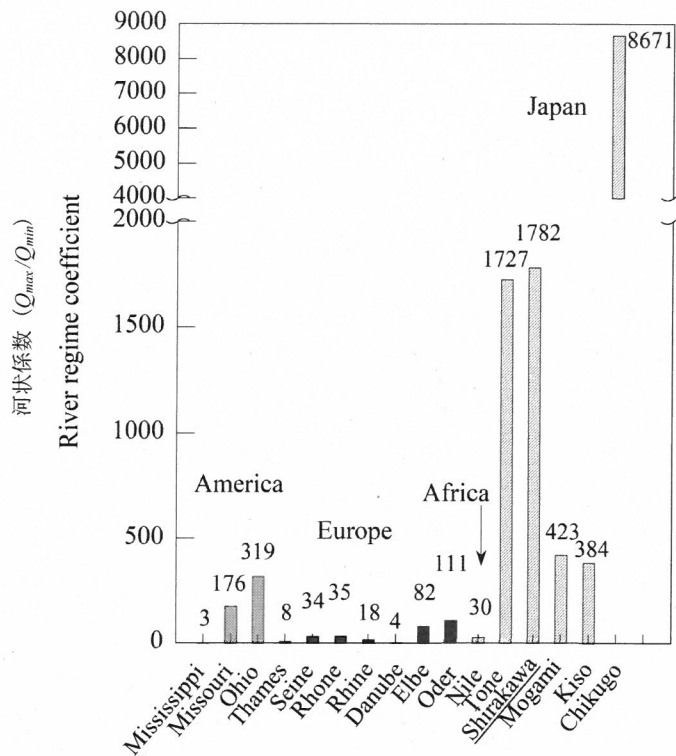


図-1.7 河状係数の比較<sup>8)加筆</sup>

図-1.7 は、白川の河状係数を日本国内主な河川と世界各地域の主要河川の河状係数と比較したものである<sup>8)</sup>。河状係数は、河川の年間の最大流量と最小流量の比で表し、河川の流量の変動を示す指標である。この値が小さいほど河川の流量変動が小さく、年間を通して流量が安定している。この値が大きいほど流量変動が大きく、洪水を起こしやすい。

白川の河状係数の算定は、白川の観測基準点である代継橋観測所における 1957 年から 2015 年までの流量観測データの年間最大流量値と最小流量値を用いてその比で算出した。その結果、白川の河状係数は 1727 である。筑後川の河状係数 8671 に比べ、その値は約 1/6 程度である。流域面積の一番大きい利根川の 1782 とほぼ同規模であり、平水時に対して出水時流量が大きく、年間の流量変動が大きい。

日本の河川は諸外国の河川に比べ、流域面積が小さく河床勾配が急峻であるため、河状係数が大きい傾向にある。

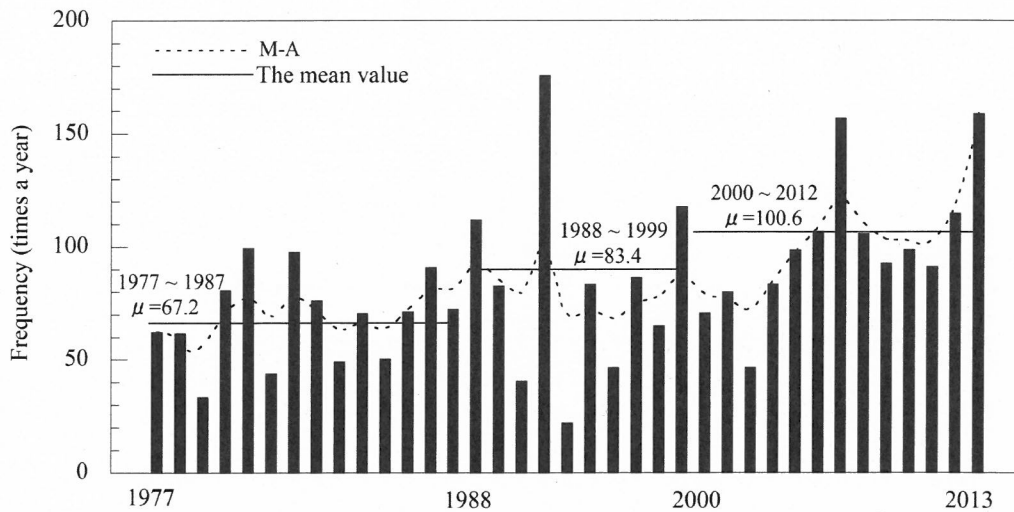


図-1.8 1時間降雨量 50mm 以上の年間生起回数<sup>3)加筆</sup>

図-1.8 には、1時間降雨量 50mm 以上の年間生起回数の経年変化を示す。計算には、熊本県熊本市 AMeDAS 気象観測所で観測された 1891 年から 2017 年までの 1 時間最大降雨量データをもとに算出した。

約 10 年間の時間スケールで見ると、1977 年から 1987 年までの平均生起回数は 67.2 回、1988 年から 1999 年までの平均生起回数は 83.4 回、2000 年から 2012 年までの平均生起回数は、100.6 回である。このように生起回数は確実に上昇していることがわかる。黒い点線は、1977 年から 2013 年までの移動平均を表すものである。移動平均線は上下に変動しているが、全体的には上昇傾向にある。特に、2000 年以降、その上昇率が大きくなっていることがわかる。

1 時間 50mm を超えるような非常に激しい雨の生起回数は、年々増加している。その中、特に都市域では、これまで 1 時間 50mm の降雨を基準に都市域河川の治水や雨水の排水システムを整備されてきた。しかし、この基準を超えるような降雨が今後頻繁に発生すると予測される中、都市域河川の氾濫や内水氾濫の発生が懸念される。

2012年7月九州北部豪雨による白川氾濫の中で、甚大な浸水被害に見舞われた龍田陳内地区四丁目における過去からの土地利用の状況を把握するために、国土変遷アーカイブ空中写真閲覧システム<sup>9)</sup>を用いて、過去の航空写真の調査を行った。土地利用の経年変化を図-1.9に示す。

もっとも古い1947(昭和22)年の空中写真では、図-1.9(a)に示すように河道屈曲部の一部に樹林地が形成されており、過去に発生した白川の洪水により上流域から土砂が堆積し運ばれてきた種子が発芽、生育し、形成されたものと推察される。図-1.9(b)1956(昭和31)年の写真には、屈曲部に土砂が堆積していることが認められる。このことから、撮影年の3年前の1953(昭和28)年6月26日の白川大水害時において、氾濫流が現在の龍田陳内地区四丁目を流下したと考えられる。そして、その14年後の1967(昭和42)年には、図-1.9(c)に示すように土砂が堆積していた箇所には樹林地が再生されており、1947年の空中写真とほぼ同様な状態となっている。高度経済成長期に相当する1975(昭和50)年には、「枇杷の首」と呼ばれる西側で宅地開発が既に開始されており、住宅が建ち始めていることがわかる。さらに、図-1.9(e)の1986(昭和61)年には宅地開発がほぼ完了し、図-1.9(f)の1992(平成4)年には現在の状況となっている。

図-1.10の治水地形分類図<sup>10)</sup>でも氾濫平野に位置付けられている地区に、経済高度成長期の一戸建て住宅の開発ブームの際に「リバーサイドニュータウン」として土地開発が進んでいったことで、結果的には、標高が低く白川の屈曲部に位置する「水害常襲地」に、宅地開発が進められた。治水地形分類図や過去の航空写真からわかるように、過去に何度も洪水による浸水が起こっていた地域であるにもかかわらず、1971年に市街化されるとこの告示がされた以降、住宅の戸数が急激に増加していた。その理由としては、土地価格が比較的安価であることが挙げられる。このような過去に繰り返し洪水による浸水を受けた氾濫平野や自然堤防背後の低背湿地などの水害常襲地は、都市開発の中で一足先に宅地として進出されることになる。



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

図-1.9 土地利用の経年変化



図-1.10 治水地形分類図<sup>10)</sup>加筆

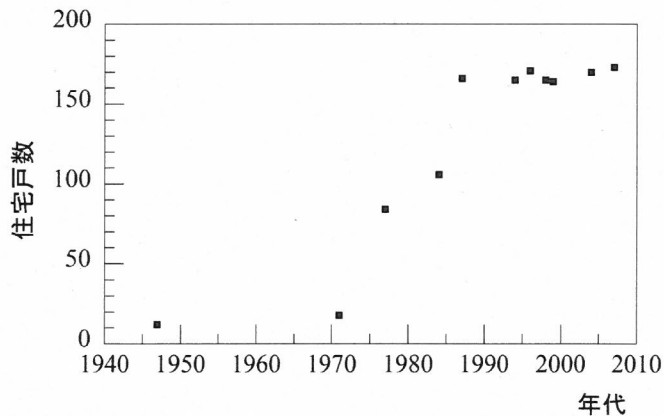


図-1.11 住宅戸数の経年変化<sup>11)</sup>加筆

熊本市龍田陳内地区四丁目における住宅戸数の経年変化を図-1.11<sup>11)</sup>に示す。1973年までは、この地域では、わずか16戸であったのに対して、1973年に市街化区域に指定されるや否や、住宅戸数が急増し、1990年に戸数のピークを迎え、住宅の数は170戸までに増加した。土地の利用密度は、1973年の1haあたり平均2.3戸から2012年の1haあたり平均24.4戸まで上昇した。その後もこの水準で推移している。土地の利用形態と河川災害との関係から、河川災害は都市開発を抑制する効果はないことが認められた。洪水による浸水の危険性の高い地域においては何らかの土地の利用規制、建築規制を設ける必要がある。



#### 1. 4 2012年7月九州北部豪雨の白川洪水災害の概要

九州地方の中央部に位置する熊本県白川は、上流域勾配が比較的緩やかであるが、中流部は急流で水の流れが速く、熊本市街部が広がる下流部や低平地の広がる河口部は緩やかな地形となっているため、洪水時は川の水がスムーズに島原湾へ流れ出にくい構造をしているため、非常に洪水を起こしやすい川である<sup>12)</sup>。過去に何度も大きな洪水災害を繰り返し起こしてきた。表-1.1<sup>13)</sup>には、過去に発生した白川の水害被害と2012年7月の水害を被害別にまとめて示す。白川が氾濫した場合に被害を受けると予想される面積は114km<sup>2</sup>、その中に約22万人もの人が生活をしており、人口密度が高い。これにもかかわらず、白川の河川整備や洪水対策等は九州の一級河川の中では最も遅れているのが現状である。

2012年7月11日から14日にかけて、本州付近に停滞した梅雨前線に向かって、南から湿った空気が流れ込み、広い範囲で大雨となった。それによって、九州北部地方で豪雨が発生し、各地で観測史上最大の降雨量を観測した(表-1.2)。白川水系の降雨量は、阿蘇地域の北側に当たる阿蘇谷の観測地点の坊中で12日午前6時に最大降雨強度124mm/hr、午前3時~6時までの3時間雨量315mm、累計雨量517mmを示した。阿蘇地域の南側に当たる南郷谷地点の新町では、午前4時および午前7時に最大降雨強度60mm/hr、累計雨量253mmであった。国土交通省九州地方整備局によると<sup>14)</sup>、坊中および平真城における1時間雨量および3時間雨量は観測史上第一位であった。このため、白川水系では各地で越流氾濫が起きるとともに、阿蘇地域の山間部では、山腹斜面の土砂崩れや土石流が発生し、熊本県に未曾有の被害をもたらした。熊本県危機管理防災課のまとめによると、阿蘇地域において死者23人、行方不明者2人であり、住宅被害は全壊209棟、半壊1261棟、床上浸水523棟、床下浸水1579棟であった。また、熊本県の被害総額は621億円、そのうち、農林水産業関係374億円、公共土木施設175億円、商工観光施設など48億円に達した。この豪雨により、建物の損壊、土砂災害、浸水のほか、停電被害、交通障害などが発生した。

図-1.12は、浸水被害のもっとも大きかった熊本県熊本市龍田陳内地区四丁目における浸水時の状況<sup>15)</sup>である。大きく蛇行している白川の河道から洪水流が溢れ、茶色に濁

表-1.1 白川水系の代表的な洪水災害<sup>13)</sup>加筆

洪水イベント発生 年月日	流域平均 2日雨量 (mm)	死者・行方 不明者 (人)	被災家屋(戸数)				浸水面積 (ha)
			全壊	半壊	床上	床下	
1953.6.25 - 28	552.9	422	2585	6517	11440	19705	4352
1957.7.25 - 26	257.3	83	348		8627	7308	
1963.8.16 - 18	359.9	0					
1965.6.30 - 7.03	316.3	0	4				
1980.8.29 - 31	416.4	1	18				
1990.7.01 - 03	379.0	14	146		1614	2200	2226
1997.7.06 - 07	318.7	0	0	0	68	664	
2012.7.12	393.6	25	176		1726	627	2354.1

表-1.2 阿蘇地方における期間降雨量

	(単位:mm)				
	最大1時間 降雨量	最大3時間降 雨量	最大24時間降 雨量	最大72時間降 雨量	日降雨 量
2012年7月	108	288.5	507.5	813.5	499
既往最大	85	189	452	673	448



図-1.12 2012年7月12日、熊本市龍田陳内地区における白川氾濫時の状況<sup>15)</sup>加筆

った洪水流が住宅地へ流れ込み、河道域と氾濫域は一体となっていることがわかる。白川の急激な増水により、避難所などへの水平避難ができなかった人が多数いた。自主避難できず逃げ遅れた住民をヘリコプターにより救助されている様子<sup>16)</sup>を図-13に示す。

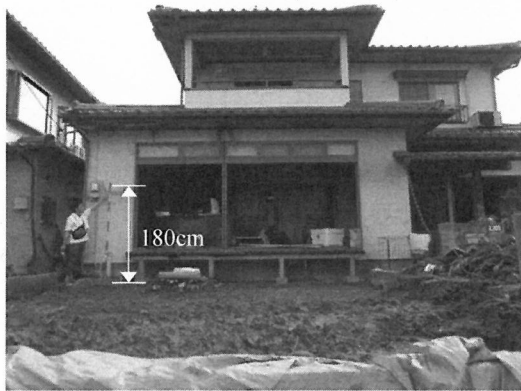
災害の全貌を把握するために、国土交通省国土地理院はセスナ機を飛ばして空中からの調査を行った。図-1.14は、洪水災害発生5日後に空中から撮影した被害地の様子<sup>17)</sup>である。この図からは、河道の水が茶色に濁っていることがわかる。堤内地には洪水氾濫によって運ばれてきた大量の土砂が堆積しており、瓦礫やごみなどが散乱している様子がわかる。図-1.15は、龍田陳内地区四丁目の洪水被害状況<sup>18)</sup>である。家屋の痕跡水位の調査結果によると、図-1.15(a)に示す水衝部(図-1.14の図中①)にある家では1.8m、図-1.15(b)に示す河道屈曲部先端部(図-1.14の図中②)にある住宅では、4.7mにも及んでいた。2階建ての建物では、1階は完全に水に浸かっていたことがわかる。図-1.15(c)と図-1.15(d)は、それぞれ図-1.14の図中③と④の場所にある家屋の被害状況である。堤内地を横切って流れる氾濫流の水圧に耐えられなく流出したり、流れてきた流木の衝撃で破壊されたりする住宅もあった。



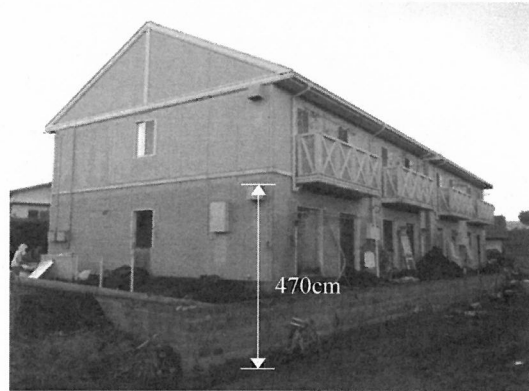
図-1.13 逃げ遅れた住民をヘリコプターにより救助されている様子<sup>16)加筆</sup>



図-1.14 龍田陳内地区四丁目の洪水被害の全貌<sup>17)</sup>加筆



(a)



(b)



(c)

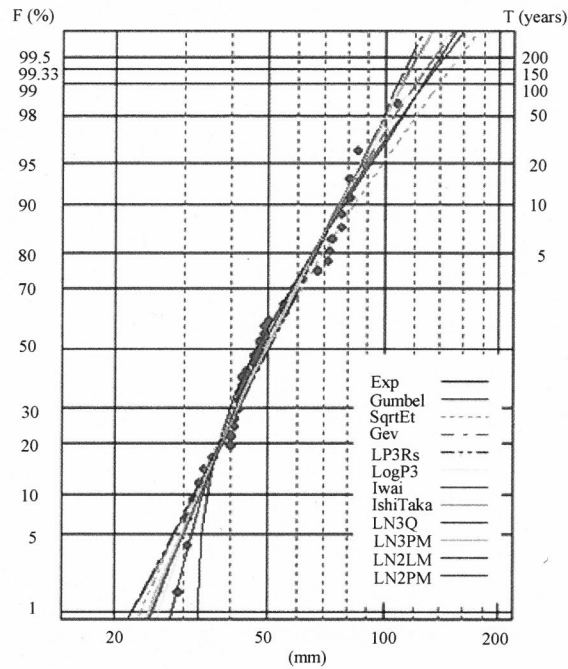


(d)

図-1.15 龍田陳内地区四丁目の洪水被害状況<sup>18)</sup>加筆

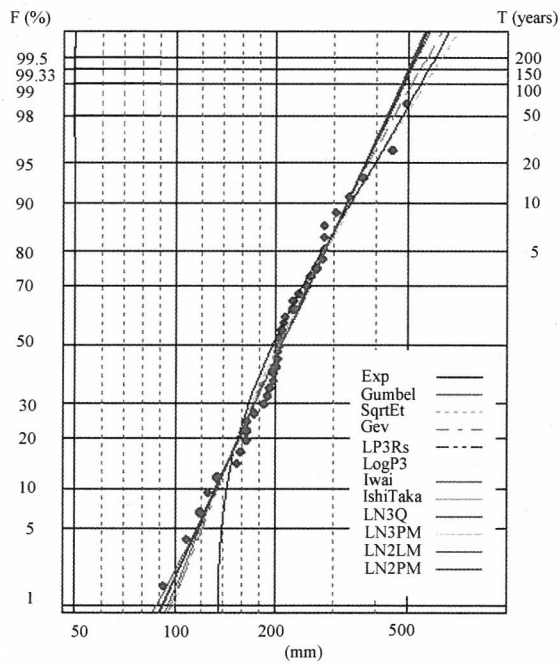
稀にしか発生しないように極端な大雨の強度や頻度を示す指標として、確率降雨量が挙げられる。ある現象が平均的に何年に一回起きるかを表す値を再現期間という。ある再現期間に一回起こると考えられる降雨量を確率降雨量という。再現期間と確率降雨量は、過去の大雨の雨量データから確率分布を当てはめ推定している。

図-1.16 は、阿蘇地域の AMeDAS 地点である阿蘇乙姫における年最大 1 時間雨量、図-1.17 は、年最大日雨量の再現期間である。統計解析では、財団法人国土技術研究センターで公開されている水文統計ユーティリティー<sup>19)</sup>を用いた。統計に用いたデータは、気象庁で公開された過去の気象データ<sup>20)</sup>より 1979 年～2017 年の 41 年間の年最大日雨量、年最大 1 時間雨量の時間雨量と年最大日雨量である。比較的適合度の高い指数分布 (Exp)、ガンベル分布 (Gumbel)、平方根指数型最大値分布 (SqrtEt)、一般化極値分布 (Gev)、対数ピアソン III 型分布 (LogP3)、3 母数対数正規分布 (岩井法<sup>21)</sup>:Iwai)、3 母数対数正規分布 (石原・高瀬法<sup>22)</sup>:IshiTaka)、3 母数対数正規分布クォンタイル法 (LN3Q) および 3 母数対数正規分布スレイド II 法 (LN3PM) の 9 種類の確率分布および母数推定を行った。確率分布の適合度評価基準である標準最小二乗基準 SLSC<sup>23)</sup> (Standard Least-Square Criterion) によれば、 $SLSC < 0.04$  (相関係数  $COR > 0.98$ ) の条件を満足する各年最大時間雨量の確率分布は、一般極値分布であった。図-1.16 と図-1.17 から阿蘇乙姫における 2012 年 7 月 12 日の降雨の再現期間は、最大日雨量で 70 年、最大 1 時間雨量で 70 年であることがわかる。



(LN3Q: SLCS=0.031, 相関係数は0.993)

図-1.16 年最大1時間降雨量の確率年



(SQRTET: SLCS=0.029, 相関係数は0.990)

(Gev: SLCS=0.029, 相関係数は0.992)

図-1.17 年最大1日降雨量の確率年

## 1. 5 本論文の構成

本論文の構成は、以下のとおりである。

第1章では、本論文の研究背景と論文の構成を述べた。

第2章では、既存研究の紹介と本研究の目的を述べた。

第3章では、家屋の存在や配置など堤内地構造物が氾濫流の挙動に与える影響は大きい。そのため、2012年7月九州北部豪雨により、甚大な浸水被害を受けた熊本県熊本市龍田陳内地区四丁目を対象に、急湾曲河道を対象とする河道と氾濫域が一体的に扱える数値解析を行い、解析結果を痕跡値・実験値と比較し、その妥当性を検証した。家屋を閉境界条件として取り扱うことで、家屋の存在による氾濫流への阻害・分流効果を再現することができ、不規則な平面形状を持つ家屋でも考慮することができた。数値解析により、越水氾濫の発生した堤防側道路沿いや、公園、駐車場などの開けた場所は氾濫流が集中しやすく、流れが速いことがわかった。

本章の後半では、家屋の高さを現地地盤高に加え、家屋を地盤高として取り扱う試みを行い、2017年7月九州北部豪雨の花月川洪水氾濫を対象に、数値解析を実施した。現地調査の結果と比較し、その妥当性を確認した。家屋を一括的に処理できることや、解析領域が一般座標系で計算負荷が少ないなど、家屋を考慮した広範囲かつ大規模な領域を数値解析できることがわかった。

第4章では、急湾曲河道を緩湾曲化した河道内の河床変動特性を把握するために、平面二次元数値解析を行った。砂州の発生位置の特定、砂州の波長・波高などの特徴量と流量との関係、そして代表粒径の大きさと発生する砂州の規模の関係を明らかにした。白川上流域から生産される土砂の粒径を持つ土粒子は、出水にともなって改修河道に堆積し、その波長と波高は発達することがわかった。

第5章では、改修河道区間における流れ特性を明らかにするとともに、河道改修によ

る氾濫危険度の評価を検討する。そのため、無ひずみのスケール 1/100 の固定床水理模型実験と、Boussinesq と静水圧を仮定とした非圧縮性レイノルズ平均 Navier-Stokes 方程式の解に基づく準三次元数値解析を行った。これによって、低水路内では河道の主流部の直交方向に発生する断面二次流の特性を明らかにした。単断面蛇行水路では、遠心力によって外岸側に最大流速が現れるのに対して、複断面蛇行水路では、高水敷上の流れによる横断方向のせん断力によって誘起され、二次流の構造はまったく異なり、流量の増加により最大流速が現れる場所は内岸側へ移動したことがわかった。

第 6 章では、論文全体の結論を示した。



## 参考文献：

- 1) 環境省：IPCC 第四次評価報告書，[http://www.env.go.jp/earth/ipcc/4th\\_rep.html](http://www.env.go.jp/earth/ipcc/4th_rep.html). (2017年6月20日閲覧)
- 2) 社会資本整備審議会：水災害分野における地球温暖化に伴う気候変化への適応策のあり方について（答申），2008，06.
- 3) 国土交通省九州地方整備局：集中豪雨や台風等の被害が頻発する九州，[http://www.qsr.mlit.go.jp/site\\_files/file/bousai\\_joho/torikumi/index\\_c23.pdf](http://www.qsr.mlit.go.jp/site_files/file/bousai_joho/torikumi/index_c23.pdf). (2017年8月06日閲覧)
- 4) 山本晴彦，山崎俊成，山本実則：2012年7月12日に熊本県で発生した豪雨と洪水災害の特徴，自然災害科学，JJSND 33-2，pp.83-100，2014.
- 5) 山本晴彦，山崎俊成，坂本京子，山下奈央：2017年7月5日に発生した九州北部における豪雨と災害の特徴，自然災害科学 J. JSNDS 36-3，pp.257-279，2017.
- 6) 前野詩朗，森脇亮，内田龍彦：2018年07月西日本豪雨災害調査団報告会資料，土木学会社会支援部門，<http://committees.jsce.or.jp/report/taxonomy/term/6>. (2018年8月22日閲覧)
- 7) 国土交通省九州地方整備局：流域及び河川の概要について，[http://www.qsr.mlit.go.jp/n-kawa/kensyo/02-tateno/houkokusyo\(tateno\)/houkokusyo\\_final/02\\_ryuiki.pdf](http://www.qsr.mlit.go.jp/n-kawa/kensyo/02-tateno/houkokusyo(tateno)/houkokusyo_final/02_ryuiki.pdf). (2015年10月09日閲覧)
- 8) 疏水名鑑：日本の河川の特異性，<https://www.inakajin.or.jp/portals/0/resource/sosui/what/02.html>. (2016年1月30日閲覧)
- 9) 国土変遷アーカイブ空中写真閲覧システム：<https://mapps.gsi.go.jp/maplibSearch.do#1>. (2017年1月20日閲覧)
- 10) 国土地理院治水地形分類図：<http://maps.gsi.go.jp/#6/38.419166/137.548828/&base=std&ls=std%7Clcmfc2&blend=0&disp=11&vs=c1j0h0k0l0u0t0z0r0s0f1>. (2013年12月01日閲覧)
- 11) 熊本県：熊本広域水害(H24.7.12)復旧・復興の取組状況，[https://www.pref.kumamoto.jp/common/UploadFileOutput.ashx?c\\_id=3&id=5318&sub\\_id=1&flid=2&dan\\_id=1](https://www.pref.kumamoto.jp/common/UploadFileOutput.ashx?c_id=3&id=5318&sub_id=1&flid=2&dan_id=1)，2012，07. (2013年12月15日閲覧)

- 
- 12) 国土交通省九州地方整備局熊本河川国道事務所：白川について，<http://www.qsr.mlit.go.jp/kumamoto/river/shirakawa/index.html>. (2013年12月12日閲覧)
  - 13) 土木学会調査団：平成24年7月九州北部豪雨災害土木学会調査団報告，土木学会社会支援部門，pp.14-26，2012.
  - 14) 国土交通省九州地方整備局熊本河川国道事務所：平成24年7月洪水（九州北部豪雨），[http://www.qsr.mlit.go.jp/kumamoto/river/shirakawa/suigai/suigai\\_04.html](http://www.qsr.mlit.go.jp/kumamoto/river/shirakawa/suigai/suigai_04.html). (2016年10月20日閲覧).
  - 15) 毎日新聞，7月12日(木)21時1分配信，熊本市で2012年7月12日午前10時26分，本社へリから加古信志撮影.
  - 16) 草木染め香草の小屋：7月11日熊本を襲ったゲリラ豪雨，[https://s.webry.info/sp/garuda-momokat.webry.info/201207/article\\_18.html](https://s.webry.info/sp/garuda-momokat.webry.info/201207/article_18.html). (2016年5月20日閲覧)
  - 17) 国土地理院：平成24年7月九州北部豪雨に関する情報，[www.gsi.go.jp/BOUSAI/h24-kyusyu-heavyrain-index.html](http://www.gsi.go.jp/BOUSAI/h24-kyusyu-heavyrain-index.html). (2017年6月08日閲覧)
  - 18) 木こり屋洋ちゃんの徒然ブログ，<http://kikoriya.cocolog-nifty.com/blog/2012/07/index.html>，(2016年5月20日閲覧).
  - 19) 一般財団法人国土技術研究センター：水文統計ユーティリティー，<https://www.jice.or.jp/tech/software/rivers/hydrology/programdl>.
  - 20) 気象庁，過去の気象データ，<https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php>.
  - 21) 岩井重久，石黒政儀：応用水文統計学，森北出版社.
  - 22) 石原藤次郎，高瀬信忠：対数正規分布とその積率による解法，土木学会論文集，第47号，pp.18-23，1957.
  - 23) 寶馨：水文頻度解析の進歩と将来展望，水文・水資源学会誌，Vol.11，pp.740-756，1998.

## 2. 既往研究と本研究の目的

### 2. 1 近年の洪水災害の特徴

近年、地球規模の異常気象により全国各地で局地的短時間集中豪雨が頻発している。急激な集中降雨により、河川災害や洪水による浸水被害など、各地で毎年のように発生している。人命や家屋、財産、インフラに甚大な被害をもたらし、洪水災害の危険性が顕在化している。

近年、発生した主な洪水災害を顧みると、例えば、1999年6月の福岡水害<sup>1),2)</sup>では、福岡市内を流れる2級河川御笹川が氾濫し、町の中心である博多駅が浸水した被害が起きた。2003年7月九州北部豪雨<sup>3)</sup>では、御笹川上流域において集中豪雨により山腹斜面の崩壊や土石流が発生し、床上・床下浸水6902戸、死者23名にも及ぶ甚大災害となった。2004年7月福井豪雨<sup>4)</sup>では、梅雨前線の停滞により24時間積算降雨量338mmが記録され、死者・行方不明者5名、床上浸水4219戸、床下浸水9671戸などの被害が生じた。2005年7月3日の山口県東部豪雨<sup>5)</sup>では、梅雨前線の活発化により豪雨が発生し、排水機場の排水量が追い付かず、内水氾濫を引き起こした。2006年7月の豪雨<sup>6)</sup>では、梅雨前線の停滞により中部以西を中心に集中豪雨が発生した。この災害により、死者・行方不明者28名、住宅の全壊半壊342戸、床上浸水3182戸、床下浸水7786戸であった。また、長野県岡谷市では、市内避難所に指定された上ノ原小学校には土石流が流れ込んだ被害を受けた。2009年7月中国・四国北部豪雨<sup>7)</sup>により、山口県防府市の土砂災害が発生し、発生した土石流が避難弱者である老人ホームまで到達し、入居者7名がなくなった。今回の災害を引き起こした防府市の集中豪雨は6時間雨量で220mmであり、再現確率年(リターンピリオド)は245.9年と記録的豪雨となった。2010年奄美大島豪雨では、住用川の急激な増水により破堤と越水氾濫が発生し、川沿いに建てられた老人ホームの住民が逃げ遅れて2名が亡くなられた。そこで橋本ら<sup>8)</sup>は、現地調査と住民への聞き取りを行い、そして数値解析の手法を用いて災害発生時の氾濫流の流向や流況、そして到達時間など災害発生メカニズムを明らかにした。2011年9月紀伊半島豪雨<sup>9)</sup>では、台風12号の発生による豪雨に伴う河川氾濫おとび土砂災害は、死者63名、行方

不明者 39 名という大きな被害をもたらした。さらに、十津川の上流域では、山腹斜面の崩壊と土砂の流出により天然ダムが複数形成され、下流域に脅威を与えた。2011 年 7 月新潟・福島豪雨<sup>10)</sup>では、梅雨前線の停滞により新潟県中越地方および福島会津地方を中心に豪雨が発生した。この豪雨による死者 4 名、行方不明者 2 名、家屋全壊 39 戸、半壊 94 戸、床上浸水 804 戸、床下浸水 7419 戸の被害となった。この豪雨により、三条市、小千谷市、魚沼市、五泉市、南魚沼市の 6 河川、9 ヶ所が破堤した。2012 年 7 月九州北部豪雨<sup>11),12)</sup>では、熊本県と大分県を中心に「これまでに経験したことのないような大雨。この地域の方は厳重に警戒を」という表現はこの災害ではじめて使われた。国土交通省九州地方整備局によれば坊中および平真城における 1 時間雨量および 3 時間雨量は観測史上第一位であった。2013 年 7 月山口・島根豪雨では、大きな被害を受けた山口県萩市須佐地区は山地部の谷間に形成された狭い平地に位置し、住宅密度が比較的に高く、洪水や豪雨被害を受けやすい地形となっている。上空に停滞していた梅雨前線に非常に湿った空気が流れ込んだため、須佐川が氾濫し、堤防の決壊や越水氾濫、家屋の流失・倒壊などの被害が発生した。大槻ら<sup>13)</sup>は現地調査と周辺住民の聞き取り調査を行い、堤防護岸の被害状況や洪水氾濫の発生メカニズムを河道域と氾濫域を総括的に取り扱える数値解析モデルを用いて、明らかにした。さらに、破堤と越水氾濫の発生による堤内地・堤外地の流量の収支を調べ、外水氾濫よりも、内水氾濫の影響が大きいことを明らかにし、その原因として極めて短時間集中豪雨の発生によるものであることを指摘している。2015 年 9 月関東・東北豪雨<sup>14)</sup>では、茨城県常総市を流れる鬼怒川は 140m にわたって決壊し、堤防背後の家屋は流失・転倒など浸水被害は広範囲にわたって広がっていた。図-2.1 は、堤防が決壊した鬼怒川の氾濫の様子<sup>15)</sup>である。また、この豪雨は、水害被害のもっとも大きかった常総市ではそれほど強い降雨が起こっていなかったものの、破堤氾濫の発生した現場から 110km ほど鬼怒川上流に位置する栃木県藤原雨量観測所では、最大 24 時間降水量 578mm を記録した。

そのように、上流で降った豪雨が河川を流下し、下流で洪水が発生する、いわゆる「もらい水害」は近年、多発している。例えば、2007 年 7 月豪雨の松江市の水害<sup>16)</sup>、2010 年の山口県西部豪雨の厚狭地区の水害<sup>17)</sup>、2012 年九州北部豪雨の熊本県熊本市で発生した水害が上げられる。2017 年 7 月九州北部豪雨<sup>18),19)</sup>では、筑後川中流右岸流域で土砂・流木・流水による複合災害の発生により、甚大な被害が生じた。図-2.2 は、筑後川の支

川である赤谷川の河口付近で撮影したもの<sup>20)</sup>である。この時、6時間積算雨量 299mm の雨が降り続き、山と山の間を流れる赤谷川は氾濫し、谷底自体が川となった。



図-2.1 2015年9月10日堤防が決壊した鬼怒川の氾濫の様子<sup>15)加筆</sup>



図-2.2 2017年7月九州北部豪雨の筑後川支川の赤谷川の氾濫時の状況<sup>20)加筆</sup>

## 2. 2 洪水災害と橋梁被害の関係

われわれの日々の生活，社会における生産活動において欠かせない橋梁や，道路，鉄道などの社会資本，ライフラインはいったん被災をしてしまうと，その正常な機能を回復させるための復旧作業には長い時間，期間と多大な労力を要する．場合によって復旧作業の長期間化や長引きになる場合，被災地周辺の住民の生活の再建，社会活動の回復にも影響を与えかねない．しかしながら，現在では河川周辺構造物は水害に対して脆弱であることを認めざるを得ない．

例えば，2003年台風10号による砂流川洪水の橋梁被害<sup>21)</sup>では，橋梁の存在により流木の堆積による河道の堰き止めと周辺河岸浸食の発生により，落橋被害を受けた．2016年北海道豪雨では，記録的な出水により，河川の大規模な流路変動を引き起こし，北海道全土で133の橋梁が被災し，それともなう道路の寸断は，災害の復旧や生活の再建などに大きな支障をもたらしている<sup>22)</sup>．

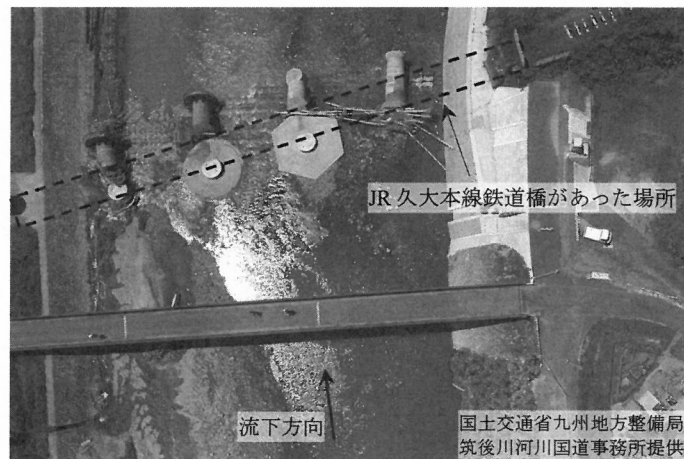


図-2.3 久大本線鉄道橋倒壊流失の被害状況 (UAVによる撮影)

2017年7月に九州北部豪雨<sup>23)</sup>の発生による大分県の花月川が氾濫し，図-2.3に示すように花月川を跨る JR 久大本線鉄道橋が洪水流によって流され，断面直径約 2.3m のコンクリート製橋脚は根元部分から破断し，なぎ倒されていた<sup>24)</sup>．鉄道橋の建て替えなどの復旧工事が進められているが，災害から1年以上を経った今でも，鉄道の寸断が続き，住民の生活に大きな影響を与えている．



図-2.4 久大本線鉄道橋上部の流木の堆積と越水の状況<sup>25)加筆</sup>

図-2.4 は、2017 年 7 月の洪水時の久大本線鉄道橋の流木の堆積と越水の状況<sup>25)</sup>である。これまでも出水とともに発生する流木が橋梁などの河川横断構造物に集積し、洪水の流下を阻害し、上流側では水位上昇が生じて越流氾濫が起きている。これらに対し、橋脚の流木集積とそれに起因する水位上昇に関する問題については室内模型実験<sup>26),27)</sup>や流木の集積による橋梁閉塞時の迂回流流量に関する実験<sup>28)</sup>、流木を個別要素法<sup>29),30)</sup>で取り扱う数値解析などの研究が行われてきた。さらに、北園ら<sup>31)</sup>は、流木がスタックする現象は重要であり、スタック現象では衝突および流木から水への抗力が大きく関係することを指摘し、三次元流モデルと流木モデルをカップリングした流木挙動予測モデルを提案した。

## 2. 3 洪水による河床変動

局地集中豪雨の発生により、河川上流域の山腹斜面の崩壊や浸食、土石流の発生などにより、河道内に土砂堆積量の増加、また過剰な土砂供給により、河川下流への河床地形の変化と形成に影響を与える。これにともなう河床洗堀や河岸浸食など河川災害を引き起こすことが懸念される。これまで豪雨の発生による土砂生産量の変動が河床に与える影響について溝口ら<sup>32)</sup>は、流域の土砂生産、水系の土砂輸送の人為インパクトが河川環境の変化に与える影響に関する研究を行っている。その中で、均一粒径上で砂州の形成と流砂量の関係を調べ、砂州が形成されると流砂量は横断方向に分布を持つことを指摘した。上流域に置き土砂の流下と移動に関しては、その実問題として、吉森ら<sup>33)</sup>は、荒瀬ダムの撤去にともなうダム上流側に堆積していた土砂の下流側への伝播過程について、一次元数値解析を行い、河床変動の伝播状況の推定には拡散現象の代表例であるレイリー問題の解として推定を行った。



図-2.5 小野川の上流域における山腹斜面崩壊の状況



図-2.6 花月川名徳橋付近の河道内土砂堆積の状況



図-2.5 は、花月川支川小野川の上流域における山腹斜面崩壊の状況である。図中の赤い線で示した範囲は斜面崩壊の発生箇所であり、流出した土砂は河道内に堆積し、そして洪水流によって下流側へ移動していった。図-2.6 は、花月川名徳橋付近の河道内土砂堆積の状況である。山腹崩壊により生産された大量の土砂は、河道内に流出し、花月川名徳橋の河道内には土砂に埋め尽くされ、これによって河床高が上昇し、橋梁と河床の間のクリアランスが狭まり、洪水疎通能力の低下による洪水氾濫の危険性が高くなることが考えられる。

交互砂州を有する河道では、洪水時の流水の蛇行による水衝部の発生や局所洗堀の進行が河川災害を引き起こす原因となる。河川計画や防災計画の観点からは砂州の形成領域、発生・発達・減衰機構、流砂量変動特性などを把握する必要がある。しかし、これまでの多くの研究は、流量一定の状態のもとで行われたもので、洪水流のような時間的に変化する流れ場を対象とした研究はあまり行われていない。福岡ら<sup>34)</sup>は、交互砂州の変形機構を明らかにするために、安定な交互砂州の間に砂州の発生領域の流れ条件に適合しない砂州を人為的に挿入し、定常流量下で挿入した砂州の変形過程を追跡した。その結果、砂州の変形を消滅、合体および分裂の3つの過程に分けられることを示した。

三輪ら<sup>35),36)</sup>は、上流から与えられる流量や土砂量の変化が河床の砂州に及ぼす影響について研究をしてきた。連続的に変化する流量条件の下では流量と交互砂州の変形に時間的な遅れが生じることを示し、砂州の変化には流れの履歴効果を受ける。また、砂州の領域区分図<sup>37)</sup>により複列砂州が形成される領域に近い水理条件下では砂州の成長は波長の発達によるものを示し、砂州が形成されない領域に近い水理条件下では、交互砂州は波長と波高にともなって減少することを明らかにしている。さらに、三輪ら<sup>38)</sup>は、流量が周期変動下の交互砂州の発達・変形について実験を行い、その結果、流量の変動周期が長いほど、交互砂州の波長、波高、および流砂量の応答の遅れは小さい。交互砂州の波長、波高は減水期より増水期のほうが大きい。均一粒径に対し、混合粒径のほうが波長と波高の変化は低く抑えられていることを明らかにした。また、Tubino<sup>39)</sup>による、非定常流下における砂州の形成過程を非線形解析によって明らかにする試みや、渡邊ら<sup>40)</sup>による、実河川の洪水の水位波形を与え、洪水時の非定常流下の砂州形成過程を線形安定解析によって説明する研究もある。

## 2. 4 巨石を用いた河床の抵抗増加特性

河川の整備計画や災害復旧、復興事業における河道計画の立案および計画時において、河床の掘り下げを極力行わず、川幅の拡幅により流下能力や洪水時の疎通能を確保することを基本方針の一つとして「中小河川に関する河道河道計画の技術基準」<sup>41)</sup>（平成22年）に示されている。その中、河道法線の設定については、河道改修前の河道の湾曲部を極力に活かし、河道の直線化を避けることとしている。これらは河床の変動により形成される砂州や滞筋の蛇行による瀬淵の構造が保全・形成され、河川環境を維持することを図るとともに、河道改修によって出水時の流速や河床低迷に作用する掃流力が増加することを回避し、河道の安定性が維持されることを目的としている。

河川は河道改修によって、流れは単調になりやすく、自然河川にある本来の攪乱が弱まり、水中植生物群落や生物の生存と滞留に必要な物理環境が失われることが懸念される。より自然な河川環境を創出するためには、これまで河道に巨石や飛び石を投入するなど、粗石が引き起こす流れを利用した試み<sup>42)</sup>や、ハビタットの連続性を確保するため、コンクリート製床止め工の代わりに、**図-2.7**に示すように巨石を用いた減勢工を組み合わせさせた斜面工を落差工の代替とした試み<sup>43)</sup>もあった。しかし、このような河道内に存在する巨石は相対的な粗度であり、出水時の流れにとって、抵抗が増大することが懸念される。したがって、治水の観点から河床に巨石が存在する場合、その抵抗を評価する必要がある。非水没型抵抗としては、これまで林ら<sup>44)</sup>、斉藤ら<sup>45)</sup>、宮川ら<sup>46)</sup>の開水路における円柱の水中抵抗とそれに作用する流体力に関する研究が挙げられる。イボ型粗度の抵抗特性については足立ら<sup>47)</sup>の研究があるが、これは相対粗度高さが小さい条件のもとで行われたものである。開水路における大きな粗度について、岡部ら<sup>48)</sup>、高橋ら<sup>49)</sup>は、巨石の抵抗特性に関する研究を行った。巨石周辺の流れ特性については、田中ら<sup>50)</sup>、榊ら<sup>51)</sup>の研究がある。富永ら<sup>52)</sup>は、移動床の上に置かれた水深に比して直径が相対的に大きな球体周辺の河床変動について実験的な検討を行った。内田ら<sup>53)</sup>と福岡ら<sup>54),55)</sup>は、水没する大粗度上の浅い流れについて抵抗の計測を行い、抗力を付加した二次元数値解析法を提案している。大本らは、角柱粗度を用いた二次元および三次元の粗度について流れの抵抗、PIV法を用いた流れ構造の解析を行い、棧粗度に間隙を設けた三次元粗度のほうは抵抗が大きくなることを示している。重枝ら<sup>56)</sup>は、常流あるいは射流状態に置かれ

た水没角柱の流水の抵抗特性を調べ、平面二次元数値計算の抵抗を評価するための付加係数を示している。また、鬼束ら<sup>57)</sup>は、棧粗度に加わる流体力と棧粗度間の乱流構造の関係を明らかにしている。富永ら<sup>58)</sup>は、巨石群に見立てた角柱を底面に配置し、流量と水位の関係を調べ、抵抗特性と二次元数値計算による水位予測の方法を検討している。その結果、平面的な粗度密度よりも、河道横断方向の遮蔽率が流れの抵抗に与える影響が大きいことを指摘している。

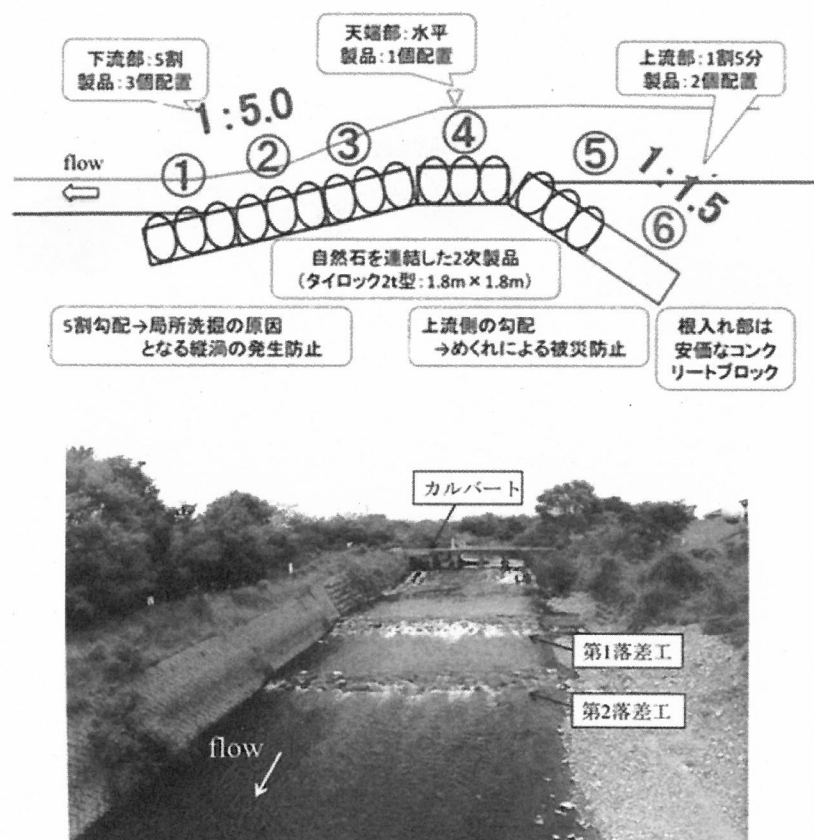


図-2.7 多段式落差工（上段の図は模式図である）<sup>42)加筆</sup>

## 2. 5 洪水による河岸浸食

洪水時において河岸侵食の発生位置や侵食速度を定量的に把握することは河川防災上の重要課題である。松本ら<sup>59)</sup>は、2015年9月関東・東北豪雨災害で黒川の破堤被害を受けた奈佐原地区を対象に、現地調査および数値解析を行い、被災実態と発生原因を明らかにした。これまでに河床変動モデルのほとんどは、河岸が固定された条件によるものである。しかし、自然河岸を有する河川の場合、河床変動と河岸の変化は相互に密接な関係を持ち、交互に作用することを容易に想像できる。湾曲・蛇行河道を対象として河床形状の変化と河岸侵食現象を、数値解析により取り扱った研究としては、関根ら<sup>60)</sup>、守田ら<sup>61)</sup>が一様湾曲水路に関する研究や、清水ら<sup>62)</sup>、長田ら<sup>63)</sup>、Duanら<sup>64)</sup>は、蛇行流路について解析したものがあ。長田ら<sup>65)</sup>は、任意の平面形状を対象に、平面二次元移動一般座標系を用いて流路変動および河岸侵食を再現できるような数値モデルを開発した。河岸侵食速度などは、実験値と比較し、非常に高い精度で再現できている。さらに、このモデルを河岸侵食被害の多いバングラデシュ国のメグナ川に適用した。図-2.8は、2017年7月九州北部豪雨時、筑後川支川の花月川合流地点から6.4kmの上流右岸側の河岸侵食の状況<sup>66)</sup>である。堤防は洪水流によって洗堀され、100mにわたり崩れ落ちた。平面二次元移動座標系を用いた河岸侵食被害の発生箇所の計算結果<sup>67)</sup>を図-2.9に示す。図-2.9の(a)は河床に働く底面せん断力の分布、図-2.9の(b)は流速ベクトル分布である。河岸洗堀被害が発生した区間では、底面せん断力は河道の直線区間より大きく、大きなせん断力分布が被害区間に集中していることがわかる。



(国土交通省 九州地方整備局  
筑後川河川事務所提供)

図-2.8 花月川 6.4km 付近右岸側堤防の欠損状況

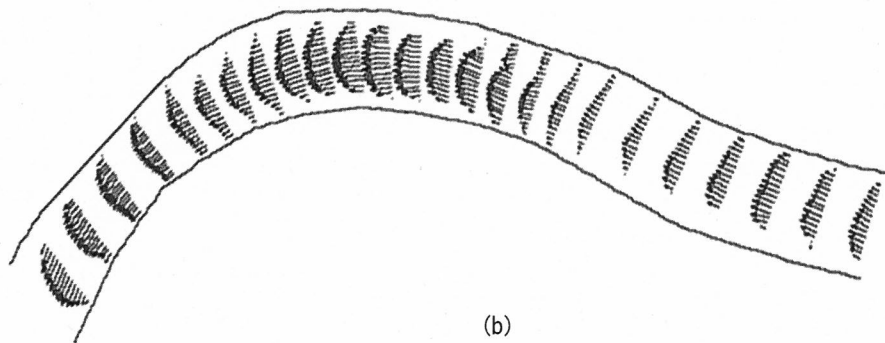
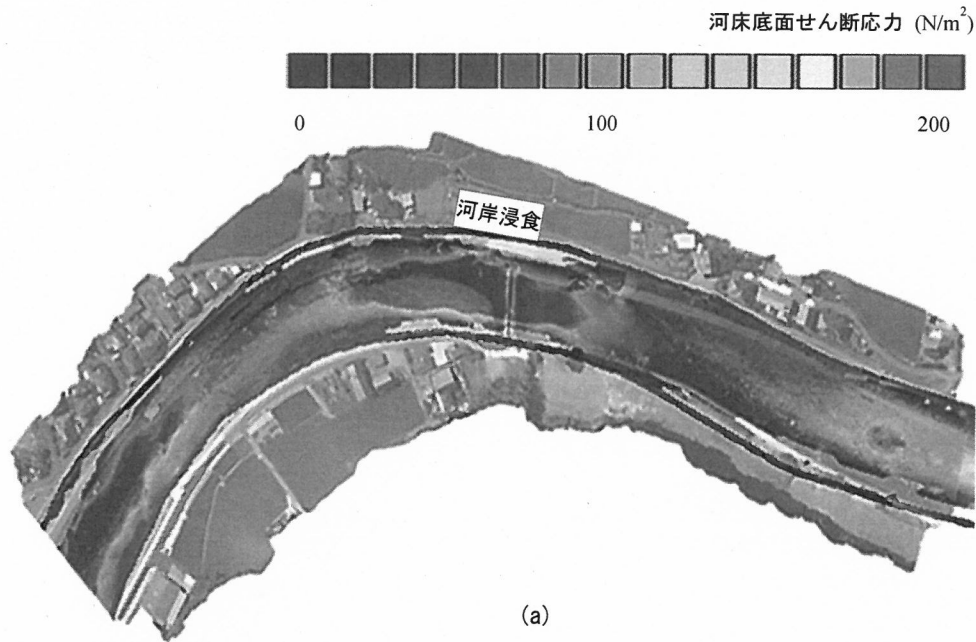


図-2.9 河床せん断力分布と流速ベクトル分布の計算値

## 2. 6 準三次元数値解析による流れと河床変動

河川の合流地点, 河道湾曲部のみならず河川構造物周辺で生じる三次元性の強い流れを把握し予測する目的で, 準三次元モデルの開発が盛んに行われている. これまでの準三次元数値モデルは, 静水圧分布近似を仮定し, 流速分布近似を仮定し, 流速分布を水深積分することで二次流の影響を浅水流方程式の水深に付加したモデル<sup>68)</sup>や, 渦度方程式<sup>69)</sup>や重みつき残差方程式を用いて二次流の発達・減衰を考慮したモデル<sup>70), 71)</sup>, 鉛直流速を考慮したモデル<sup>72)</sup>などが開発されている. そして, 非静水圧分布を取り扱えるモデル<sup>73), 74), 75)</sup>も開発されている. 図-2.10 に示すように, 非静水圧分布を仮定した解析法のもと, 巨石河床を有する蛇行流路への実用に関する研究<sup>76)</sup>もあった. はさらに, 仮定した鉛直流速分布のもとで二次流を考慮した河床変動モデル<sup>77)</sup>まで開発されている.

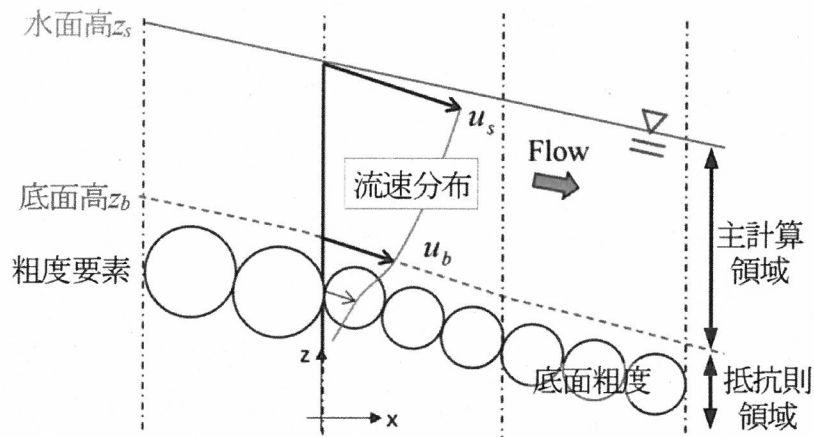


図-2.10 非静水圧準三次元解析法の解析領域<sup>75)</sup>加筆

## 2. 7 複断面蛇行水路の流れと河床変動

複断面開水路流れにおいては、低水路内の流れと高水敷上の流れの速度差に起因する強い二次流の発生・激しい流体混合・水平方向大きなせん断力の発生などの現象<sup>78),79)</sup>が知られている。このような現象の発生は、流れを複雑にするのみならず、水路の抵抗特性や河床形態を検討する上で重要な要素である<sup>80)</sup>。直線複断面開水路流れを対象とした基礎的な研究<sup>81)</sup>が行われ、上述したような流れを支配する現象が明らかになるとともに流れの構造に関する知見が蓄えられ、これらの影響を考慮した不等流計算<sup>82),83)</sup>や流量算定法<sup>84)</sup>の提案や、それらの現象を再現できる数値モデル<sup>85)</sup>が開発された。しかし、これらの手法は直線複断面流れに対して非常に有効であるが、複断面蛇行流路までにこの適用を拡張すると、限られた条件の場合しか適用できない<sup>86)</sup>。複断面蛇行流路に関する研究について、木下<sup>87)</sup>は、堤防法線と低水路法線の位相差に着目して実験を行い、表面流速と河床変動から適正な複断面蛇行河道の法線形について調べている。森ら<sup>88)</sup>は、木下の研究結果の再現計算を行い、複断面蛇行流れの構造と河床変動について考察している。芦田ら<sup>89)</sup>は、複断面蛇行流れと単断面蛇行流路の流れと河床変動の相違点に着目し議論している。G. Kiely<sup>90)</sup>は、直線的な水路に設置された一定の蛇行度を有する複断面蛇行水路において相対水深を変化させた実験を行い、複断面蛇行流れの流況を調べている。B. B. Willetts ら<sup>91) ~ 94)</sup>は、円弧と直線の組み合わせにより構成される蛇行水路を用いて、低水路の蛇行度が水位と流量の関係に強い影響を与えることを明らかにしている。武藤ら<sup>95),96)</sup>は、蛇行度の異なる三種類の実験水路で詳細に流速分布を測定して二次流の発達過程、せん断層の形成過程等乱れ構造を検討している。福岡ら<sup>97),98)</sup>は、複断面蛇行水路における堤防と低水路の位相差が流れと河床変動に与える影響に着目し、河床変動に内岸側河床の洗堀機構について新しい知見を得ている。さらに、福岡ら<sup>99)</sup>は、高水敷高さ/低水路幅の比が小さく、高水敷の粗度を大きくした実河川の流れに近いスケールの蛇行水路を用いて、二次流分布とその発達・減衰過程について調べている。

## 2. 8 水害リスク解析

局地的短時間集中豪雨の発生の危険性が顕在化している中、豪雨の発生による浸水被害を備える必要がある。つまり、いつでもどこでも発生しうる豪雨に対し、それに起因する水害リスクを管理する必要がある。このように予期せぬ損失の発生危険性を適切に管理しなければ、会社が倒産に追い込まれたり、個人や一般家庭の場合は生活の基盤を失い、窮地に陥いたりすることもある。こういった中、保険をはじめとする様々な方法によって危険を管理する必要性が生じてきた<sup>100)</sup>。

これまでリスクの定義について、前川ら<sup>101)</sup>によると、1960年代前後アメリカの危険・保険学会で議論を行っていた。しかし、全面的な認識と受け入れを得られなかった。1978年に出版された「Fundamentals of Risk and Insurance」<sup>102)</sup>では、リスクの定義がいくつか挙げられている。また、リスクという言葉は最初に危険という意味で多くの人々に認識されている。Greene 著書<sup>103)</sup>の「Risk and Insurance」の中で、危険の同義語 *peril*・*hazardous* の定義を明確に区別した。Vaughan は、さらに明確に *peril* とは損失の原因である。豪雨・地震・火事などが挙げられる。例えば、*peril* が火種、その近くに可燃物の存在が *hazardous*、そして火災の可能性が *risk* となる。これと同様に、水害については、*peril* が豪雨、浸水しやすい状況が *hazardous*、*risk* は浸水被害の可能性として表現できる。自治体から公表されている洪水ハザードマップは浸水しやすさを示すものと理解できる。

リスクマネジメントについて、山口<sup>104)</sup>によって体系的に整理されている。山口によれば、リスクマネジメントは、リスクの発見と評価から分析を始める。どんなリスクがあるか、どの程度（量的）、どのぐらいの頻度で発生するのか、もし発生したら、どの程度の影響を及ぼすのかを正確に把握することを示した。リスク分析の次は、リスクの防止・軽減対策である。例えば、住宅の防水化や建物一階部分のピロティ化などが挙げられる。Wilson<sup>105)</sup>はリスクマネジメントの適用範囲を拡大し、生活のリスクを定量化することを試みた。リスクの分析において、こうしたリスクの定量化が可能になると、リスクという概念を種々な自然事象や社会事象への適用ができ、意思決定や行動指針として新たな学問の分野が生まれた。こういった中、1980年には国際学会 Risk Analysis 学会が設立された。学術論文誌 Risk Analysis の創刊号には、リスク分析についてその目標を



明確に示されていた<sup>106)</sup>。リスクマネジメントがより一般的な自然事象・社会事象に適用されるようになると、リスクという言葉は、定量化を前提とした定義が要求される。従来はリスクという言葉は、生命や財産などに損害をもたらす可能性として使われている。しかし、リスクを定量的に評価するには、より厳密な定義が求められる<sup>107),108)</sup>。ここではリスクの工学的な定義として、リスクの定量化を前提に危険事象のもたらす損害の規模とその事象の発生確率の積であると定義する。

リスクマネジメントが自然・社会の事象まで適応範囲を広げている中、自然リスクとして、われわれ人間の生活に深くかかわりのある洪水や水害に関するリスク概念が形成されていった。また、この概念は後に洪水リスクマネジメントとして登場する。人類は古くから水害による被害に悩まされ、古代中国では、「水を治める者は天下を納める」という言葉があるほど、治水は経済発展と社会秩序の安定に与える影響の重要性を訴えていた。人間社会は長い歴史の中で、洪水に対して、築堤をしたり、分水路を作ったり、氾濫原を管理したりして様々な治水対策をしてきた。しかし、洪水リスクが定義され、リスクの定量化とリスク管理が体系的な方法として確立されたのは1990年代である。1980年代頃のアメリカでは、河川堤防建設が進められている中、洪水水位の不確実性を考慮した堤防余裕高の工学的有用性を検討するには、米国陸軍工兵隊による洪水リスク解析をしたのが始まりである。米国陸軍工兵隊による洪水リスク解析は、①EAD（年間被害額期待値）による洪水リスクの定量化、②洪水リスク定量化における不確実性分析、③定量化された分水リスクによる洪水対策の相互評価、この三つからなる。②の洪水リスク定量化における不確実性分析については、1990年に出版されたUSACE<sup>109),110)</sup>に書かれている。また、洪水リスク解析の経緯と手法の詳細は、「Risk Analysis and Uncertainty in Flood Damage Reduction Studies」<sup>111)</sup>に詳しく記述されている。Davis<sup>112)</sup>はその内容を整理した形で報告されている。

また、ヨーロッパでは、2002年のエルベ川と2006年のドナウ川、2007年のイギリスの水害から、各国は連携を取りながら、洪水リスクアセスメントとリスクマネジメントを進めている。洪水リスクを低減するには以下の3つのステージ<sup>113),114)</sup>が設けられている。①現在の河川流域に対するリスクアセスメントを実施する、②洪水被害の想定されるエリアについて、洪水ハザードマップと洪水リスクマップの作成、③これらのエリア

について洪水リスクマネジメント・プランを策定する。特に③については、既存のハード対策を講じるとともに、土地利用の規制や洪水時の避難行動の指導などソフトな対策も盛り込まれている。

日本において洪水リスクの定義は、国土交通省の「河川・防砂技術基準」<sup>115)</sup>では、洪水リスクではなく、水害リスクという言葉で表現されている。その理由としては、山間部の災害や都市部の内水氾濫も含まれていることから、広範囲の水害を対象としていると考えられる。また、「河川・防砂技術基準」では、水害リスクは河川氾濫や内水氾濫による水害の「発生確率」とその「被害規模」の組み合わせによって表現されるとしている。そして、この定義に従って水害リスク評価の手順を国連・国際防災戦略会議の定義<sup>116)</sup>を参考に示されている。

洪水リスク分析にあたって、洪水発生の潜在的危険要素を見つけ出す必要がある。まず、リスクの構造から観ると、流域の都市化の進行により不浸透域の拡大と裸地の縮小による有効降雨の増加、雨水排水システムの整備による河道への流出時間の短縮、その結果として洪水ピーク流量の増大である。従来都市水害は、不浸透域の増加、下水道の普及、河道整備を背景に有効流出が増加し、流域の人口・資産の集中により被害を受ける可能性が高くなる結果、もたらされる水害である。しかし、1990年ごろから、従来の都市水害より新たな特徴が表れた。それは内水氾濫の増加、都市の立体化、多雨傾向、浸水脆弱性である。特に多雨傾向については、都市河川の治水基準、下水道の雨水排水基準は、全国的に50mm/hourを基準に設定されているが、これらの整備計画が作成されたのは1960年代頃である。この頃、降水量の長期変動は比較的降水量の少ない時期にあった。図-2.11は、1時間50mmと1時間100mmを超える雨の発生確率の経年変化である。発生確率は、気象庁により公開されている熊本県熊本市の1891～2017の年ごとの1時間最大雨量をもとに算出した。1時間50mmを超える雨の発生確率は1950年代から段階的に増加している。1時間100mmを超える雨の発生確率は1980年までは1時間50mmを超える雨の発生確率より低いが、1980年代半ば頃には両者が交差し、発生確率はほぼ同程度の30%である。しかし、1990年代以降に入るとその発生確率は1時間50mmを超える雨の発生確率よりも高くなっている。つまり、治水基準、下水道の雨水排水基準となる50mm/hourを超過するような雨の発生確率は増加傾向にあるが、こ

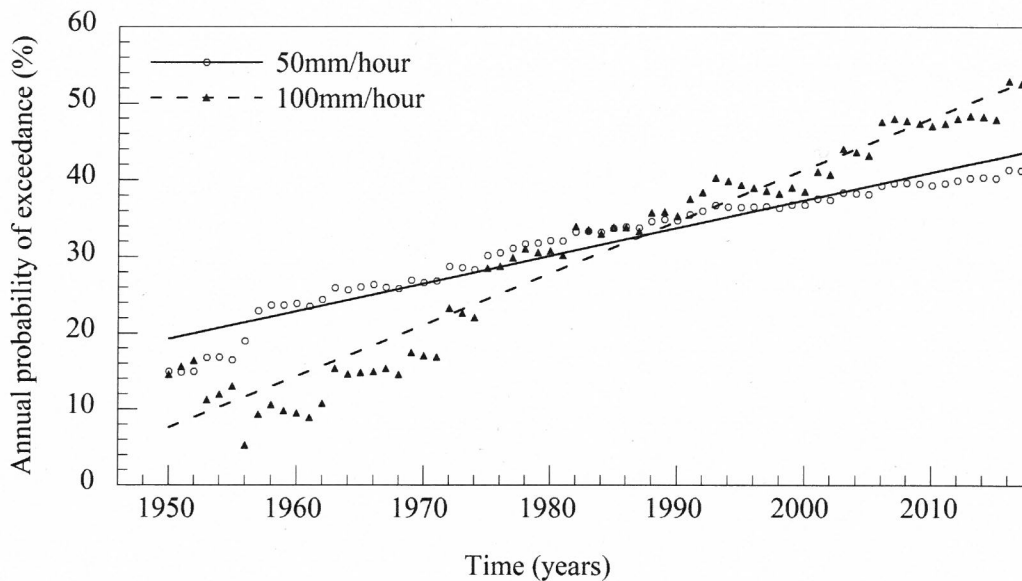


図-2.11 1時間50mmと100mmを超える降雨の発生確率の経年変化

れよりも強い 100mm/hour を超える雨の発生確率の増加率はもっと高いことがわかる。

市街域における洪水氾濫特性について、高橋ら<sup>117)</sup>は家屋などの構造物が密集しており、その存在と配置に関して、氾濫流の流向や流速、そして浸水箇所などに与える影響が大きいことを示した。また、都市域には、地形の起伏や微地形、中小河川、田んぼ・樹林帯などの氾濫原の特性のみならず、家屋やビルなどの構造物群・道路網・公園などの市街地構造や、鉄道・用水路・下水道などの都市の特性が存在しているが、市街地での氾濫水は道路や駐車場などに集中するなど、市街地構造の影響を強く受けることが知られている<sup>118),119)</sup>。市街地の平面二次元洪水氾濫解析においては、これまで家屋の存在と配置は氾濫流の従来の空間分解能による氾濫解析では、土地利用に応じた粗度係数や建物占有率と水深をパラメータとした合成粗度係数を各計算格子に与えた方法<sup>120),121)</sup>があるが、計算格子間隔よりも堤内地の家屋間や細い道路を流れる氾濫流を検討するには十分とは言えない。

福岡ら<sup>122)</sup>、川池ら<sup>123)</sup>、重枝ら<sup>124)</sup>は、いずれも浅水流方程式を独自の方法で離散化した平面二次元不定流モデルに、市街地構造を含む氾濫原特性の属性を組み込むことで構

築されている。福岡らは、家屋などの構造物に作用する流体力項を運動方程式に付加し、一般曲線座標系に基づき道路網を表現することで、道路網と構造物の配置を取り扱えるモデルを開発している。川池らは、一般曲線座標系や非構造格子を用いることで、市街地構造の構成要素である道路網を表現するとともに、等価粗度係数として家屋などの構造物の存在と配置による影響を考慮している。さらに、秋山ら<sup>125)</sup>は、有限体積法(Finite volume method)・非構造格子(Unstructured grid)・FDS(Flux difference splitting)に基づく種々の市街地構造要素を考慮できる包括的な都市域氾濫解析モデルを開発している。モデルに組み込む市街地構造要素として、家屋群<sup>126)</sup>、樹林帯<sup>127)</sup>、微地形の水没・非水没<sup>128)</sup>などの有用性と検証実験が行われ、その妥当性を示した。さらに、2003年7月九州北部豪雨では甚大な被害を受けた遠賀川流域の飯塚市を含む都市域を取り上げ、浸水プロセスを明らかにし、開発した数値モデルの妥当性と有効性を示した<sup>129)</sup>。一方、氾濫を対象とした数値解析モデルとして、高橋ら<sup>130)</sup>は、市街地における破堤氾濫流の挙動を水理模型実験と数値解析の両方から検討をしている。辻本ら<sup>131)</sup>は、河道部・堤防部・堤内域を一体型とした氾濫解析を試み、刈谷田川と五十嵐川への適用を行った。秋山ら<sup>132)</sup>は、開発された包括的な都市域氾濫解析モデルに越水・破堤のツールを組み込み、1983年7月山陰豪雨災害の三隅川破堤氾濫への適用を行い、破堤氾濫に至る浸水プロセスを検証し、その有効性を実証した。氾濫時における避難所などへの水平避難の方法を検討する上で、家屋群や家屋間、道路網などを流れる氾濫流の侵入経路・到達時間・流速・水深など避難の成敗に左右する詳細な情報が求められる。そのため、住宅地の微地形や家屋の建設位置、家屋同士の配置関係など氾濫流の挙動に与える影響を考慮する必要がある。

そこで、大本ら<sup>133)</sup>は2012年7月の九州北部豪雨で甚大な浸水被害を受けた熊本県熊本市龍田陳内地区四丁目を対象に、河道域と氾濫域が一体となる実スケール1/100の水理模型水路を作成し、同規模の出水時を再現することで、氾濫時の堤内地における家屋間や、家屋群、道路上の水理諸量を実験的な方法で検討し、避難方法や経路の決定に有用な情報を提供した。しかし、水理模型実験は、実現象を再現できるように幾何学的、運動学のおとび力学的な相似則を満足しなければならないため、水理模型を製作する前段階から議論を要する。また、水理模型を製作するには、多額の費用や労力、時間がかかる。さらに、実験段階において計測するために、複数の人員を配置し、同時に測定を行わなければならないといった欠点がある。そのため、水理模型実験を代替し、より安

価で簡易的な方法が求められている。洪水災害時において、水害の発生メカニズムや浸水過程の解明、河道・氾濫域の流れ場の挙動の把握など、数値解析の手法がよく用いられている。しかし、これまでの数値氾濫解析は、氾濫域の地盤高のみを考慮し、浸水範囲や浸水深分布などを主に行われてきた。家屋の存在は浸水範囲や氾濫流の流向、到達時間など氾濫流の挙動に与える影響が大きい。また、家屋と家屋の間では、流れが縮流となり、流速が速くなる。そのため、住民避難の経路や方法、避難行動の開始時間などの検討をするには、家屋の存在を考慮する必要がある。

## 2. 9 本研究の目的

本研究では、洪水の発生による水害リスクを適切に評価するために、家屋を考慮した河道と氾濫域を一体的に扱える数値解析モデルを確立し、これを用いた氾濫時の都市域における氾濫流の挙動を明らかにする。そして、急湾曲を緩湾曲化された改修河道を対象に、流れ構造を把握するための準三次元数値解析と水理模型実験を行い、主流部の流れ特性の解明を進める。本研究において主に着目する点は以下の通りである。

1. 家屋の存在を境界条件として取り扱うその可能性、不規則な平面形状を持つ家屋に対する適用性。
2. 家屋を考慮した数値氾濫解析に基づく水害リスク変化の推定。
3. 緩湾曲化される改修河道蛇行度の変化が、河床変動の応答に与える影響。

## 参考文献：

- 1) 橋本晴行, 松永勝也, 中島繭子：1999年6月集中豪雨による博多駅周辺の御笹川氾濫水の挙動調査, 第18回日本自然災害学会学術講演概要集, pp.159-160, 1999.
- 2) 橋本晴行, 松永勝也, 中島繭子：1999年6月福岡水害における博多駅周辺の浸水被害について, 自然災害科学研究西部地区部会報論文集, 第24号, pp.89-92, 1999.
- 3) 橋本晴行, 北園芳人, 守田治：2003年7月九州北部豪雨について, 自然災害科学, Vol.22, No.2, pp.159-165, 2003.
- 4) 牛山素行：2004年7月18日の福井県における豪雨災害の特徴, 自然災害科学, Vol.23, No.3, pp.443-452, 2004.
- 5) 山本晴彦, 岩谷潔：山口県東部における梅雨前線に伴う2005年7月3日の豪雨の特徴と浸水被害, 自然災害科学, Vol.24, No.3, pp.323-331, 2005.
- 6) 牛山素行, 国分和香那：平成18年7月豪雨による災害の特徴, 自然災害科学, Vol.25, No.3, 2006.
- 7) 福岡浩, 山本晴彦, 宮田雄一郎, 汪発武, 王功輝：平成21年7月中国・九州北部豪雨による山口県防府市土砂災害, 自然災害科学, Vol.28, No.2, pp.185-201, 2009.
- 8) 橋本彰博, 川井一輝, 田井明：2010年奄美豪雨の氾濫解析と氾濫発生要因の検討, 土木学会論文集B1(水工学)Vol.71, No.4, pp. I\_1453-I\_1458, 2015.
- 9) 竹林洋史, 藤田正治, 宮田秀介, 堤大三：2011年9月紀伊半島豪雨災害調査速報, 自然災害科学, 自然災害科学, Vol.30, No.3, pp.369-379, 2011.
- 10) 牛山素行, 横幕早季：平成23年7月新潟・福島豪雨による災害の特徴, 自然災害科学, Vol.30, No.4, pp.455-462, 2012.
- 11) 土木学会九州北部豪雨災害調査団：平成24年7月九州北部豪雨災害土木学会調査団報告書, 2013.
- 12) 山本晴彦, 山崎俊成, 山本実則, 小林北斗：2012年7月12日に熊本県で発生した豪雨と洪水災害の特徴, 自然災害科学, Vol.33, No.2, pp.83-100, 2014.

- 13) 大槻順朗, 二瓶泰雄, 赤松良久 : 2013 年 7 月山口・島根豪雨による須佐川における被災状況調査と解析, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol. 70, No.4, pp. I\_1447-1452, 2014.
- 14) 山本晴彦, 野村和輝, 坂本京子, 渡邊薫乃, 原田陽子 : 2015 年 9 月 10 日茨城県常総市で発生した洪水災害の特徴, 自然災害科学, Vol.34, No.3, pp171-186.
- 15) 吉野太一郎 : 鬼怒川水害から 1 年 常総市が直面する「忘れられた、これからの復興」, [https://www.huffingtonpost.jp/2016/09/08/joso-kinugawa-flood\\_n\\_11914442.html](https://www.huffingtonpost.jp/2016/09/08/joso-kinugawa-flood_n_11914442.html). (2016 年 12 月 01 日閲覧)
- 16) 川池健司, 中川一, 市川温, 丸山寛起 : 平成 18 年 7 月豪雨による松江市内の都市水害に関する数値解析的検討, 水工学論文集, 第 51 巻, pp.535-540, 2007.
- 17) 山崎俊成, 山本晴彦, 立石欣也, 原田陽子, 高山成, 吉越恒, 岩谷潔 : 2010 年 7 月 15 日に山口県において発生した豪雨の特徴と水災害の概要, 自然災害科学, Vol.29, No.3, pp.413-415, 2010.
- 18) 山本晴彦, 山崎俊成, 坂本京子, 山下奈央 : 2017 年 7 月 5 日に発生した九州北部豪雨と災害の概要, 自然災害科学, Vol.36, No.3, pp.257-279, 2017.
- 19) 重枝末玲, 秋山壽一郎, 大久保剛貴, 中島晴紀 : 平成 29 年 7 月九州北部豪雨時の花月川流域の流域流出・洪水氾濫解析, 河川技術論文集, 第 24 巻, pp.452-456, 2018.
- 20) アジア航測株式会社 : 平成 29 年 7 月九州北部豪雨災害, [https://www.ajiko.co.jp/news\\_detail/?id=12850](https://www.ajiko.co.jp/news_detail/?id=12850), (2017 年 8 月 30 日閲覧)
- 21) 渡邊康玄, 鈴木優一, 小川長宏 : 2003 年台風 10 号による砂流川洪水の橋梁被害と流木の挙動, 自然災害科学, Vol.1, pp.107-116, 2004.
- 22) 井上卓也, サムナー圭希, 加藤一夫, 六浦和明, 矢部浩規, 清水康行 : 2016 年北海道豪雨における九線橋被災メカニズムの調査と解析, 河川技術論文集, 第 23 巻, pp.37-42, 2017.
- 23) 山本晴彦, 山崎俊成, 坂本京子, 山下奈央 : 2017 年 7 月 5 日に発生した九州北部における豪雨と災害の特徴, 自然災害科学, Vol.36, No.3, pp.257-279, 2017.
- 24) 矢野真一郎 : 2017 年九州北部豪雨調査団先遣隊速報, 2017.
- 25) 2017 年 7 月 5 日日田市 JR 鉄道橋, <https://www.youtube.co./watch?v=LPaEsqTk6cE>. (2018 年 5 月 15 日閲覧)
- 26) 足立昭平, 大同淳之 : 流木に関する実験的研究, 京都大学防災研究所年報, Vol.1, pp.41-49, 1957.
- 27) Schmocker, L. and Hager, W.H.: Scale Modeling of Wooden Debris Accumulation at a Debris Rack, J.

---

Hydraul. Eng., Vol.139, pp.827-836, 2013.

- 28) 岡本隆明, 竹林洋史, 鈴木隆太, 山上路生, 戸田圭一: 流木集積による橋梁閉塞と迂回流の氾濫流量に関する実験的研究, 自然災害科学, Vol.36, No.4, pp.447-461, 2018.
- 29) 清水義彦, 長田健吾, 高梨智子: 個別要素法を用いた流木群の流動と集積に関する平面 2 次元数値解析, 水工学論文集, 第 50 巻, pp.787-792, 2006.
- 30) 香川智, 渋谷一, 大隅久, 石川信隆: 三次元個別要素法による実橋の流木閉塞災害事例の解析, 土木学会論文集 A2(応用力学), Vol.69, pp.1-15, 2013.
- 31) 北園和也, 木村一郎, 清水康行: 三次元流動モデルと流木モデルのカップリングによる構造物周辺流木挙動解析, 応用力学論文集 Vol.19, 72 巻, 2 号 p.I\_477-I\_484, 2016.
- 32) 溝口敦子, 辻本哲郎: 砂洲形成河床上の流砂量と流砂動態の検討, 水工学論文集, 第 52 巻, pp.589-594, 2008.
- 33) 吉森祐介, 大槻順郎, 二瓶泰雄: 荒瀬ダム流下域における河床変動伝搬過程のデータ解析と数値実験, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.72, No.4, I\_709-I\_714, 2016.
- 34) 福岡捷二, 安陪和雄, 五十嵐崇博: 交互砂州の変形過程に関する実験的研究, 第 28 回水理講演会論文集, pp.763-768, 1984.
- 35) 三輪浩, 池田香織, 谷和憲: 正弦波状流量変化による交互砂州の発達・変形過程, 第 55 回土木学会年次学術講演会概要集, pp.479-484, 1985.
- 36) 三輪浩, 大同淳之, 片山智仁: 交互砂州河床の変動に及ぼす流量・土砂供給条件の影響, 水工学論文集, 第 51 巻, pp.1051-1056, 2007.
- 37) 小野寺勝, 黒木幹男, 岸力: 複断面における流れと河床形態, 第 39 回土木学会年次学術講演会概要集 II, pp.381-32, 2004.
- 38) 三輪浩, 大同淳之, 横川純: 流量変化に伴う交互砂州の発達・変形過程, 水工学論文集, 第 47 巻, pp.619-624, 2003.
- 39) Tubino, M.: Growth of alternate bars in unsteady flow, Water Resources Research, Vol. 27, No.1, pp.37-52, 1991.
- 40) 渡邊康玄, 佐藤耕治, 大山史晃: 非定常流下での砂州形成実験, 水工学論文集, 第 46 巻, pp.725-730, 2002.
- 41) 国土交通省河川局: 中小河川に関する河道計画の技術基準について, 2010.
- 42) 安田陽一: 局所流を利用した流れの景観へのアプローチ, 流体力とその応用に関する研究論文集, 第 3 巻, pp.9-17, 2004.



- 
- 43) 和田清, 藤田裕一郎, 大坪幹弘: 河川における多段式落差工のエネルギー減勢効果とその評価, 河川技術論文集, 第 23 卷, pp.139-144, 2017.
- 44) 林健二郎, 藤井優広, 重村利幸: 開水路における円柱群に作用する流体力に関する実験, 水工学論文集, 第 45 卷, pp.475-480, 2001.
- 45) 斉藤隆, 羽田野架娑義, 奥野雅晴: 直列 2 円柱に作用する流体力, 水工学論文集, 第 43 卷, pp.229-234, 1990.
- 46) 宮川朝浩, 福岡捷二, 名尾耕司: 近接した円柱橋脚まわりの河床変動と流体力, 水工学論文集, 第 44 卷, pp.1059-1064, 2000.
- 47) 足立昇平: 人工粗度の実験的研究, 土木学会論文集, 第 104 号, pp.33-44, 1968.
- 48) 岡部健士, 中野普, 吉田弘: 粗面上に突起した球に作用する流体力, 水工学論文集, 第 34 卷, pp.499-504, 1990.
- 49) 高橋迪夫, 木村喜代治: 礫床河川の流れ抵抗に及ぼす巨石の影響に関する二, 三の基礎的検討, 水工学論文集, 第 36 卷, pp.241-246, 1992.
- 50) 田中規夫, 細川智徳, 玉井信行: 開水路底面状の大規模粗度付近における渦運動について, 水工学論文集, 第 34 卷, pp.487-492, 1990.
- 51) 榊卓也, 伊藤祐介, 富永晃広: 開水路底面における巨石周りの流れ構造, 土木学会第 65 回年次大会学術講演会, II-200, pp.399-400, 2010.
- 52) 富永晃宏, 榊卓也: 移動床上に置かれた球状大粗度周りの浅い流れの平面二次元解析とその応用, 土木学会論文集 B1, Vol.68, No.4, pp.I\_823-1\_828, 2001.
- 53) 内田龍彦, 福岡捷二, 福島塚二, 田中正敏: 大型粗度上の浅い流れの平面二次元解析とその応用, 土木学会論文集, No.691, II-57, pp.293-298, 1999.
- 54) 福岡捷二, 水口雅教, 内田龍彦, 横山洋: 水防・非水没大型粗度を有する浅い流れに関する基礎的研究, 水工学論文集, 第 43 卷, pp.293-298, 1999.
- 55) 福岡捷二, 内田龍彦, 福島塚二, 水口雅教: 水没大型粗度を有する浅い流れの一次元解析と二次元解析, 水工学論文集, 第 44 卷, pp.533-538, 2000.
- 56) 重枝未玲, 秋山壽一郎, 石原仁: 常流あるいは射流中に置かれた水没柱状物体に働く流体力, 水工学論文集, 第 50 卷, pp.889-894, 2006.
- 57) 鬼東幸樹, 秋山壽一郎, 造士快竹, 松本健太郎: 開水路棧粗度に加わる流体力と流れ構造との関係, 水工学論文集, 第 54 卷, pp.967-972, 2010.
- 58) 富永晃宏, 市川亜也佳: 巨石群を底面に配置した開水路流の抵抗特性評価, 土木学会論文集

---

B1(水工学), Vol.70, No.4, pp.I\_661-I\_666, 2014.

- 59) 松本健作, 宮崎基浩, 松本敬子, 小澤薫, 庄司直樹, 清水義彦:平成 27 年 9 月関東・東北豪雨災害における黒川奈佐原地区の破堤氾濫災害に関する研究, 河川技術論文集, 第 22 巻, pp.303-308, 2016.
- 60) 関根正人:側岸侵食を考慮した河川の流路変動に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.553, II-34, pp.51-59, 1996.
- 61) 守田, 江頭進治, 金海生, 青木章浩, 大槻英樹:湾曲河道における流れの集中度と河岸侵食に関する研究, 土木学会第 52 回年次学術講演会概要集, 第 II 部, pp.434-435, 1997.
- 62) 清水康行, 平野道夫, 渡辺康玄:河岸侵食と自由蛇行の数値計算, 水工学論文集, 第 40 巻, pp.921-926, 1996.
- 63) 長田信寿, 細田尚, 村木嘉雄, Md. M. Rahman: 移動一般座標系による側岸侵食を伴う河道変動の数値解析, 水工学論文集, 第 40 巻, pp.927-932, 1996.
- 64) Duan, G., Jia, Y. and Wang, S.: Meandering process simulation with a two-dimensional numerical model, Proceeding of the Conference on Management of Landscapes Disturbed by Channel Incision, pp.389-394, 1997.
- 65) 長田信寿, 細田尚, 村木嘉雄:河岸侵食を伴う河道変動の特性とその数値解析法に関する研究, 土木学会論文集, No.621, II-47, pp.23-39, 1999.
- 66) 筑後川河川事務所:平成 29 年 7 月九州北部豪雨の概要(速報版), 国土交通省九州地方整備局, p.19, 2017.
- 67) 安井達哉, 陳翔, 相川宗, 平川隆一:花月川を対象とした洪水流による河岸侵食に関する研究, 第 45 回土木学会関東支部技術研究発表会, II-22, 2018.
- 68) 坂本洋, 重枝未玲, 秋山壽一郎, 池田寛:近似リーマン解法を用いた準 3 次元洪水流モデルの開発と河川合流点流れへの適用, 水工学論文集, 第 55 巻, pp. 1225\_1230, 2011.
- 69) 音田慎一郎, 細田尚, 木村一郎:一般座標系での湾曲流の水深積分モデルの改良とその検証について, 水工学論文集, 第 50 巻, pp.769-774, 2006.
- 70) 吉田圭介, 石川忠晴, 箕浦靖久:準 3 次元 CIP-Soroban モデルによる利根川洪水流の大規模数値計算, 水工学論文集, 第 53 巻, pp.877-882, 2009.
- 71) 赤穂良輔, 石川忠晴:三角形格子における CIP 有限体積法を用いた準三次元浅水乱流計算モデルの開発, 水工学論文集, 第 55 巻, pp.S\_1207-S\_1212, 2011.
- 72) 木村一郎, 細田尚, 岩田通明:水深積分浅水流方程式における馬蹄渦のモデル化, 土木学会

- 
- 水工学論文集, 第 54 卷, pp.1147-1152, 2010.
- 73) 内田龍彦, 福岡捷二: 底面流速解法による連続する水没水制群を有する流れと河床変動の解析, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.67, No.1, pp.16-29, 2011.
- 74) Ghamary, H. K. and Steffler, P. M: Two dimensional vertically averaged and moment equations for rapidly varied flows, Journal of Hydraulic Research, IAHR, Vol.40, No.5, pp.579-587, 2002.
- 75) 柿沼太郎, 中山恵介: 渦度を考慮した非線形波動方程式による表面波及び内部波の数値解析, 海岸工学論文集, 第 54 卷, pp.6-10, 2007.
- 76) 加藤翔吾, 福岡捷二, 内田龍彦: 常願寺川現地実験水路における河岸護岸工近傍の流れの三次元構造と河岸に作用する流体力の評価, 河川技術論文集, 第 23 卷, pp.155-160, 2017.
- 77) 坂本洋, 重枝未玲, 秋山壽一郎: 準 3 次元洪水流モデルを用いた同規模河川合流点流れの数値解析, 土木学会論文集 B1 (水工学) Vol.68, No.4, pp. I\_841-I\_846, 2012.
- 78) 福岡捷二, 渡邊明英, 上坂恒雄, 津守貴行: 低水路河岸に樹木群のある河道の洪水流の構造—利根川新川通昭和 56 年 8 月洪水—, 土木学会論文集第 59 号, pp.79-88, 1995.
- 79) 錦織庄吾, 渡邊明英, 福岡捷二, 時岡利和: 複断面直線流路に発生する平面渦の構造と平面二次元二層モデルによる解析, 土木学会第 58 回年次学術講演会, pp.171-172, 2003.
- 80) 石垣泰輔: 複断面開水路流れの 3 次元構造に関する研究, 京都大学工学博士学位論文, 1993.
- 81) Tominaga, A. and I. Nezu: Turbulent structure in compound open-channel flows, Journal of hydraulic Engineering, Vol. 117, No.1, pp.21-41, 1991.
- 82) 福岡捷二, 藤田光一: 複断面河道の抵抗予測と河道計画への応用, 土木学会論文集, No.411, II-12, pp.63-72, 1989.
- 83) 福岡捷二, 藤田光一, 新井田浩: 樹木群を有する河道の洪水水位予測, 土木学会論文集, No.447, II-19, pp.17-24, 1992.
- 84) Ackers, P.: Flow formulae for straight two-stage channels., Journal of hydraulic Engineering, Vol31, No.4, pp.509-531, 1993.
- 85) Shino, K. and D. W. Knight: Turbulent open-channel flows with variable depth across the channel., Journal of Fluid mechanics, Vol. 222, pp.617-646, 1991.
- 86) James. C. S. and J. B. Wark: Conveyance estimation for meandering channels, Report SR329, HR Wallingford, UK, 1992.
- 87) 木下良作: 洪水時の沖積作用調査と適正複断面河道に関する実験的研究, 1988.
- 88) 森明巨, 岸力: 昭和 56 年石狩川洪水で観測された湾曲部河床変動の特性, 水理講演会論文集,

---

第 30 卷, pp.493-498, 1986.

- 89) 芦田和男, 江頭進治, 劉柄義, 滝口将志: 蛇行水路を有する複断面流路における流れの特性と河床変動機構, 京都大学防災研究所年報, 第 32 号 B-2, pp.527-551, 1989.
- 90) Kiely, G.: Overbank flow in meandering compound channels, the important mechanism, Int. Conference on River Flood Hydraulics, pp.207-217, 1990.
- 91) Willetts, B. B. and Hardwick, R. I.: Model studies of overbank flow from a meandering channel, Int. Conference on River Flood Hydraulics, pp.197-205, 1990.
- 92) Journal of hydraulic Engineering, and Hardwick, R. I.: Stage dependency for overbank flow in meandering channel, Int. Conference on River Flood Hydraulics, pp.45-54, 1993.
- 93) Ervine, D. A., Willetts, B. B. Sellin, R. H. and Lorena, M.: Factors affecting conveyance in meandering compound channels, Journal of hydraulic Engineering, Vol.119, No.12, pp.1383-1398, 1993.
- 94) Sellin, R.H., Ervine, D. A. and Willetts, B. B.: Behavior of meandering two-stage channels, proc. Instn Civ. Engrs Wat., Marit. & Energy, Vol.101, pp.99-111, 1993.
- 95) 武藤裕則, 塩野耕二, 今本博健, 石垣泰輔: 複断面蛇行開水路流れの水利特性について, 京都大学防災研究所年報, 第 38 号 B-2, pp.561-580, 1995.
- 96) 武藤裕則, 塩野耕二, 今本博健, 石垣泰輔: 複断面蛇行開水路流れの 3 次元構造について, 水工学論文集, 第 40 卷, pp.711-716, 1996.
- 97) 福岡捷二, 宮崎節夫, 高橋宏尚, 加村大輔: 堤防法線と低水路法線間に位相差がある流れの水利, 河道の水利と河川環境シンポジウム論文集, pp.89-94, 1995.
- 98) 福岡捷二, 宮崎節夫, 大串弘哉, 加村大輔: 堤防と低水路の法線間に位相差が存在する複断面蛇行流路の流れと河床変動, 水工学論文集, 第 40 卷, pp.941-946, 1996.
- 99) 福岡捷二, 大串弘哉, 加村大輔, 平生昭二: 複断面蛇行流路における洪水流の水利, 土木学会論文集, No.579, II-41, pp.83-92, 1997.
- 100) 南方哲也: リスクマネジメントの基礎理論, 晃洋書房, pp.1-19, 1993.
- 101) 前川寛: 危険の概念について, 危険と管理, 第 6 号, 日本リスクマネジメント学会, pp.1-17, 1981.
- 102) Vaughan, E.J.: Fundamentals of Risk and Insurance, 5th ed., John Wiley & Sons, p.13, 1989.
- 103) Greene, M.R.: Risk and Insurance, 2nd., South Western Publishing Company, 1968, [日本語訳「危険と保険」第一分冊, 文雅堂銀行研究社, p.6, 1971.
- 104) 山口光恒: 現代のリスクと保険, 岩波書店, p.107, 1998.

- 
- <sup>105)</sup> Wilson, R.: Analyzing the daily risks of life, *Technology Review, Fed.*, pp.41-45, 1979.
- <sup>106)</sup> Kaplan S. and Garrick, J.: On the quantitative definition of risk, *Risk Analysis, Vol.1, No.1*, pp.11-27, 1981.
- <sup>107)</sup> National Research Council: *Risk Assessment in the Federal Government: Managing the Process*, National Academy Press, Washington, D.C., 1983.
- <sup>108)</sup> National Research Council: *Improving Risk Communications*, National Academy Press, Washington D.C. , 1989.
- <sup>109)</sup> USACE: *Guideline for Risk and Uncertainty Analysis in Water Resources Planning, Vol I: Principles with Technical Appendices*, Report 92-R-1, U. S. Army Corps of Engineers Institute for Water resources, 1992.
- <sup>110)</sup> USACE: *Guideline for procedures for Risk and Uncertainty Analysis in Corps Civil Works Planning, Vol II : Example Cases*, Report 92-R-2, U. S. Army Corps of Engineers Institute for Water resources, 1992.
- <sup>111)</sup> NRC (National Research Council): *Risk Analysis and Uncertainty in Flood Damage Reduction Studies*, Washington, D.C., National Academy Press, 2000.
- <sup>112)</sup> Davis, D.W.: *Risk analysis in flood damage reduction studies – The Corps Experience*, In *Proceedings of Environmental & Water Resources Institute, EWRI, ASCE, Philadelphia, Pennsylvania, USA*, 2002.
- <sup>113)</sup> W. McBain: *Twenty-first Century Flood Risk Management, Chapter 1, Flood Risk*, edited by P. B. Sayers, ICE Publishing, London, pp.9-13, 2012.
- <sup>114)</sup> Klijn, F, Samuels, P, and Van OS, AD.: *Towards Flood Risk Management in the EU: State of affairs with examples from various European countries*, *Intl. J. River Basin Management. Vol.6, No.4*, pp.307-321, 2008.
- <sup>115)</sup> 国土交通省河川局：水害リスク評価(第9章), 河川砂防技術基準, 平成26年4月版, 2014.
- <sup>116)</sup> UNISDR: *Terminology on Disaster Risk Reduction*, 2009. (<http://www.unisdr.org/we/inform/publications/7817>) (2016年9月01日閲覧)
- <sup>117)</sup> 高橋保, 中川一, 加納茂紀：洪水氾濫による家屋流失の危険度評価, 京大防災研究所年報, 第28号B-2, pp.455-470, 1985.
- <sup>118)</sup> 高橋保, 大久保賢治, 中川一：昭和57年長崎豪雨における中島川の洪水氾濫解析, 京都大学防災研究所年報, 第26号, B-2, pp.109-126, 1983.
- <sup>119)</sup> 河田恵昭, 中川一, 三隅川の洪水被害－洪水氾濫と家屋の被害, 京都大学防災研究所年報,

---

第 27 号, B-2, pp.1-18, 1984.

- 120) 末次忠司, 栗城稔: 改良した氾濫モデルによる氾濫流の再現と防災への応用に関する研究, 土木学会論文集, No.593, II-43, pp.41-50, 1998.
- 121) 原田賢治, 越村俊一, 鈴木進吾, 岡本学, 福留邦洋, 菅磨志保, 河田恵昭: 2004 年 7 月新潟豪雨水害の洪水氾濫流による家屋被害, 河川技術論文集, 第 11 卷, pp.139-144, 2005.
- 122) 福岡捷二, 川島幹雄, 横山洋, 山口雅教: 密集市街地の氾濫シミュレーションモデルの開発と洪水被害軽減対策の研究, 土木学会論文集, No.600, II-44, pp.23-36, 1998.
- 123) 川池健司, 井上和也, 林秀樹, 戸田圭一: 都市域の氾濫解析モデルの開発, 土木学会論文集, No. 698, II-58, pp.1-10, 2002.
- 124) 重枝末玲, 秋山壽一郎: 市街地構造を考慮した氾濫解析モデルの総合的な検証, 水工学論文集, 第 48 卷, pp.577-582, 2004.
- 125) 秋山壽一郎, 重枝末玲: 浦勝: 非構造格子を用いた有限要素法に基づく 1 次および 2 次精度平面 2 次元洪水流数値モデル, 土木学会論文集, No. 705, II-59, pp.31-43, 2002.
- 126) 重枝末玲, 秋山壽一郎, 浦勝, 小林俊彦: 洪水氾濫流と構造物に働く流体力の数値シミュレーション, 水工学論文集, 第 46 号, pp.833-838, 2002.
- 127) 重枝末玲, 秋山壽一郎: 数値シミュレーションに基づく堤防に沿った樹林帯の治水機能の検討, 土木学会論文集, 第 46 卷, pp.833-838, 2002.
- 128) 重枝末玲, 秋山壽一郎: 複雑な地形起伏を有する場における氾濫流の数値シミュレーション, 水工学論文集, No.740, II-64, pp.19-30, 2003.
- 129) 秋山壽一郎, 重枝末玲: 飯塚市を中心とした都市域のダイナミック氾濫解析~2003 年 7 月遠賀川豪雨災害を対象として, 水工学論文集, 第 49 卷, pp.619-624. 2005.
- 130) 高橋保, 中川一: 堤防決壊による洪水危険度の評価に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第 29 号 B-2, pp.431-450, 1986.
- 131) 辻本哲郎, 鷺見哲也, 寺本敦子, 前田和: 破堤拡大過程と河川特性の関係について, 河川技術論文集, 第 11 卷, pp.121-126, 2005.
- 132) 秋山壽一郎, 重枝末玲: 河道特性と市街地構造を考慮した越水・破堤氾濫シミュレーション, 水工学論文集, 第 50 卷, pp.691-696, 2006.
- 133) 大本照憲, 平川隆一, 西将吾, 中川裕貴, 陳翔: 2012 年 7 月九州北部豪雨による龍田陳内四丁目における氾濫状況に関する研究, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.72, No.4, pp. I\_1381-I\_1386, 2016.

### 3. 家屋の存在を考慮した数値氾濫解析

#### 3. 1 はじめに

近年、局地的短期間集中豪雨の増加による洪水氾濫が頻発し、浸水災害が顕在化している。特に最近では上流山間部流域への短時間に多量な降水が原因で、下流で洪水災害を引き起こすいわゆる「もらい洪水」が増えている。このような洪水は、例えば2006年7月豪雨の松江市の水害<sup>1)</sup>や2010年の山口県山陽小野田市の厚狭地区で発生した洪水災害<sup>2)</sup>などが挙げられる。

また、急激に進んでいる流域の市街化により、本来は水はけの悪い後背低地や旧河道、低湿地、氾濫平野などの洪水氾濫危険度の高い場所は地価が比較的安く、住宅が真っ先に進出する。その結果、水害常襲地が出現し、洪水氾濫が生じた場合に被害を受ける住宅や施設が増加することになる。

危機管理施策についての議論を喚起する象徴的自然災害が生起している。このため、近年の深刻な豪雨災害に対して安全な社会形成を図ることを目的に、大河川はもちろんのこと主要な中小河川においても超過洪水に対するハザードマップの作成・公表が義務付けられるようになった。

しかしながら、既存のハザードマップには水害対象地域の住民の意向は十分に取込まれていない。激甚な被害が想定された箇所が避難場所に設定されている場合もあり、改善すべき点が多々見受けられる。また、現行のハザードマップには氾濫流に対して浸水深のみ記載され、流速については明示されていない。避難時の人体に働く流体力の評価には流速と水深の両者が必要であり、氾濫解析および水理模型実験の実施による信頼性の高い氾濫流のシミュレーションが求められる。さらに、住民のリスクに対するイメージが実態と大きく掛け離れた場合には、行政の避難勧告や避難指示が有効に働かず、避難行動の意思決定の狂いに伴う人的被害の拡大は避けられない。実際の洪水避難において多くの住民は、避難勧告や指示に従わないのが通例であり、その要因を明らかにし

て災害教育の普及を図る意義は大きい。

既報<sup>3)</sup>では、縮尺 1/100 の無ひずみの水理模型を用いて、家屋の大きさや配置など堤内地の土地利用を考慮した水理模型実験を行った。家屋間や道路上の水深と流速を詳細に把握することができ、避難方法や経路の決定に有用な情報を提供した。しかし、水理模型実験は、実現象を再現できるように幾何学的、運動学のおとび力学的な相似則を満足しなければならないため、水理模型を製作する前段階から議論を要する。また、水理模型を製作するには、多額の費用や労力、時間がかかる。さらに、実験段階において計測するために、複数の人員を配置し、同時に測定を行わなければならないといった欠点がある。

本研究で対象として取り上げるのは、2012 年 7 月九州北部豪雨の中で甚大な洪水被害に見舞われた熊本市内の一級河川白川に隣接する龍田陳内四丁目である。当該地区は氾濫平野に位置し、河床勾配が急峻になっており、堤内地は市街化が進み、狭い地域に比較的住宅が密集しているという地形特徴を持っている。今後、発生頻度が増加すると予想される短時間集中豪雨により、河川流域に進められている市街化地域における洪水被害が増加すると懸念される。よって、今回の熊本市龍田陳内地区における洪水氾濫の発生メカニズムと特徴を詳しく調べることは、今後河川流域における市街化地域の洪水被害対策を講じる上で非常に重要である。

氾濫流の挙動や到達時間は家屋群や道路網などの配置状況や土地利用の状況に大きく左右されるため、数値氾濫解析による水害リスク評価を行うには、これらの影響を考慮する必要がある。2012 年 7 月九州北部豪雨による龍田陳内四丁目における洪水災害は、災害後の現地調査や水理模型実験などが実施されていることから、水害に関する詳細な情報、流速や水深など水理諸量が存在する。そのため、数値氾濫解析モデルの妥当性や有用性を検討するのが容易である。そこで、本研究では 2012 年 7 月九州北部豪雨による龍田陳内四丁目における洪水災害を対象として、詳細な地形データと家屋形状および配置を考慮した氾濫数値シミュレーションを行い、堤内地の浸水深と流速の分布および河道内の流れを明らかにすること、さらに、家屋に被害を与える氾濫流による外力の分布について検討することを目的とする。



### 3. 2 水害リスク評価

水害リスク評価は、一般的に河川の氾濫や内水氾濫などによる水害の「発生確率」と「被害規模」の組み合わせによって表現される。ここで水害リスクの定義として、図-3.1に示すリスクトライアングルのように表現される。「被害規模」は災害外力（ハザード）と人口、資産、社会経済活動といった被害対象（エクスポージャ）及び被害対象のハザードに対する脆弱性によって決定される。水害リスク評価は、河川整備計画等の策定や治水事業の事業評価、施設の維持管理や運用、避難誘導や水防活動等の検討に活用することを目的に、大小様々な規模や特性を有する洪水ハザードについて実施するものである。

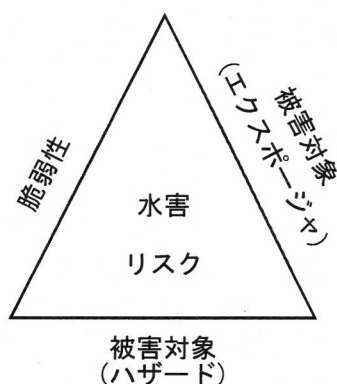


図-3.1 水害リスクのトライアングル

近年、局地的短時間集中豪雨が日本の各地で頻発し、想定を上回るような水害が発生している。また、地球温暖化による集中豪雨の頻発・激甚化から、治水施設の能力や河川の治水安全度などの相対的な低下が懸念される状況にあり、以前にも増して水害リスク評価が重要となっている。これまで、水害対策の実施の前提となる被害想定やリスク評価については、貨幣換算が可能な項目による評価が中心であった。しかし、近年では人的被害やライフライン停止などによる影響、交通途絶の影響等いわゆる間接的な被害の算定手法について研究・開発が進められている。これにより、今までは分析することができなかった、地域に潜在する様々なリスク（人的被害リスク、ライフライン停止リスク、交通途絶リスク等）について分析することが可能となっている。水害リスクの全

体像を明らかにすることによって、より効率的な事業の実施が可能となるのに加え、リスクに応じた危機管理対策（警戒避難体制の整備、水害発生時の応急対策活動計画の策定、住民の誘導、防災教育・防災訓練等）の検討を行うことが可能となる。また、流域リスク情報を公開することで、住民たちの自助・共助の意識の向上や、自主的な浸水対策の促進が期待される。なお、水害リスク評価は、今後の研究や水害実態の蓄積等を通じて、精度の向上および評価項目の充実を図っていくものである。

水害リスクの評価手順を図-3.2<sup>4)</sup>に示す。本研究では、はじめに降雨データの収集・整理を行い、あわせて流域、河川、氾濫域に関するデータの収集・整理を行う。この結果を基に、降雨等の外力、評価対象の再現期間、治水施設の整備状況等の条件を設定し、水文解析、河川における洪水流の水理解析、浸水解析等を行い、各再現期間の確率流量をもとに、求められた水位、氾濫域内の浸水範囲、浸水深の時間的变化や浸水継続時間等を分析する。

次に、評価対象年次に合わせた社会経済条件を設定し、氾濫域における人口、資産、重要施設等を把握する。これらの結果を踏まえ、「治水経済調査マニュアル（案）」<sup>5)</sup>や「水害の被害指標分析の手引（H25 試行版）」<sup>6)</sup>に基づき、対象とする洪水の発生可能性と、家屋ごとの一般資産被害額、経済被害の影響について把握し、評価を行う。

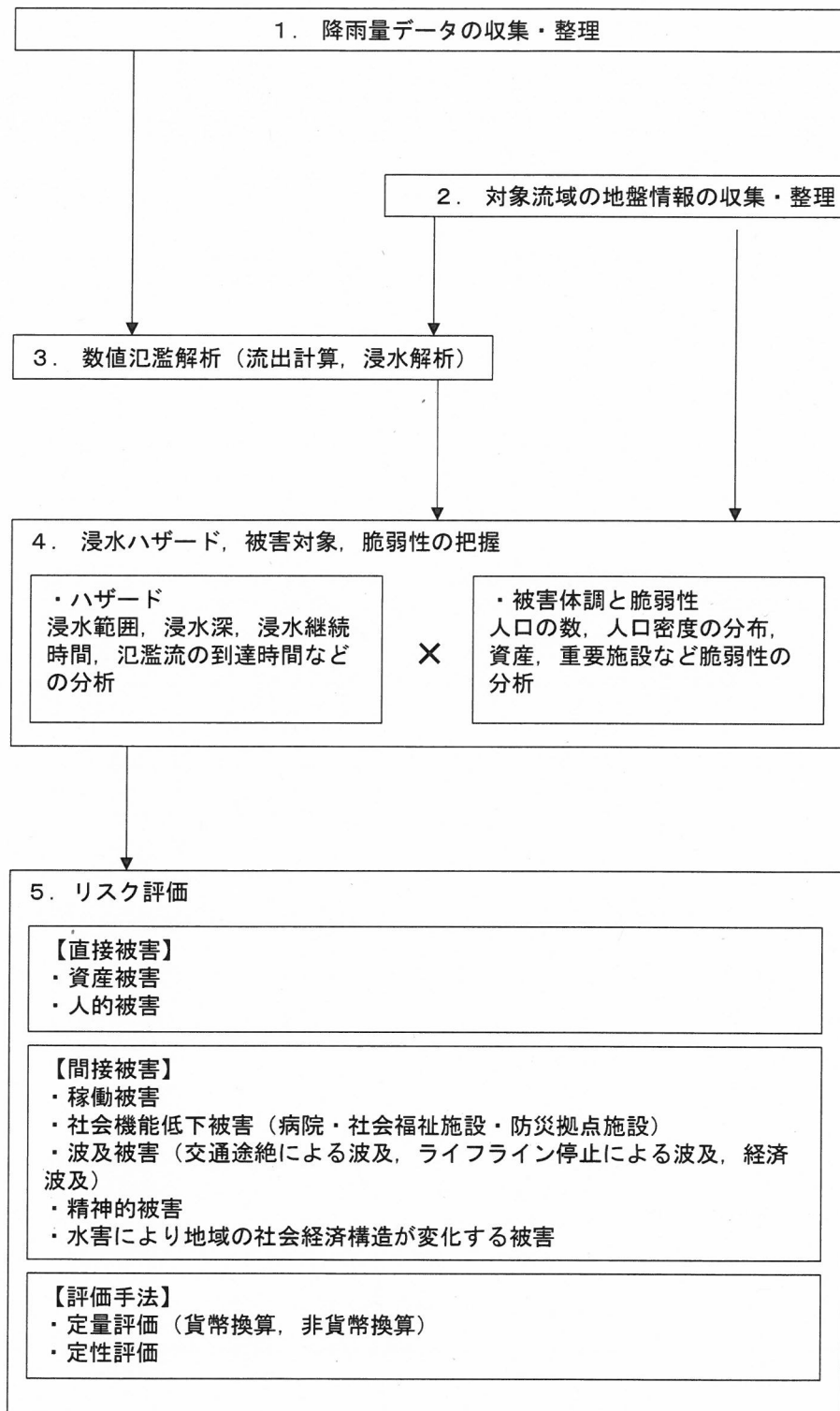


図-3.2 水害リスク評価の手順

### 3. 3 研究対象地域と水害

#### 3. 3. 1 解析対象地区の概要

九州地方の中央部に位置する白川<sup>7)</sup>は、上流域勾配が比較的緩やかであるが中流部は急流で水の流れが速く、市街部が広がる下流部や低平地の広がる河口部は緩やかな地形となっているため、洪水時は川の水がスムーズに島原湾へ流れ出にくい構造をしている。中流部にある熊本市龍田陳内四丁目は白川の屈曲部に位置する。この地域の土地利用<sup>8)</sup>は元々水田や畑などの農業用地であったが、1971年5月に市街化調整区域から市街化区域への変更があり、1973年以降リバーサイド・ニュータウン計画が持ち上げられ急激な都市化が進められ、現在に至っている。家屋の大半は0.5m~1.0m程度盛土されていた。また、図-3.3の治水地形分類図<sup>9)</sup>によると、「氾濫平野」に位置し、過去には何度も白川の洪水を繰り返し受けてきた場所であることがわかる。図-3.4には、DEMデータを用いて作成した標高図を示す。龍田陳内四丁目は白川河道の屈曲部に位置し、白川に突き出て南向きに傾斜した地形である。図-3.5に示すように北西側から南東側まで徐々に標高が低くなっており、約500mの距離で15mの高低差も存在する。

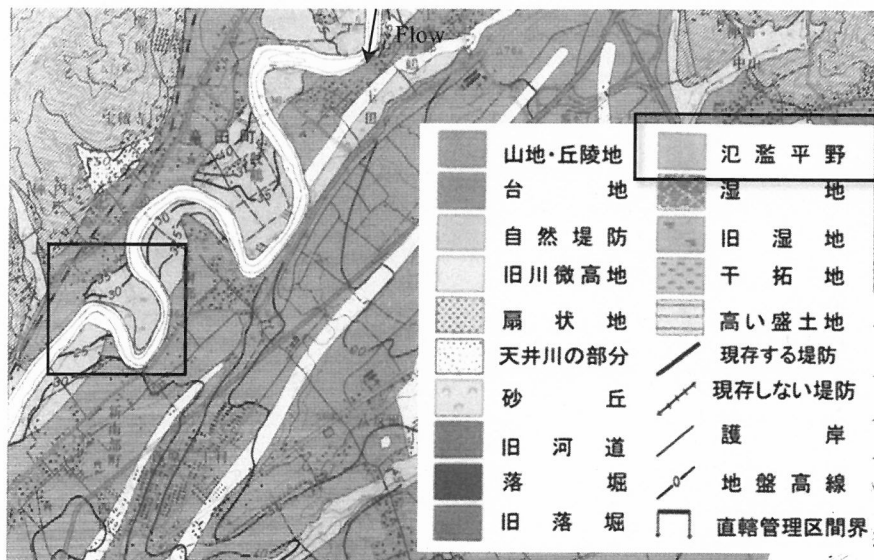


図-3.3 治水地形分類図<sup>9)</sup>加筆

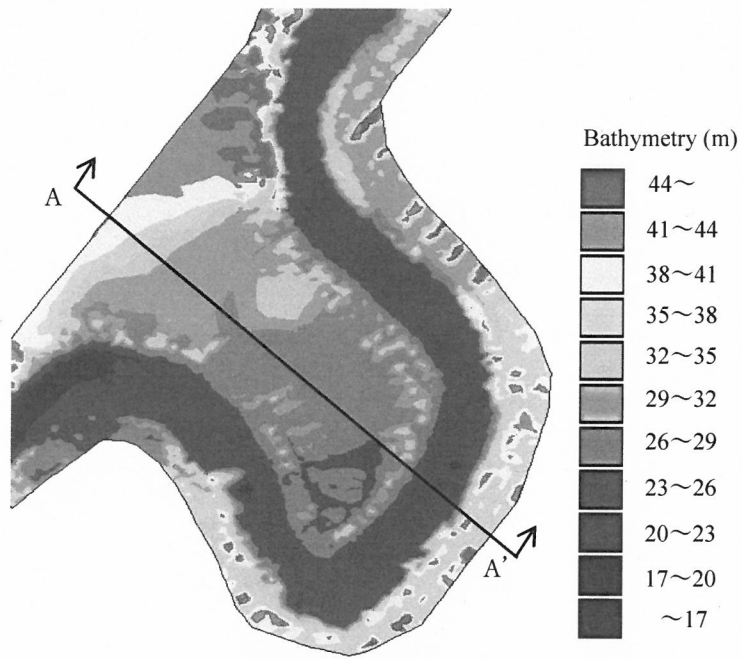


図-3.4 計算領域の地盤高

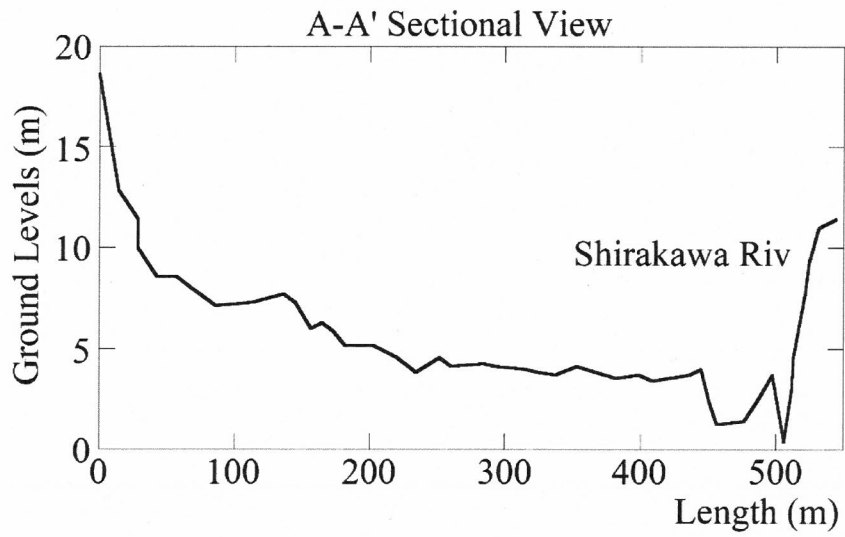


図-3.5 A-A' 断面図

### 3. 3. 2 氾濫被害状況の概要

2012年7月11日から13日にかけて、本州付近に停滞した梅雨前線に向かって南から非常に湿った空気が流れ込み、九州地方を中心に西日本から東日本にかけて広範囲で大雨となった。12日の未明から早朝にかけて激しい雨が降り続け、熊本阿蘇地方を中心に記録的な大雨となった。2012年7月12日に気象庁が熊本県と大分県に「これまでに経験したことのないような大雨。この地域の方は厳重に警戒を」と発表した<sup>10)</sup>。白川流域の阿蘇乙姫の降水は6時間の短時間集中豪雨で、雨量強度は20mm/10minを超え、最大1時間雨量106mm、積算降雨量500mmに対して、熊本市では図-3.6に示すように最大14mm/10minで、最大1時間雨量30.5mm、積算降水量も179.5mmと阿蘇乙姫の約40%であったにも関わらず、上流域の阿蘇乙姫の短時間集中豪雨により、下流側の熊本市内の白川に隣接する龍田陳内地区では甚大な洪水災害をもたらすこととなった。また、この地域における河道の疎通能力は1500m<sup>3</sup>/s程度であるのに対して、約2300m<sup>3</sup>/sの洪水流が通過した。龍田陳内四丁目での現地調査<sup>10)</sup>によると、「8時前には浸水していなかったが、テレビを見終えて外に出た8時15分過ぎには浸水が始まっており、車を高台に移動して戻る際には自宅に近づけないまで水位が上昇していた」と証言している。このように白川の水位が急上昇したことにより、洪水流が極めて短時間に急激に堤内地へ流れ込み、自主避難できず逃げ遅れた住民は、県警、自衛隊、消防団によりヘリコプターで32名、ゴムボートで50名が救出された。

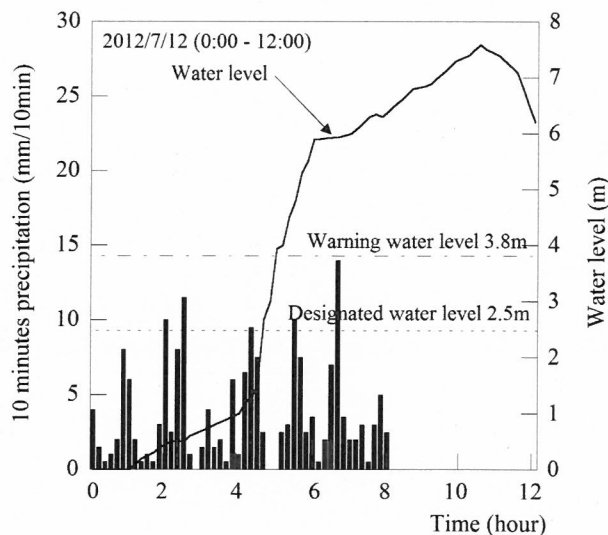


図-3.6 白川水系の基準点である代継橋における10分間降水量と河川水位の推移

### 3. 3. 3 現行洪水ハザードマップの問題点

図-3.7 は、現在熊本県が公表した白川流域周辺の氾濫時の予測最大浸水深分布<sup>11)</sup>である。その中、特に甚大な被害を受けた龍田陳内地区四丁目を拡大して図中に表示する。この地域の予測最大浸水深について、地域の大半は概ね 2.0m～5.0m，中心域では 1.0m～2.0m，川から少し離れた場所では 0.5m～1.0m と予想されていた。

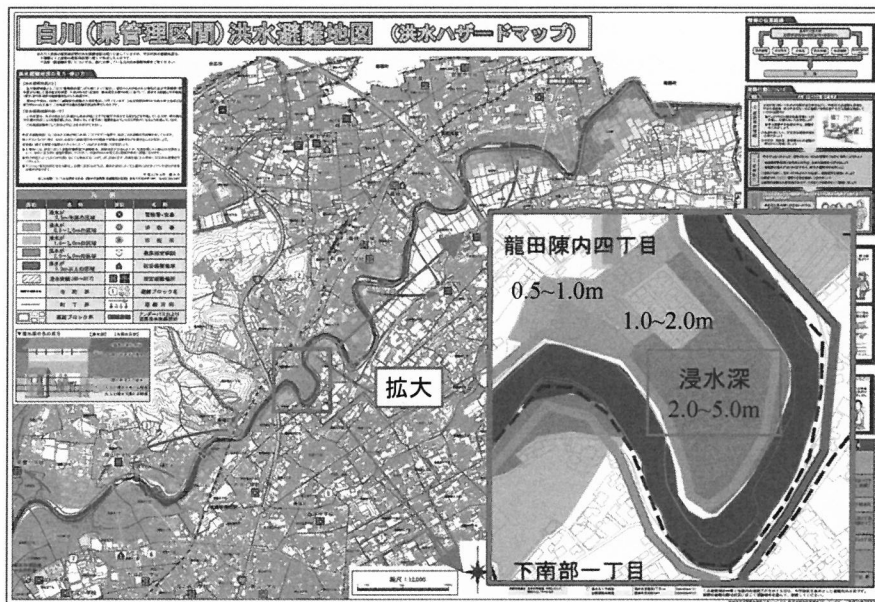


図-3.7 白川氾濫時の予測最大浸水深分布<sup>11)</sup>加筆



図-3.8 龍田陳内地区における最大浸水深の実測値

図-3.8<sup>12)</sup>は、浸水災害後、現地調査により得られた龍田陳内地区四丁目の最大浸水深の実測値である。地盤高が最も低い蛇行河道の折り返し地点の痕跡水深は4.6mにも達していた。その場所から堤内地中心に向かって痕跡水深が逐次小さくなる。また、溢水が発生した蛇行河道の折り返し地点よりの上流区間では、痕跡水深が約2.0mほどであり、前述した最大痕跡水深のおよそ半分程度となる。その結果より、図-3.7に示す洪水時の予測浸水深分布は空間分解が低く、氾濫流の水面勾配を十分考慮できないため、浸水深による洪水ハザード評価としては十分とは言い難い。実測水深と予測水深の比較を図-3.9<sup>13)</sup>に示す。水害後に行われた現地調査によると、調査した64箇所のうち、予測値と実測値が一致したのは18箇所であった。予測値が実測値を上回った、つまり過大評価したのは17箇所であり、予測値が実測値を下回った、つまり過小評価したのは、29箇所にも及んだ。

このように、予測浸水深の見積もりを過って過小評価した箇所が多く、その結果、住民避難の遅れや、人的被害に見舞われる可能性が非常に高いことがわかった。さらに、現行の洪水ハザードマップは、家屋の存在による氾濫流に対する阻害・分流効果や、堤内地の微地形などによる浸水深に与える影響を考慮できていないため、住民の避難行動の根拠ともなる洪水ハザードマップは、洪水氾濫による浸水の危険性を正確に評価できているとは言えない。

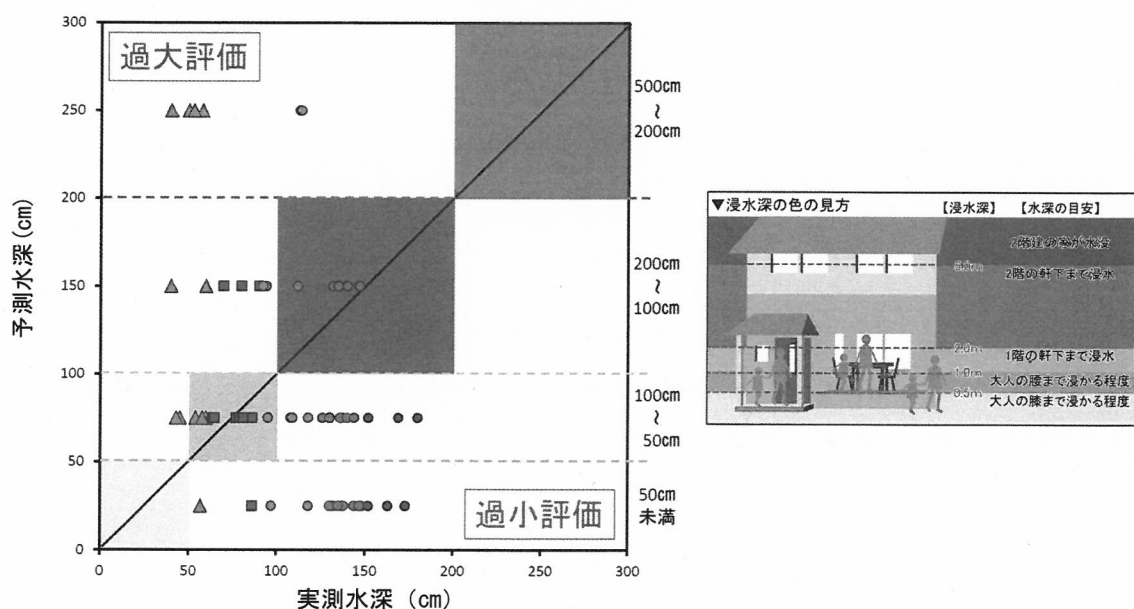


図-3.9 実測水深と予測水深の比較



### 3. 4 洪水氾濫シミュレーション

#### 3. 4. 1 数値モデルの概要

対象とする洪水流・氾濫流を二次元平面流として扱い、平面二次元氾濫解析を実施した。氾濫流の数値シミュレーションに用いた基礎方程式は、次の連続の式および二次元浅水流方程式である。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h\bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial h\bar{v}}{\partial y} = 0 \quad (3-1)$$

$$\frac{\partial h\bar{u}}{\partial t} + \frac{\partial h\bar{u}^2}{\partial x} + \frac{\partial h\bar{v}\bar{u}}{\partial y} = -gh \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{gh^2}{2\rho} \frac{\partial \rho}{\partial x} + \frac{\tau_{bx}}{\rho} - \frac{\partial}{\partial x}(hT_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y}(hT_{xy}) \quad (3-2)$$

$$\frac{\partial h\bar{v}}{\partial t} + \frac{\partial h\bar{u}\bar{v}}{\partial x} + \frac{\partial h\bar{v}^2}{\partial y} = -gh \frac{\partial \eta}{\partial y} - \frac{gh^2}{2\rho} \frac{\partial \rho}{\partial y} + \frac{\tau_{by}}{\rho} - \frac{\partial}{\partial x}(hT_{xy}) + \frac{\partial}{\partial y}(hT_{yy}) \quad (3-3)$$

$$h\bar{u} = \int_{-d}^{\eta} u dz \quad (3-4)$$

$$h\bar{v} = \int_{-d}^{\eta} v dz \quad (3-5)$$

ここに、 $x, y$ は平面直角軸、 $h = \eta + d$ で、 $h$ は水深、 $\eta$ は水位、 $d$ は静水深、 $\bar{u}, \bar{v}$ は水深方向平均流速、 $\rho$ は水の密度、 $T_{ij}$ は粘性摩擦力、 $A$ は渦粘性係数である。

$$T_{xx} = 2A \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} \quad (3-6)$$

$$T_{xy} = A \left( \frac{\partial \bar{u}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} \right) \quad (3-7)$$

$$T_{yy} = 2A \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} \quad (3-8)$$

また、 $\bar{\tau}_b = (\tau_{bx}, \tau_{by})$ 底面せん断力で、以下の式で与えられる。

$$\frac{\bar{\tau}_b}{\rho} = C_f \bar{u}_b |\bar{u}_b| \quad (3-9)$$

$C_f$ は抵抗係数,  $\bar{u}_b = (u_b, v_b)$ は底面の流速である.

$$C_f = \frac{g}{(Mh^{1/6})^2} \quad (3-10)$$

ここで,  $M$ はマニング粗度係数,  $h$ は水深である.

### 3. 4. 2 計算条件

洪水氾濫シミュレーションは、図-3.10に示す龍田陳内四丁目を対象に行った。従来の空間分解能による氾濫解析では、土地利用に応じた粗度係数や建物占有率と水深をパラメータとした合成粗度係数を各計算格子に与える<sup>14)</sup>が、計算格子間隔よりも堤内地の家屋間や細い道路を流れる氾濫流を検討するには十分とは言えない。そこで、本研究では家屋群における流れの挙動を明らかにするために、国土地理院に公開されている空間分解能5mの地形DEMデータを用いて、測点間を補間し地盤地形をモデル化した。氾濫時、家屋間や道路などを流れる氾濫流の挙動を詳細に捉えるには、堤内地を非構造格子による細かいメッシュで分割した。家屋や街区、街路などの構造物に関しては、国土地理院地図や航空写真から家屋形状と位置情報の抽出を行った。河道部は20m×10m(流下方向×河床横断方向)の矩形計算格子を採用し、RTK-GPSによる現地河床横断測量データを用いて、各変曲点に平面直角座標系における座標値を与え、法線位置と河床形状を作成した。河道部と堤内地の結合部の境界条件については、河道右岸の地盤高および本間の越流公式に従い流入出計算が行われるように設定した。左岸側は地盤高が高く越流氾濫がなかったため、流出しない閉境界条件とした。また、上流端流量は白川水系河川整備計画<sup>15)</sup>や既往洪水事例を踏まえて設定した。具体的には洪水ピーク時流量を中流域内の洪水調整施設(立野ダム)の流量調節を経て、基準地点とする代継橋で20~30年に一回発生する確率の洪水流量2000m<sup>3</sup>/sと、2012年7月12日の洪水ピーク時流量の2300m<sup>3</sup>/sと、150年に一回発生する確率規模の洪水流量3000m<sup>3</sup>/sとしている。下流端については、自由流出条件とした。堤内地の家屋などの構造物は通水しない閉境界条件とした。粗度係数について、河道部には0.050m<sup>-1/3</sup>s、堤内地の街区と街路には0.033m<sup>-1/3</sup>sを与えた。時間間隔は0.02sとした。

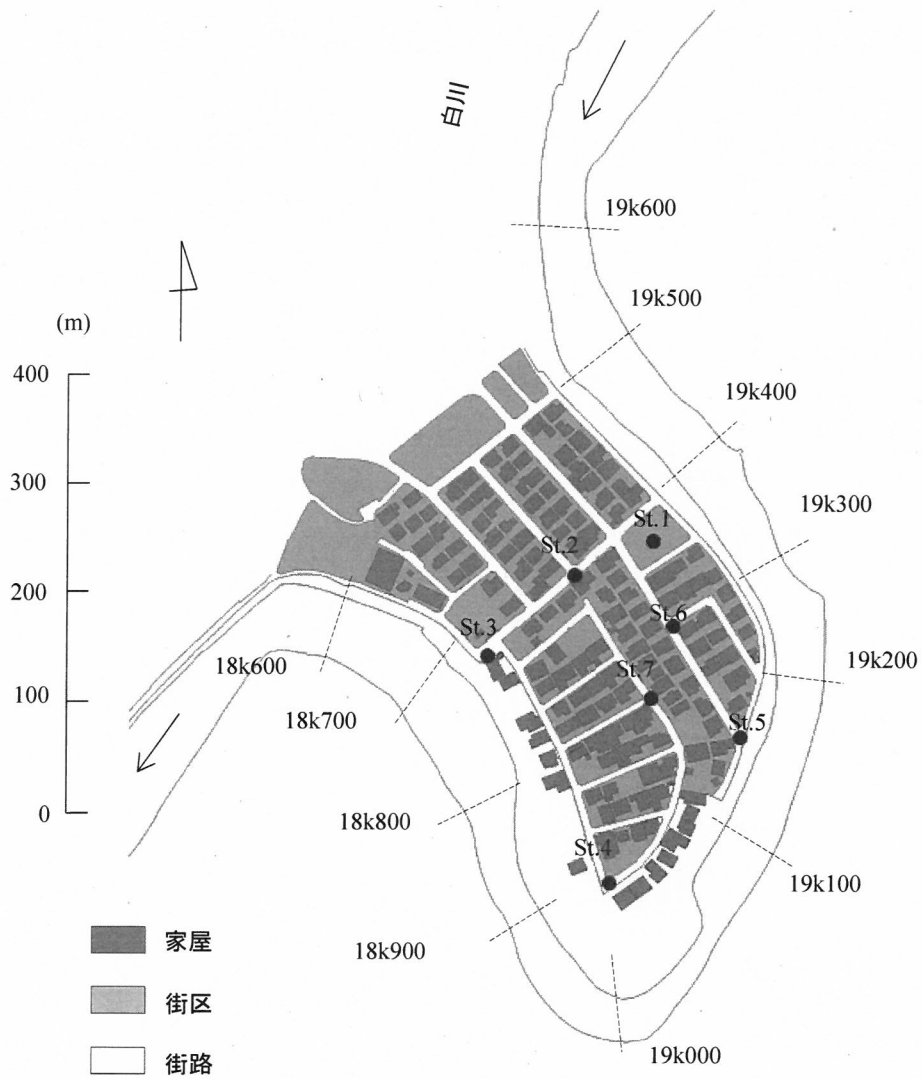


図-3.10 解析対象域の構造

### 3. 5 解析結果および考察

#### 3. 5. 1 計算精度の検証

本研究では、家屋が密集し、被害が大きかった龍田陳内四丁目の浸水状況について考察を行う。2012年7月12日の洪水ピーク時流量を与えた時における計算結果の最大水深と痕跡水深を比較した結果を図-3.11に示す。図-3.10に示した堤内地 St.1～St.7 において、計算水深は痕跡水深とおおむね一致している。

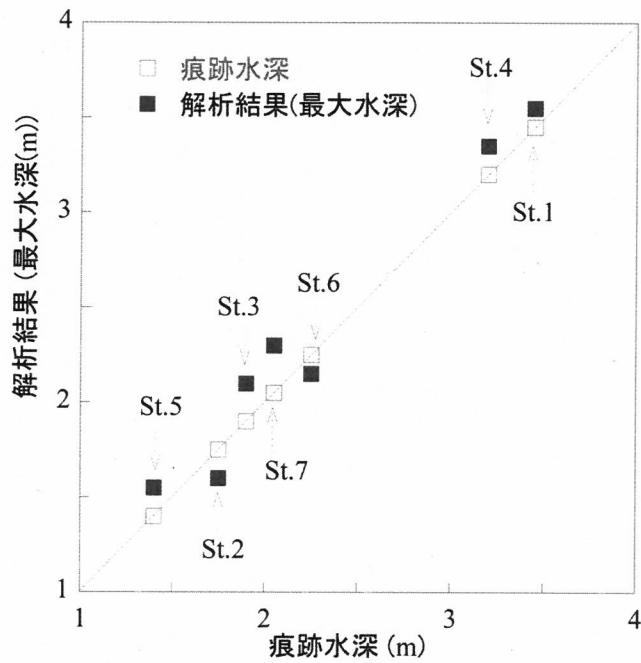
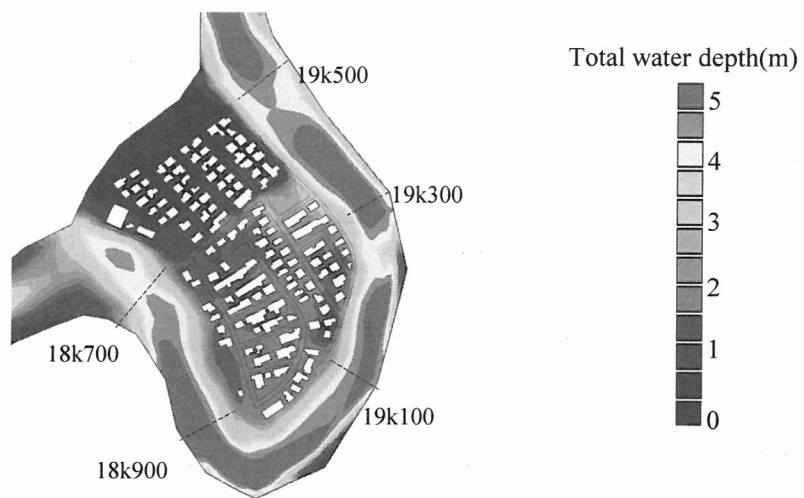
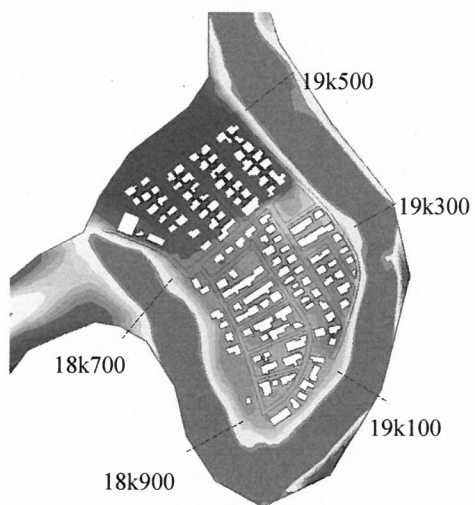


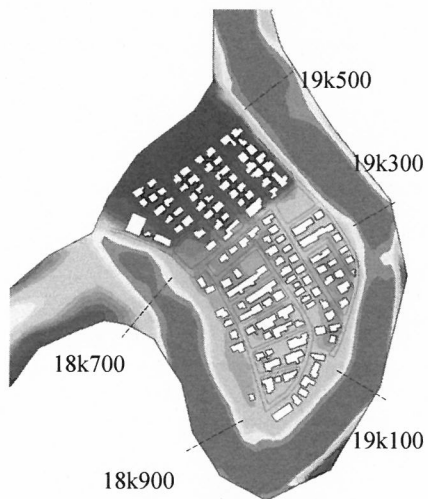
図-3.11 氾濫解析の計算結果(最大水深)と痕跡水深の比較



(a) 流量 2000m<sup>3</sup>/s

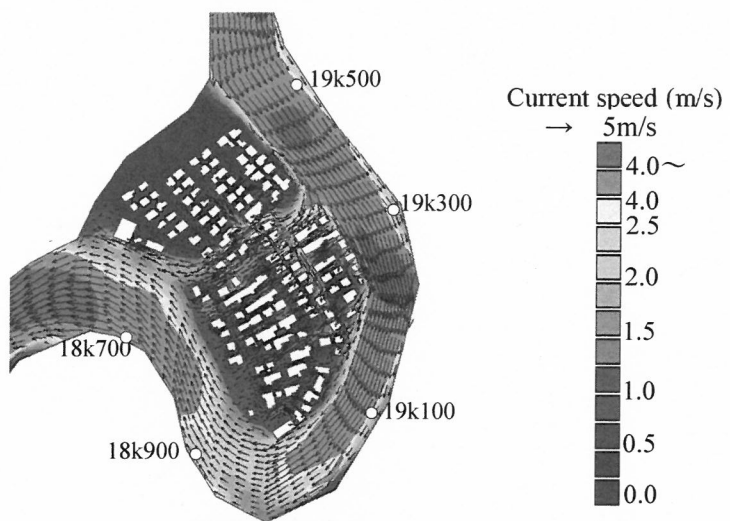


(b) 流量 2300m<sup>3</sup>/s

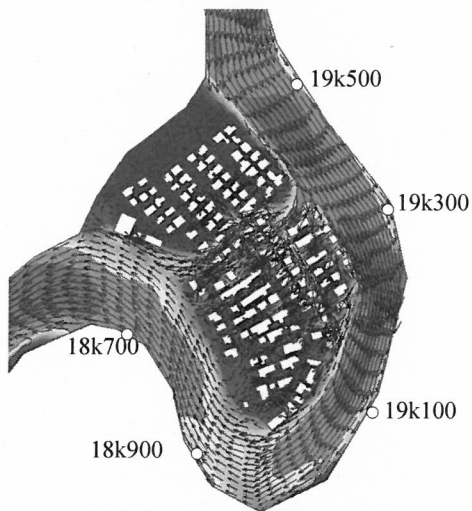


(c) 流量 3000m<sup>3</sup>/s

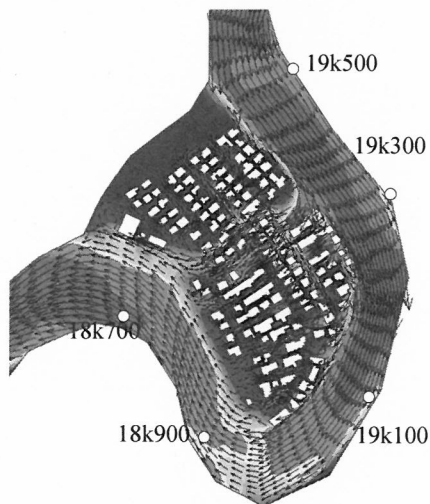
図-3.12 河道の水深と堤内地の浸水深分布



(a) 流量 2000m<sup>3</sup>/s



(b) 流量 2300m<sup>3</sup>/s



(c) 流量 3000m<sup>3</sup>/s

図-3.13 河道および市街地での流速分布と流速ベクトル

### 3. 5. 2 浸水深

洪水流は 19k400 付近から流入し始め、堤内地の浸水域が拡大していた。そこで、図-3.12 に河道の水深と堤内地の浸水深分布を示す。流量  $2000\text{m}^3/\text{s}$  時は、19k400 付近にある公園での最大浸水深は 3.6m で、河道屈曲部の 19k000 付近の堤内地での最大浸水深は 2.7m である。流量  $2300\text{m}^3/\text{s}$  時は、河道屈曲部の 19k000 付近の堤内地では最大浸水深 4.5m で、19k400 付近にある公園では最大浸水深 4.7m であることがわかる。流量  $3000\text{m}^3/\text{s}$  時は、河道屈曲部の 19k000 付近の堤内地では最大浸水深 4.9m で、19k400 付近にある公園での最大浸水深は 5.3m であることがわかる。公園付近は越流開始部、19k000 付近は地盤高が低いため、水深が大きくなったと考えられる。

### 3. 5. 3 氾濫流の流速

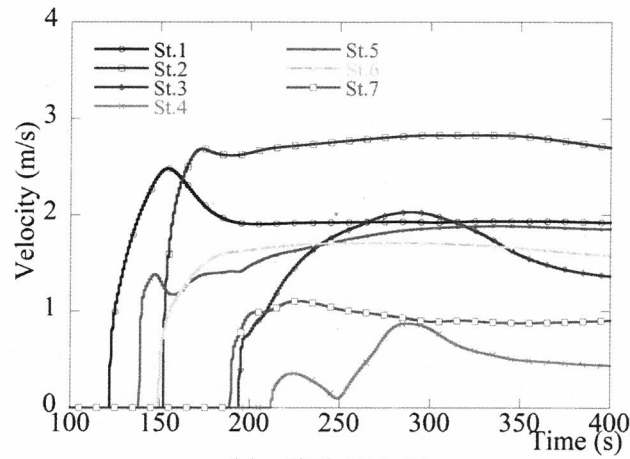
図-3.13 は、河道および堤内地での流速分布と流速ベクトルを示したものである。洪水流量  $2000\text{m}^3/\text{s}$  と  $2300\text{m}^3/\text{s}$ 、 $3000\text{m}^3/\text{s}$  の河道部における流速分布は、19k500 付近の水衝部において、いずれも速い流速を示している。また、19k200 付近の河道狭窄部では、流速が速くなっていることがわかる。

堤内地での流況は、19k500 付近の水衝部から 19k200 までの区間では越流が発生し、洪水流が街区や街路に流れ込み、北東から南西方向へ堤内地中心部を横切り、下流側の 18k700 近辺を經由し本川へと合流することがわかる。その流れは速く、流量  $2000\text{m}^3/\text{s}$  時の最大流速は約 2.8m/s、流量  $2300\text{m}^3/\text{s}$  時の最大流速は約 3.0m/s、流量  $3000\text{m}^3/\text{s}$  時の最大流速は約 4.3m/s である。また堤内地の堤防沿いは水深と流速ともに大きくなっていることがわかる。そして、19k000 から 18k800 までの区間から洪水流が堤内地へ流入している。これは、流速の低下に伴う水面上昇によるものと考えられる。

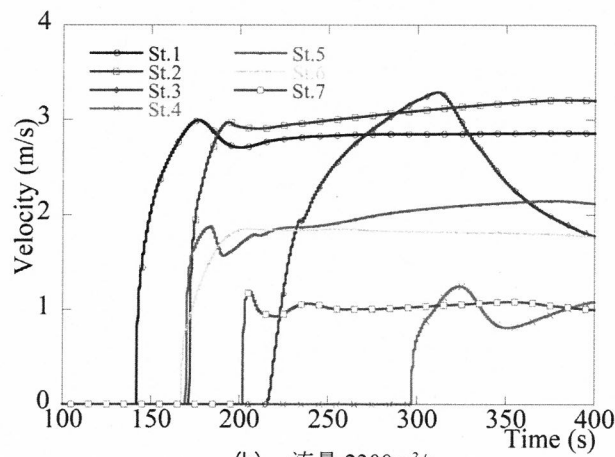
図-3.14 は、図-3.10 に示した堤内地 St.1～St.7 における流速と時間の変化を示したものである。越流氾濫が発生してから氾濫流が堤内地を横切り、本川下流側に合流するまでの時間は、洪水流量  $2000\text{m}^3/\text{s}$ 、 $2300\text{m}^3/\text{s}$ 、 $3000\text{m}^3/\text{s}$  とともに約 1 分であり、大きな相



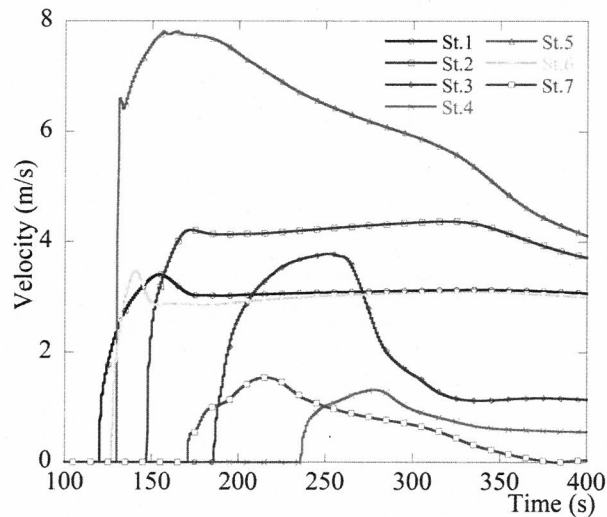
違は見られない。また、洪水流量  $3000\text{m}^3/\text{s}$  の場合は、St.5 の流速が著しく速くなっていることがわかる。19k200 付近は河道の狭窄部であるため、ここでの疎通能力  $1500\text{m}^3/\text{s}$  に対して、その2倍の流量が流下したことが原因であると考えられる。



(a) 流量  $2000\text{m}^3/\text{s}$



(b) 流量  $2300\text{m}^3/\text{s}$



(c) 流量  $3000\text{m}^3/\text{s}$

図-3.14 St.1~St.7 流速と時間の変化

### 3. 5. 4 流体力による家屋の被害リスクの検討

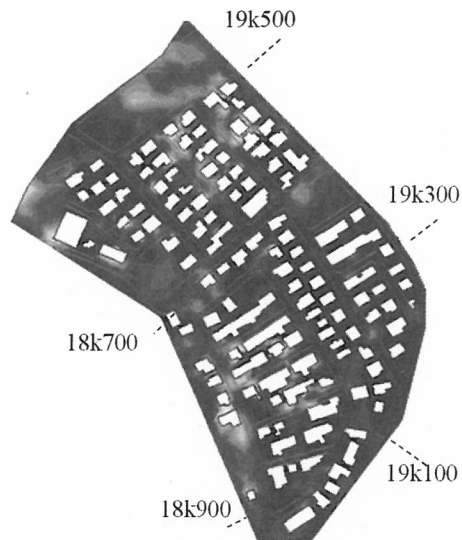
人口や住宅などが密集する市街地での洪水氾濫は、人命の損失や家屋の損壊、流出などの甚大な被害をもたらす。現在のほとんどのハザードマップにおいては、洪水時の浸水深のみが記載されている。しかし、流速や流向、さらに流体力などのより詳しい情報が必要と考えられる。

ここで、高橋・中川ら<sup>16)</sup>の洪水氾濫による家屋流失の危険度評価をもとに、家屋群における流束運動量 $U^2h$ の最大値の分布を図-3.15に示す。ただし、実際の災害では、上流側から流れてきた流木や被災した家屋からのがれきなどの漂流物の堆積などによる氾濫流の挙動変化から生じる流体力への影響があるが、本研究では考慮していない。流束運動量 $U^2h$ と流体力 $F_d$ の関係は、以下の式<sup>17)</sup>で表される。

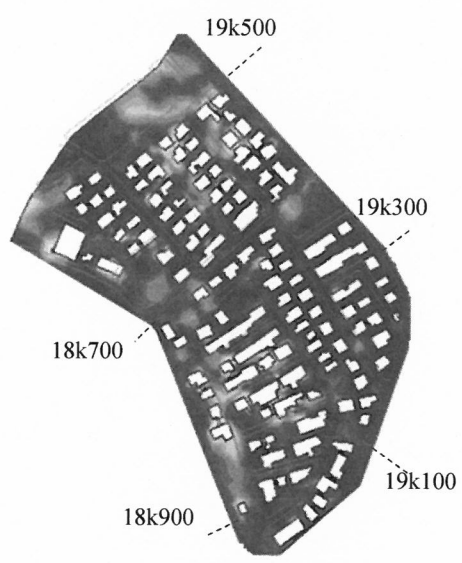
$$F_d = \frac{1}{2} \rho_s C_d B (U^2 h) \quad (3-11)$$

ここに、 $\rho_s$ は流体密度、 $C_d$ は抵抗係数、 $B$ は建物の幅、 $U (= \sqrt{u^2 + v^2})$ は流速、 $U^2h$ は流束運動量(momentum flux)、 $h$ は水深である。すなわち、式(3-11)は断面平均流速の二乗と流れ方向に対して直角に流れが当たる建物の幅との積の関係を示したものである。

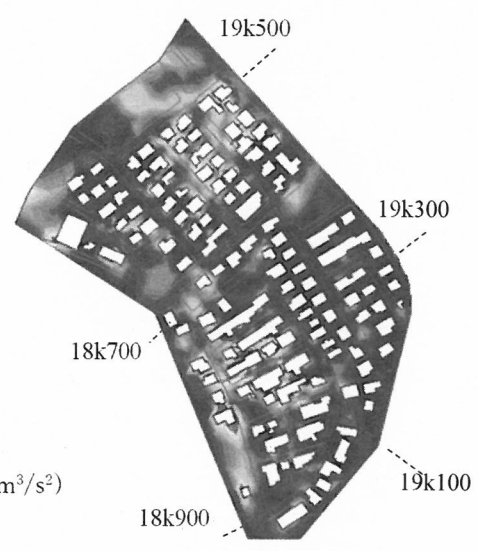
図-3.15から、(1)水衝部の19k500と19k400、18k800付近の堤内地では、最大流束運動量が大きくなっていること、(2)水衝部に位置する堤防沿いの家屋の背後に配置している家屋周辺の流束運動量が大きくなっている。その原因としては、前の家屋ではく離れた流線が後ろの家屋の正面に衝突するような状態になっていると考えられること、(3)19k400の場所には公園があり、洪水流が特殊堤を乗り越え、堤防沿いの道路に沿って公園側に集中して流れ込み、流束運動量が大きくなっていること、(4)18k800付近では1戸の住宅が河川沿いに建てられており、このような単独配置の場合はその後流域に負圧が生じ、逆方向の流体力も受けると考えられること、(5)18k800の河川沿いの道路から離れている街区では、家屋が並列配置で間隔は狭いため、大きな流体力を受け、危険性が高い配置となること、が推察できる。



(a) 流量 2000m<sup>3</sup>/s



(b) 流量 2300m<sup>3</sup>/s



(c) 流量 3000m<sup>3</sup>/s

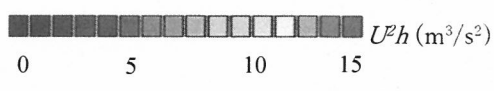


図-3.15 最大流束運動量の分布

### 3. 5. 5 浸水被害額の推定

浸水被害の適切な算定は、洪水災害の現状把握および復旧・復興事業にとって重要である。また、河川整備計画や都市計画などの策定時の意思決定プロセスにおいて判断の根拠として用いられることもある。これまで都市域の浸水氾濫解析について、さまざまな研究が行われ、実用性の高いモデルや解析手法などが数多く存在する。しかし、浸水による被害の算定について、G.White<sup>18)</sup>は浸水深と被害額の間関係を、地域別、建物別に浸水ロス関数で示している。そして、実際の洪水被害から浸水ロス関数を作成するのは困難が伴うことから、G.White<sup>19)</sup>は浸水被害の実績データに頼らず、さまざまな土地利用、建物の種類、資産評価データなどをもとに標準的な浸水ロス関数を作成した。この方法は、米国連邦保険庁による国家洪水保険法に基づく建物被害に関する評価においてはじめて用いられている。

「浸水深－被害率曲線」を用いる方法が、既に世界的に受け入れられている。その中、日本では1993年から1996年にかけて全国の大規模な水害被害率調査が行われ、その結果、「治水経済調査マニュアル（案）」（平成17年版）が策定され、のちに水害被害額の算定に標準的な方法として適用されるようになった。その算定方法は、浸水ロス関数として「浸水深－被害率」の関係を被災対象別にまとめている。浸水による被害は大きく直接被害と間接被害の二つに分かれている。直接被害は氾濫流によって直接に与えられる物理的な被害であり、主に家屋被害とその内部資産の被害、人的被害が対象となる。間接被害は、直接被害によって及ぼされる被害であり、営業および生産の停止や交通途絶、ライフラインの停止、避難生活にともなう肉体的・精神的な被害などが対象となる。

各発生確率規模の浸水被害の被害額を迅速的に算出するため、簡易的被害項目を用いて被害額の推定を行う。本論文では、各発生確率規模の出水のもとで算出した堤内地の浸水深分布に対応する被害率を求め、浸水による直接被害を受ける家屋と家庭用品を対象に、その被害額を算定する。

実際に浸水による被害を算定する場合は、被害項目を分類し、被害項目ごとに被害率を浸水深の関数として表現されている。そして、被害項目別に評価額に被害率を乗じて

被害額を算定する。式(3-12)と式(3-13)は、家屋被害と家庭用品被害の被害額の算定式である。浸水深に対応する家屋と家庭用品の被害率を、表-3.1と表-3.2に示す。なお、評価額については、「治水経済調査マニュアル(案)」(平成17年版)の標準的な見積額が設定されており、本論文では、これを基準として被害額を算定する。

$$\text{家屋被害額} = (\text{家屋 } 1\text{m}^2 \text{あたりの評価額}) \times \text{床面積} \times \text{被害率} \quad (3-12)$$

$$\text{家庭用品被害額} = (1 \text{世帯あたりの家庭用品評価額}) \times \text{世帯数} \times \text{被害率} \quad (3-13)$$

表-3.1 家屋の浸水深別被害率

浸水深 地盤高勾配	床下	床上				
		50cm 未満	50~99	100~199	200~299	300cm 以上
1/1000 未満	0.032	0.092	0.119	0.266	0.580	0.834
1/1000~1/500	0.044	0.126	0.176	0.343	0.647	0.870
1/500 以上	0.050	0.144	0.205	0.382	0.681	0.888

表-3.2 家庭用品の浸水深別被害率

浸水深	床上					
	床下	50cm 未満	50~99	100~199	200~299	300cm 以上
被害率	0.021	0.145	0.326	0.508	0.928	0.991

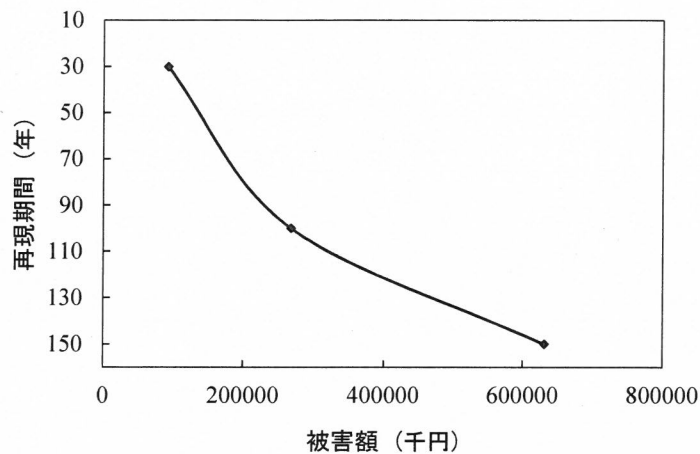


図-3.16 浸水被害額と再現期間の関係

浸水による経済損失と被害を受ける外力である洪水の再現期間の関係を図-3.16に示す。再現期間30年、100年、150年確率規模の出水に対応する浸水被害額を求め、その結果を図中にプロットした。再現期間と浸水による経済損失の関係を調べるには、図中にプロットした値の2点間是对数近似で補完を行い、近似曲線で示した。再現期間の増大により、浸水による直接被害額も大きくなる。再現期間100年を超えると、その被害額の増加が急になる。

河道改修や洪水貯留施設の整備などの治水事業が進むと、同規模の出水であっても浸水深が小さくなるため、現行の「治水経済調査マニュアル(案)」(平成17年版)の中、浸水深に対応する浸水被害率が減少し、浸水被害額が低減され、図中の被害曲線が下方へシフトする。

### 3. 6 地盤高による家屋存在の評価と氾濫解析

住民の避難と家屋の被災を検討するために、河道から溢れ出た氾濫流について市街地の構造と土地利用を考慮した流れの挙動を明らかにする必要がある。前節で述べた内容<sup>20)</sup>は、大本ら<sup>3)</sup>の実験的研究の結果を踏まえて、構造物の存在による流れに対する阻害と分流、そして家屋群の配置と道路網による氾濫流の到達範囲・到達時間などに与える影響を考慮した平面二次元数値氾濫解析を試みたものである。家屋の存在を考慮するには、国土地理院地図や航空写真から家屋平面形状と位置情報を抽出し、水の出入りが生じない閉境界条件として与えた。家屋間や道路網に対して非構造格子による細かいメッシュで平面空間の離散化を行うことで家屋群や家屋間、道路網などの場所を流れる氾濫流の挙動を詳細に捉える。その結果を現地調査や水理模型実験と比較し、二次元数値氾濫解析の計算精度を検証し、モデルの有効性を示した。しかしながら、家屋とその境界条件を個々に識別する必要があるため、作業量が多く、広範囲かつ大規模な数値解析には不向きである。

家屋の存在を考慮できるより簡易的な方法が必要となる。そこで、2017年7月九州北部豪雨で甚大な洪水氾濫被害が起こった大分県日田市を流れる一級河川花月川の洪水氾濫災害を対象に、家屋の存在を地盤高として評価する平面二次元氾濫解析を行った。地盤標高モデルについて、ArcGISを活用し、国土地理院基盤地図情報5m×5mメッシュ標高データを使用し、地盤標高モデルを作成した。家屋や事業所などの構造物については、シェープファイル(.shp)を用いてその形状を標高モデルと同一分解能で離散化した。離散化された構造物の高さを一律に5.0mとし、その情報を前述の地盤標高モデルに加えた。完成した市街地地形を図-3.16に示す。市街地構造物の存在と配置は良好に再現できている。図-3.16の市街地地形の地盤高を図-3.17に示す。ただし、本研究では、氾濫流による家屋の流出や倒壊などを考慮していないため、家屋の存在を地盤高として評価した地盤モデルにおいて、地盤高は変化しない。

24時間降水量観測史上1位を記録した今回の豪雨は、花月川流域に大きな被害をもたらした。2017年7月花月川の氾濫による浸水範囲を図-3.18<sup>21)</sup>に赤い線で示す。3.0km～4.0km地点の左岸では広い範囲で浸水していた。

図-3.17に示す地盤高モデルをもとに、2017年7月洪水の再現計算を行った。図-3.19に洪水時の解析水位と痕跡水位の比較を示す。河床勾配の急な上流域では解析水位は痕跡水位よりやや高くなったが、氾濫解析対象の下流域では解析水位と痕跡水位はほぼ一致していることがわかる。図-3.20に花月川3.3kmの花月川水位観測所における解析水位と観測水位の時系列変化を示す。洪水増水期とピーク時、そして減水期の水位では計算精度はおおむね良好であると考えられる。ただし洪水ピーク水位の継続時間については、計算結果は観測値より若干長かった。これは、河道内の水位がピークから下がり始めた頃、堤内地の氾濫水の河川への逆戻りによるものだと考える。

浸水の過程については、避難情報が出された時刻と合わせて考察する。平面二次元洪水氾濫解析により得られた浸水深分布と流速分布をそれぞれ図-3.21と図-3.22に示す。

花月川水位観測所における観測水位は、18:20に氾濫危険水位4.35mに達し、避難指示が発令された18:45には、図-3.21(a)に示すように越水氾濫が発生し、河川水は図中の箇所Aから堤内地へ流入していたことがわかる。また、久大本線鉄道橋(2.7km)から河道3.0kmまでの区間では、その堤内地の河川近傍の地盤高は図-3.17に示したように周囲よりも低く、また花月川4.0kmから鉄道橋にかけての堤内地の勾配は約1/300であるから、氾濫時は浸水しやすくなっている。そのため、図中の箇所Bと箇所Cからも水が浸入した。河川の水位の更なる上昇により、越流発生箇所から堤内地への流入量が増え、19:40には花月川観測所における観測水位が水位のピーク値4.5mを迎え、花月川左岸側においては図-3.21(b)に示すように流れ込んだ水は堤内地南方向へ広がり、浸水範囲を拡大していた。図-3.21(c)は氾濫流による最大浸水域の範囲を示す。3.0km~4.0kmの河道直線区間の左岸側堤内地では、氾濫流は到達せず浸水被害はなかった。右岸側については、災害時の避難所である日田林工高には、越水箇所Cからの氾濫流は到達していなかったことがわかる。図-3.21(c)の結果を図-3.18に示した2017年洪水の浸水範囲と比較すると、再現計算による浸水範囲はおおむね再現できている。

再現計算による流速分布を図-3.22に示す。図-3.22(a)と図-3.22(b)においては、越水氾濫発生箇所の付近では1.0m/s以上の速い流速が生じていた。図-3.22(c)において浸水範囲は最大に達するが、堤内地に広がっていた流れの流速はほとんど0.5m/s以下であることがわかる。



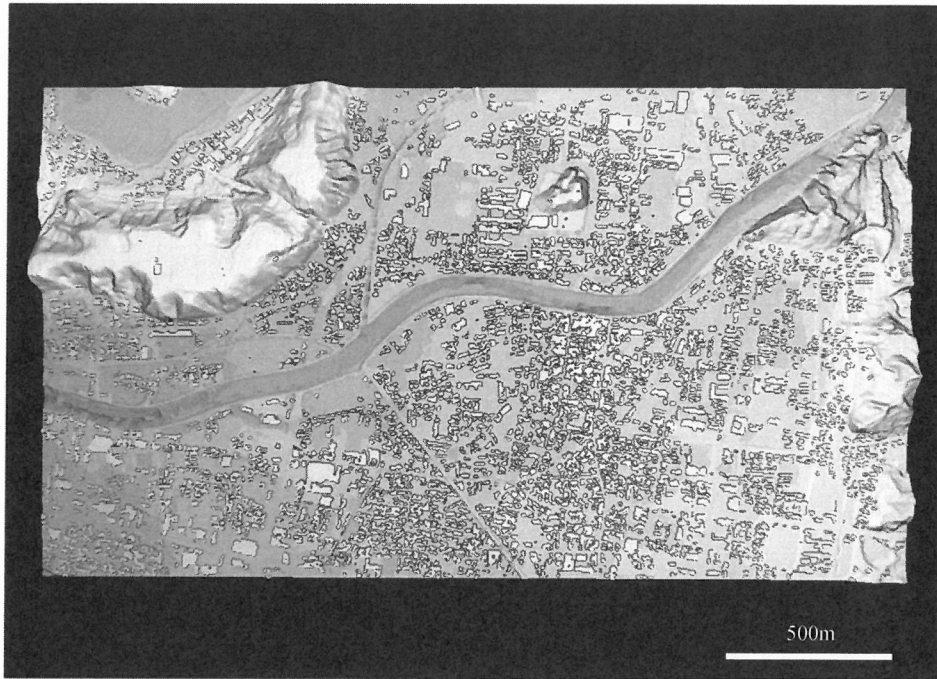


図-3.16 解析に用いた地盤の形状



図-3.17 計算領域の地盤高

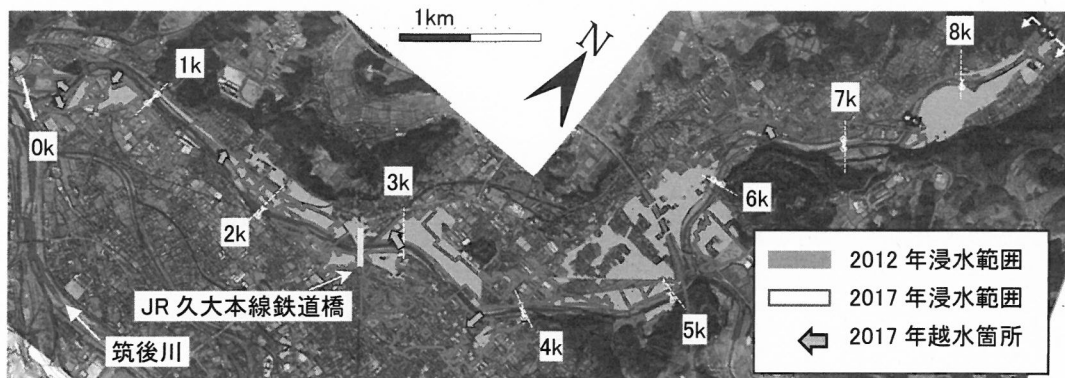
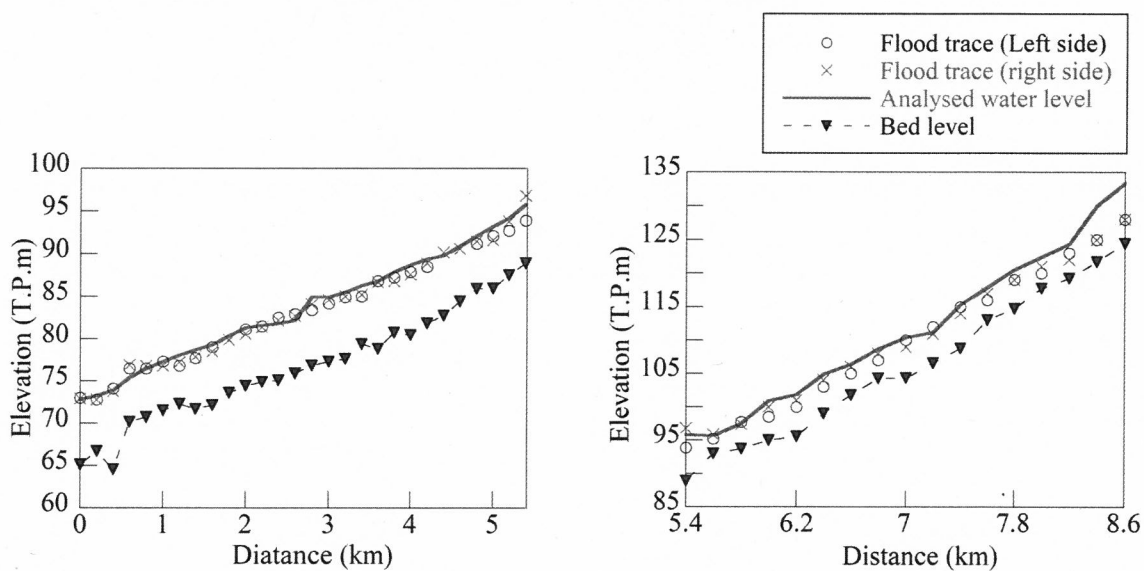


図-3.18 花月川洪水氾濫による浸水範囲 <sup>21)加筆</sup>



(a) 花月川下流域(勾配  $i=1/256$ )

(b) 花月川上流域(勾配  $i=1/95$ )

図-3.19 2017年7月5日洪水の解析水位と痕跡水位の比較

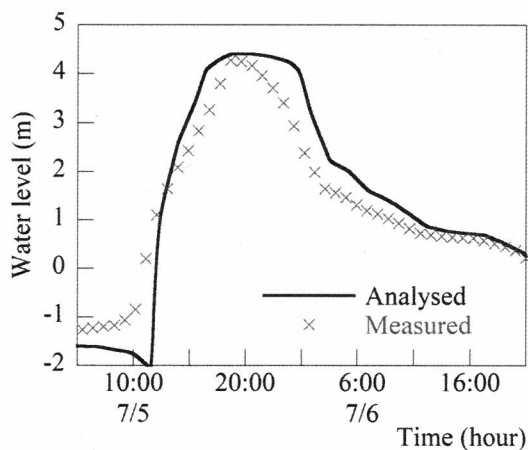
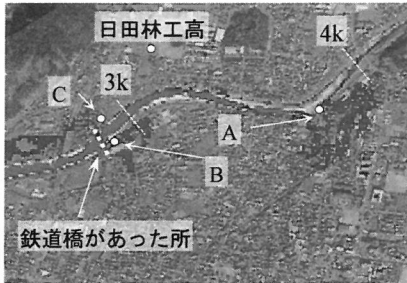
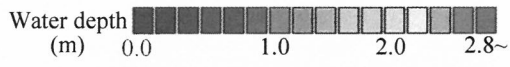
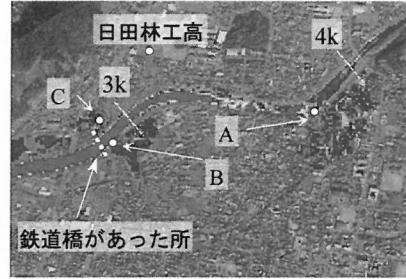


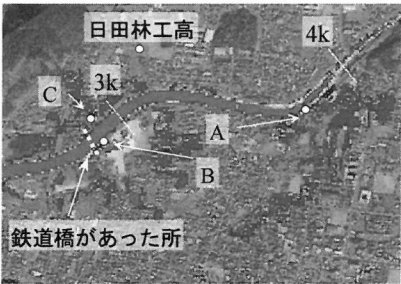
図-3.20 花月川水位観測所における観測水位と計算水位の比較



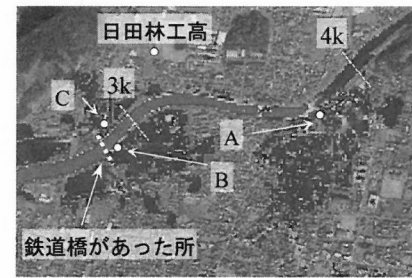
(a) 避難指示発令 18:45



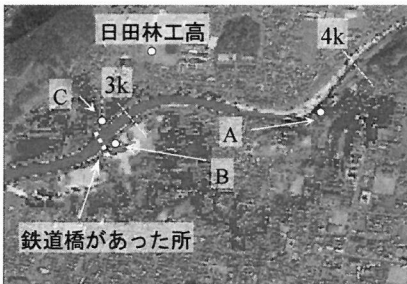
(a) 避難指示発令 18:45



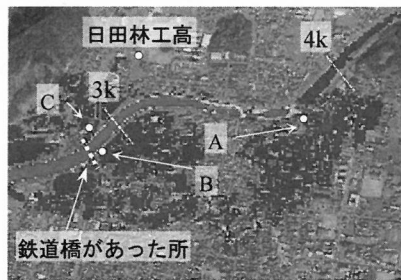
(b) 花月観測所観測ピーク水位 19:40



(b) 花月観測所観測ピーク水位 19:40



(c) 堤内地最大浸水範囲 21:00



(c) 堤内地最大浸水範囲 21:00

図-3.21 氾濫解析による再現計算の浸水深分布

図-3.22 氾濫解析による再現計算の流速分布

### 3. 7 まとめ

本研究では、家屋の存在により氾濫流に対する阻害と分流など流れの挙動に与える影響が大きいことから、家屋の存在を境界条件として考慮した平面二次元氾濫解析を、2012年7月12日の九州北部豪雨の中で甚大な被害を受けた熊本県熊本市龍田陳内地区四丁目を対象に実施した。龍田陳内四丁目における2012年7月12日の洪水ピーク時流量 $2300\text{m}^3/\text{s}$ の越流氾濫を数値解析により再現した。また、再現期間30年の確率流量 $2000\text{m}^3/\text{s}$ と再現期間150年の確率流量 $3000\text{m}^3/\text{s}$ 時の水深と流速の分布も求めた。さらに、広範囲にわたる洪水による浸水氾濫を解析できるように、2017年7月に発生した九州北部豪雨の大分県日田市における花月川の洪水氾濫を対象に、家屋の存在を地盤高として考慮した平面二次元氾濫解析を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

#### 2012年7月九州北部豪雨による陳内地区四丁目における数値氾濫解析：

- (1) 浸水深のみで洪水危険性を評価した現行の洪水ハザードマップは、家屋の存在を考慮した解析水深に比べ、浸水深分布には全体的に同様な傾向が見られる。しかし、家屋の存在による周辺水位に与える塞き上げと背後低水の影響や、家屋群の配置状況による局所的な水面変動の発生など、部分的な水面変動を考慮できていない。また、龍田陳内地区四丁目のようなかつて氾濫原の一部であった河道湾曲部内岸側の地域では、堤内地における氾濫流の挙動は河道の平面形状のみならず、堤内地構造物の存在にも強く依存している。そのため、現行の洪水ハザードマップでは浸水深のみによる洪水危険性を評価する手法は不十分であり、洪水危険性の評価を行うための氾濫数値解析の手法も見直す必要がある。
- (2) 本研究では、堤内地における家屋の存在を境界条件として考慮する可能性を示した。これをもとに求められた浸水深分布は、家屋の存在による局所的な水面変化に与える影響を考慮し、現行の洪水ハザードマップより高い空間分解能でその結果を示すことができ、浸水深による洪水危険度評価の精度向上につながった。また、浸水時において人間が安全に避難できる判断指標の一つとして流速の情報が必要である。本研

究では、水深と同様に家屋の存在を考慮した流速の分布も求められ、今後、浸水深のみによる洪水ハザードマップの見直しに必要な情報を提供できた。

- (3) 堤内地での最大浸水深は、洪水流量  $2000\text{m}^3/\text{s}$ 、 $2300\text{m}^3/\text{s}$ 、 $3000\text{m}^3/\text{s}$  とともに洪水流の主な流入箇所にある公園付近に表れた。19k000 は湾曲河道の折り返し地点であり、また、19k200 付近では河道区間が狭く、洪水流が非常に流れにくい河道構造となっている。このため、19k300 付近より上流側の河道直線区間では、水位が上昇し、19k400 付近では越水氾濫が引き起こされた。堤防を乗り越えて堤内地へ流れ込んだ氾濫流は、堤防沿いの道路上で速い流速を呈している。さらにこの速い流れが比較的開けた公園付近へ集中し、そこから流速の速い状態で堤内地へ拡散していったことがわかる。
- (4) 水深分布と流速分布から、19k200 付近の河道狭窄部では、直上流と比べて水深が下がる一方、流速が速くなることが分かった。速くなった流速は、下流 18k800 までの区間では徐々に速度を落とし、それに伴い水面が上昇し、19k000 から 18k800 までの区間において、洪水流が堤内地へと流れ込んでいることがわかった。
- (5) この地域の河道は急な蛇行形状であることから、氾濫時には慣性力によってまっすぐ流れようとする洪水流は堤防を乗り越え、堤内地を横切って速い流速で下流側へ流れていった。流量  $2300\text{m}^3/\text{s}$  においては、19k400 付近の公園から流れ込んだ氾濫流が堤内地の北東から南西方向へ堤内地を横切って流れていた。その流速は最大  $3.0\text{m/s}$  に達した。

#### 2017年7月九州北部豪雨による大分県日田市における花月川の数値氾濫解析：

- (1) 本研究では、2017年7月に発生した九州北豪雨による花月川洪水氾濫を対象に、家屋などの建造物の存在を地盤高モデルに取り入れた平面二次元洪水氾濫解析を行った。河道内における同じ地点の計算結果のハイドログラフと観測値を比較することや、堤内地における解析浸水深および浸水範囲と痕跡値の差を検討するなど、家屋の存在を地盤高として考慮した計算手法の妥当性を示した。

- (2) 家屋の存在により、越流氾濫箇所から堤内地へ流れ込む氾濫流の広がりが抑えられ、波及した影響が小さくなったことがわかった。
- (3) 2017年7月に発生した花月川洪水氾濫の再現計算を行うことで、避難指示が発令されてから洪水ピーク時および最大浸水範囲に達するまでの堤内地の浸水過程を明らかにした。越流氾濫が発生する場所は、ほとんど河道の湾曲部外岸側に現れ、河道の平面形状に一定の関係性が見られた。
- (4) 氾濫域の地盤高の勾配が急な地域では、氾濫流の堤内地の挙動は家屋の存在を受けるほか、氾濫流の広がる範囲や、到達時間などもその影響を強く受けていた。

## 参考文献：

- 1) 川池健司, 中川一, 市川温, 丸山寛起：平成 18 年 7 月豪雨による松江市内の都市水害に関する数値解析的検討, 水工学論文集, 第 51 巻, pp.535-540, 2007.
- 2) 山崎俊成, 山本晴彦, 立石欣也, 原田陽子, 高山成, 吉越恒, 岩谷潔：2010 年 7 月 15 日に山口県において発生した豪雨の特徴と水災害の概要, 自然災害科学, JJSNDS 29-3, pp.413-415, 2010.
- 3) 大本照憲, 平川隆一, 西将吾, 中川祐貴, 陳翔：2012 年 7 月九州北部豪雨による龍田陳内四丁目における氾濫状況に関する研究, 水工学論文集 B1(水工学)Vol.72, No.4, I\_1381-I\_1386, 2016.
- 4) 国土交通省国土技術政策研究所：水害リスク評価, 2012.  
<http://www.nilim.go.jp/lab/bcg/siryou/tnn/tnn0712pdf/ks071214.pdf#search>
- 5) 国土交通省河川局：治水経済調査マニュアル(案), 2005 年 4 月.
- 6) 国土交通省水管理国土保全局：水害の被害指標分析の手引(H25 試行版), 2013 年 7 月.
- 7) 国土交通省九州地方整備局熊本河川国道事務所：白川水系河川維持管理計画, 2013.
- 8) 土木学会九州北部豪雨災害調査団：平成 24 年 7 月九州北部豪雨災害土木学会調査団報告書, 2013.
- 9) 国土地理院：治水地形分類図, NI-52-11-4-3, 1977.
- 10) 山本晴彦, 山崎俊成, 山本実則, 小林北斗：2012 年 7 月 12 日に熊本県で発生した豪雨と洪水災害の特徴, 自然災害科学, JJSND 33-2, pp.83-100, 2014.
- 11) 熊本市：熊本市ハザードマップ,  
[http://www.city.kumamoto.jp/hpkiji/pub/detail.aspx?c\\_id=5&id=2121](http://www.city.kumamoto.jp/hpkiji/pub/detail.aspx?c_id=5&id=2121)
- 12) 山本晴彦：防災に関する調査や研究への地理空間情報や GIS の利用(近年の気象災害を事例として), 2016.
- 13) 山本晴彦, 山崎俊成, 坂本京子, 山下奈央：2017 年 7 月 5 日に発生した九州北部豪雨と災害の概要, 自然災害科学, Vol.36, No.3, pp.257-279, 2017.

- 
- 14) 末次忠司, 栗城稔: 改良した氾濫モデルによる氾濫流の再現と防災への応用に関する研究, 土木学会論文集, No.593/II-43, pp.41-50, 1998.
- 15) 国土交通省九州地方整備局, 熊本県: 白川水系河川整備計画, 2002.
- 16) 高橋保, 中川一, 加納茂紀: 洪水氾濫による家屋流失の危険度評価, 京大防災研究所年報, 第28号B-2, pp.455-470, 1985.
- 17) Federal Emergency Management Agency: Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis, 2012.
- 18) White, G.F.: Human Adjustment to Floods, Department of Geography Research paper no.29. University of Chicago, 1945.
- 19) White, G.F.: Choice of Adjustment to Floods, Department of Geography Research paper no.93. University of Chicago, 1964.
- 20) 陳翔, 平川隆一, 大本照憲, 沼口慎太郎: 2012年7月九州北部豪雨による龍田陳内地区四丁目の白川氾濫に関する数値解析的検討, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.73, pp.1249-1454, 2017.
- 21) 国土交通省九州地方整備局筑後川河川事務所, 平成29年7月九州北部豪雨の概要(速報版), 2017年7月28日.



## 4. 改修河道の河床変動特性

### 4. 1 はじめに

河川の湾曲部は洪水の発生や河岸浸食に伴う河川の蛇行など、河川防災上では非常に重要な場所である。これまでの河川改修工事は計画規模までの洪水に対して流下能力を確保し、安全性を満たすように計画・設計されてきた。しかし、計画を超えた場合に発揮される河川改修の効果については、従来ほとんど検討されていない。今後、流水断面を確保するだけでなく、河道の維持管理や経済的設計にとって、必要不可欠な河道の安定性を備えた合理的な設計や計画が求められている。

河道災害の原因や河川環境を形成する基本として、砂州の形成や砂州の変形を把握することは極めて重要である。これまで砂州の挙動に関する研究は、治水上の観点から多く行われている。そのほとんどは流れの速度変化に比べ、砂州の形成時間が極めて長いとのことから、流れを定常流として取り扱ってきた。しかし、近年、局部的短時間集中豪雨の増加による洪水氾濫が頻発し、豪雨による洪水は時間的水位の変化が大きく、洪水時の砂州の挙動を明らかにしようとする場合、流れの非定常性を考慮する必要がある。このような理由から非定常流である洪水時の砂州の挙動や砂州の発生過程に関する研究が行われてきた。例えば、Tubino<sup>1)</sup>は、砂州の形成限界領域での非線形解析を行い、非定常流下での砂州の挙動の解明を試みた。また、内島ら<sup>2)</sup>は、出水時に形成される砂州と低流量時の砂州上を流れる水の作用による変形関係を実験的に明らかにし、交互砂州の深堀部が低流量時に洗掘を受けるとともに、低流量によって変形を受けた砂州が出水時、再び形成される場合は元の砂州よりも波高、波速とも大きくなることを指摘している。三輪ら<sup>3)</sup>は、大流量と小流量を交互に流し砂州の動態を調べている。大流量と小流量の関係による砂州の変形に関しては、水みちの形成と密接な関係を持っていると示している。さらに、渡邊ら<sup>4)</sup>は、洪水を模した時間的な連続的な流量変化下の砂州の形成について検討を行い、定常流の下での砂州の挙動と大きく異なり、砂州の発達速度と流量変化に伴う水位の変化速度との関係が重要であり、水位変化が大きいと、砂州の形状はその時の水理量に既定されず、流れの履歴効果を考慮する必要があると指摘している。

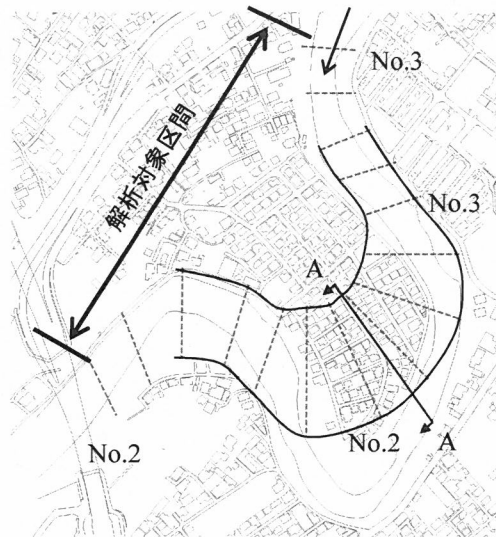


図-4.1 龍田陳内地区における白川の改修河道平面図

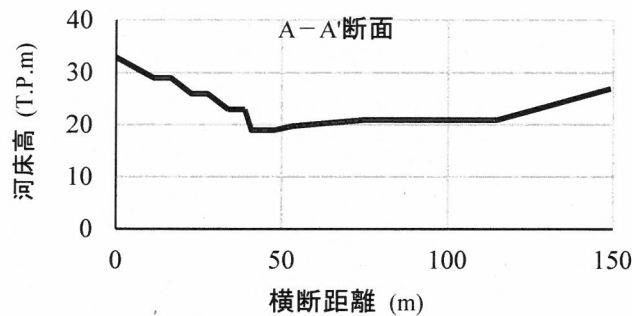


図-4.2 改修河道の横断方向の河床断面図

一方、実河川においては、河道蛇行部の河床変動と河川平面形状との関係について、まだ明確な知見を得られていない。2012年7月九州北部豪雨災害で大きな洪水被害を受けた龍田陳内地区では河道が蛇行しており、氾濫流が堤内地を横切り白川の下流側合へ流れていった<sup>5)</sup>。現在、河道の蛇行区間を図-4.1に示すようにショートカットする工事が行われている。図-4.2は龍田陳内地区における白川の改修河道の河床横断形状である。白川では、水源地である阿蘇カルデラから膨大な土砂が供給され、これまで大規模な出水が発生する度に上流域から大量な土砂が流出し、洪水流とともに下流側へ流下している。図-4.3<sup>6)</sup>は洪水とともに上流域に堆積している「ヨナ」と称する火山灰物質が流出し、市街地に堆積している様子である。ヨナを含んだ氾濫流は濁流となって市街地へ流れ込み、一度氾濫した地域では泥土に埋もれて復旧に時間を要するなど、生活に大きな影響を及ぼす。図-4.4<sup>7)</sup>は、「ヨナ」と呼ばれる火山灰物質である。その粒径は $d_{50}=0.0147\text{mm}$ である。そのような中、2016年4月に白川流域で最大震度7を観測し



(a)



(b)

図-4.3 火山灰物質の流出による市街地の堆積状況

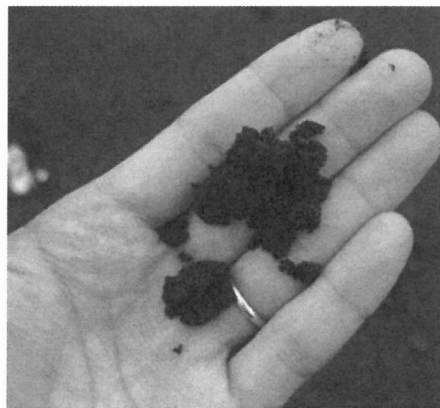


図-4.4 火山灰物質「ヨナ」

た熊本地震が発生し、土砂崩壊や堤防の液状化により大量な土砂の河道への流出と堆積が見られている。今後、大規模な出水が発生する可能性があるとして予想される中、河道内堆積土砂の増加による下流域の河道内土砂堆積を増幅させ、河川の安全を脅かす危険性があると考えられる。

そこで本章では、超過洪水による改修河道への影響を明らかにするために、河道拡幅と平面線形の整正を伴う護岸工事を主体とした白川河口から河川湾曲部 18.50km～19.60km 区間の改修河道を対象とし、まず模型実験の水路において確率規模の洪水ピーク時流量を流下させ、そのときの河道湾曲で発生する砂州形成の過程を再現した。それからさまざまな粒径を与え、河道湾曲部における流量と粒径の二つの要素と土砂の堆積の関係、それから、大規模な出水時における河道の応答や土砂堆積による改修河道の洪水疎通能力に与える影響を明らかにすることを目的とした。

#### 4. 2 河道改修の概要

2017年7月九州北部豪雨により福岡県と大分県では河川が氾濫し、大きな被害が発生したことを受け、河川災害への関心が一層高まっている。災害復旧にあたっては、再度災害を防止するための対策を講じることで、ハード対策に万全に期すことが今後ますます重要になってくると考えられる。しかしながら、一度被災をし、災害復旧による改修を行ったにもかかわらず、その近辺や比較的短期間で再び被災している事例<sup>8)</sup>が多くみられる。その理由の一つとしては、災害復旧が河道特性を十分考慮せずに実施されたことが考えられる。

熊本県の一級河川白川では、度々洪水による被害が発生している。2012年7月11日から14日にかけて、梅雨前線の停滞により九州北部を中心に非常に強い豪雨が発生した<sup>9),10),11)</sup>。白川の水位観測基準点である代継橋（白川河口から12.30km）において1956年の観測開始以来観測史上第1位となる水位を観測し、計画流量の2000m<sup>3</sup>/sを上回る出水が発生した。この豪雨により白川が氾濫し、熊本市街域では大規模な浸水被害が生じた。

この大規模な出水による被害を受け、白川は「激甚災害対策特別緊急事業」（以下：激特事業と呼ぶ）に指定され、河口から18.50km～19.20kmの河道区間を対象とし、大きく蛇行していた河道を緩湾曲化する河川改修が行われている。大きく屈曲していた河道は平面曲率半径が緩和され、河道の縦断距離は約半分に短縮されている。

人為的な河道地形の変化に対し、水位の変化は即時に現れる。しかし、河道の地形変化やその進行速度などは長い時間が要する。時間スケール1～100年程度の現象、また空間スケールとして、1つのセグメントの長さ程度で考える必要がある。これまで人為的インパクトによる河道特性の変化について、河川法改修後初の激特事業に採択された宮崎県北川の大規模な河道の掘削による河川形態と環境の変化に関する研究<sup>12),13),14),15)</sup>がある。白川で激特事業が実施された龍田陳内地区では、改修後の出水により、新しい河道の湾曲部内岸側では約200mにわたって土砂の堆積が発生し、さらに砂州中央部付近の前縁線が河道中心部に伸び、顕著な河道内の地形変化が生じた。このように今後も

出水による河道の地形が変化していくものと予想されることから、地形変化とそれに伴う洪水疎通能力の変化を予測することは今後の白川の河川管理上において非常に重要である。

図-4.5 は、実施される河道改修の平面図である。白川の河口から 18.50km～19.60km 区間に位置する龍田陳内地区の改修河道は、平均河床勾配は約 1/700、左岸側湾曲部では 10 割勾配の護岸となる。河道の平均幅は約 100m 程度、湾曲部では最も幅が広く約 160m となっている。河道の緩湾曲化によって洪水疎通能力が増加し、それに伴う掃流力の増大による河床洗堀を防ぐため、直径 200cm 以上の巨石を 18.50km～19.60km 区間の河床に埋め込んでいる。

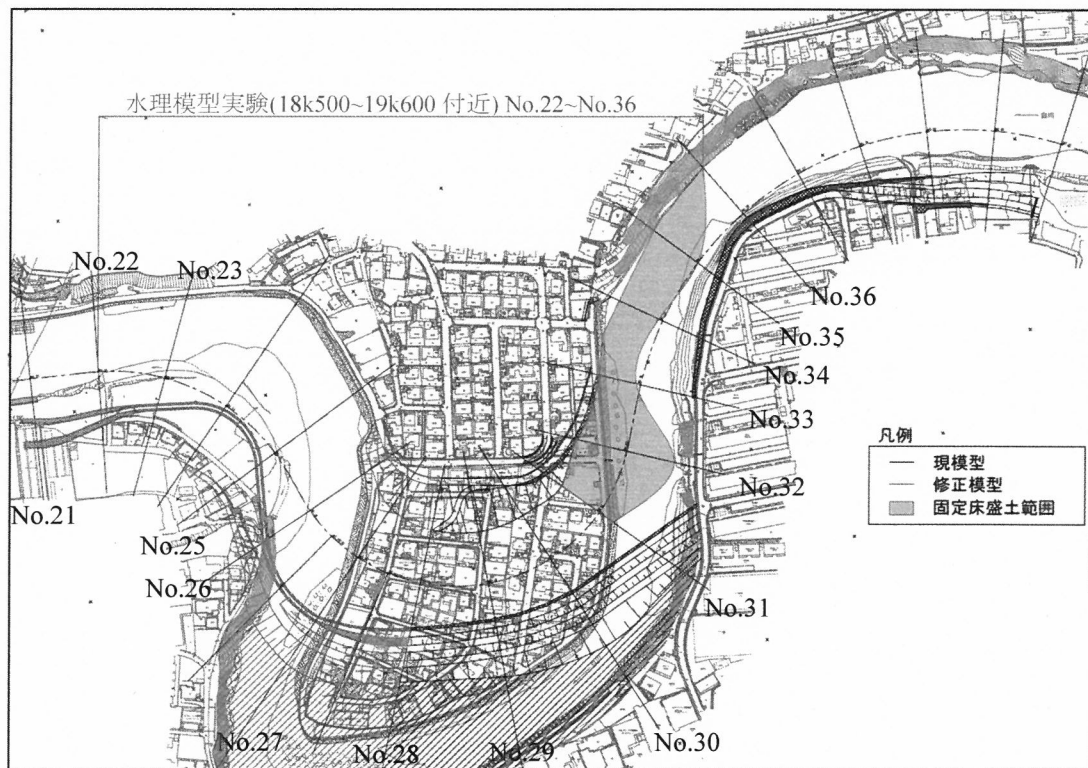


図-4.5 改修河道の平面図

#### 4. 3 計算条件

本研究では、表-4.1 に示す実験ケースを対象に計算を行った。計算領域は 20m×10m の構造格子を用いた。境界条件として、上流端には流量、下流端には水位を与えた。計算開始から 1 時間後に土砂を上流端から流入させた。河床洗掘量はゼロとした。計算ステップは 0.2sec、計算時間は 17 時間とした。流量については、図-4.6 に示す洪水ハイドログラフを与えた。20 年から 30 年までの発生確率規模の洪水と 150 年発生確率規模の洪水の波形は、2012 年 7 月 12 日の洪水時の実測値の波形をもとにして作成した。また、下流端の水位については、一次元の非定常計算より求めた。

表-4.1 計算ケース

Run	ピーク時流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	マンニング粗度係数 ( $\text{s}/\text{m}^{1/3}$ )	粒径(mm)	間隙率
Run1-1	2000	0.031	0.0147	0.35
Run1-2	2000	0.031	0.075	0.5
Run1-3	2000	0.031	0.2	0.5
Run1-4	2000	0.031	2	0.6
Run1-5	2000	0.031	5	0.7
Run2-1	2300	0.031	0.0147	0.35
Run2-2	2300	0.031	0.075	0.5
Run2-3	2300	0.031	0.2	0.5
Run2-4	2300	0.031	2	0.6
Run2-5	2300	0.031	5	0.7
Run3-1	3000	0.031	0.0147	0.35
Run3-2	3000	0.031	0.075	0.5
Run3-3	3000	0.031	0.2	0.6
Run3-4	3000	0.031	2	0.6
Run3-5	3000	0.031	5	0.7

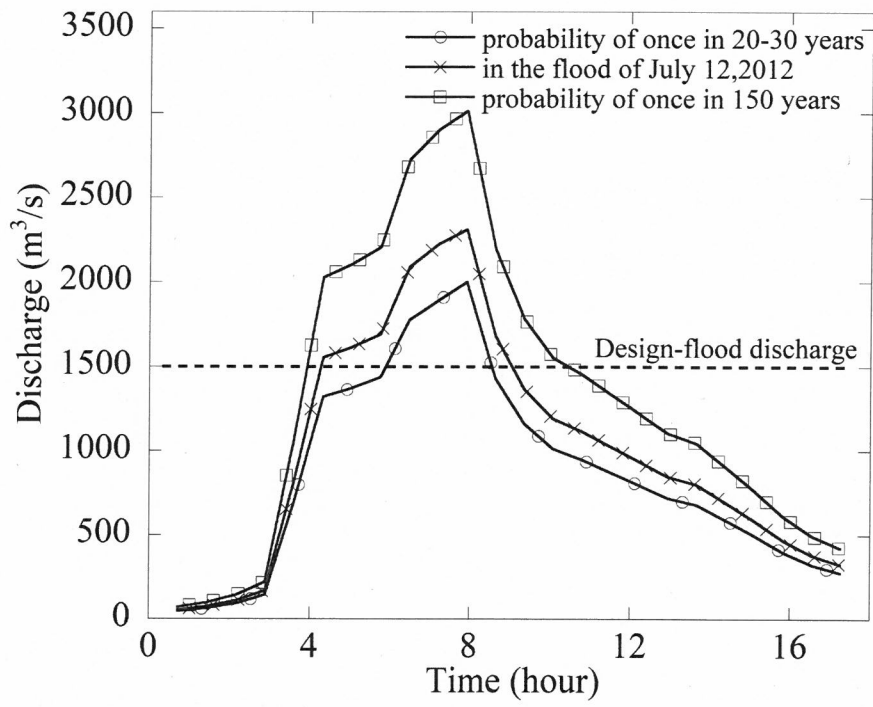


図-4.6 洪水ハイドログラフ

## 4. 4 基礎式

### 4. 4. 1 流れの計算

流れの計算について、第3章で行われた汜濫数値解析に用いた平面二次元流れの一般座標系における連続式および浅水流方程式をもとに、流れの計算を行った。本章では、式の記述を省略する。

### 4. 4. 2 河床変動計算

河床変動計算では、流れの解析結果を用いて、Meyer-Peter and Müller<sup>16)</sup>の平衡流砂量から流砂量を算出し、流砂の連続式を離散化して解いた。平面二次元一般座標系における河床変動の連続式を次式に示す。

$$-(1-n) \frac{\partial z}{\partial t} = \frac{\partial S_x}{\partial x} + \frac{\partial S_y}{\partial y} - \Delta S \quad (4-1)$$

ここで、 $z$ は河床高、 $n$ は河床間隙率、 $t$ は時間、 $S_x$ 、 $S_y$ は $x$ 、 $y$ 方向の単位幅掃流砂量である。沈降率 $\Delta S$ は、次式で与えられる。

$$\Delta S = \Phi_0(\eta_0)w_s(c - c_e) \quad (4-2)$$

ただし、 $\Phi_0$ は土砂濃度、 $\eta_0$ は初期河床高、 $w_s$ は浮遊砂沈降速度、 $c$ は水深方向平均土砂濃度、 $c_e$ は水深方向平均平衡土砂濃度である。また、単位幅あたりの掃流砂量 $S_{bl}$ については、次式で与えられる。

$$S_{bl} = 8(\theta' - \theta_c)^{1.5} \sqrt{(s-1)gd_{50}^3} \quad (4-3)$$

$$S_s = \left(1 - \alpha \cdot \frac{\partial z_b}{\partial s}\right) S_{bl} \quad (4-4)$$



$$S_n = \left( \tan \delta_s - G \cdot \theta^{-\alpha} \cdot \frac{\partial z}{\partial n} \right) S_{bl} \quad (4-5)$$

$$S_x = S_s \cos \phi + S_n \sin \phi \quad (4-6)$$

$$S_y = S_n \cos \phi - S_s \sin \phi \quad (4-7)$$

ここで、 $\theta'$ は無次元有効掃流力、 $\theta_c$ は限界掃流力、 $\frac{\partial z}{\partial n}$ は河床横断勾配、 $\phi$ は  $x$  軸と  $y$  軸のなす角度である。

## 4. 5 結果および考察

### 4. 5. 1 土砂堆積

2時間通水した後の模型実験土砂堆積厚分布を図-4.7に示す。数値計算による砂州形成の再現を図-4.8に示す。流量 $2000\text{m}^3/\text{s}$ において、粒径 $0.2\text{mm}$ の粒子を流下させ、模型実験と数値実験の土砂堆積の結果を比較すると、右岸側最大堆積箇所は模型実験より数値実験のほうが堤防に沿って若干下流側にあるが、両者はおおむね同様な堆積傾向が得られている。

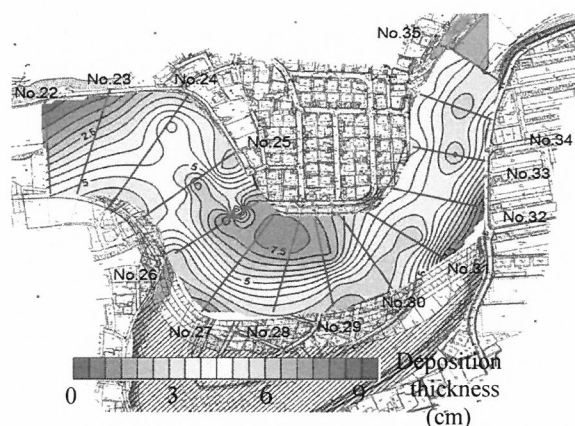


図-4.7 水理模型実験による砂州形成の再現

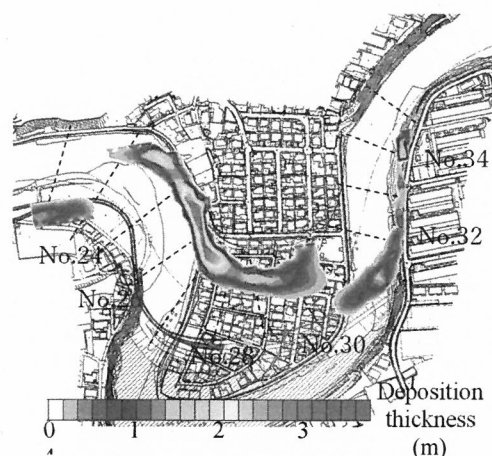


図-4.8 数値計算による砂州形成の再現

### 4. 5. 2 砂州の波長と波高

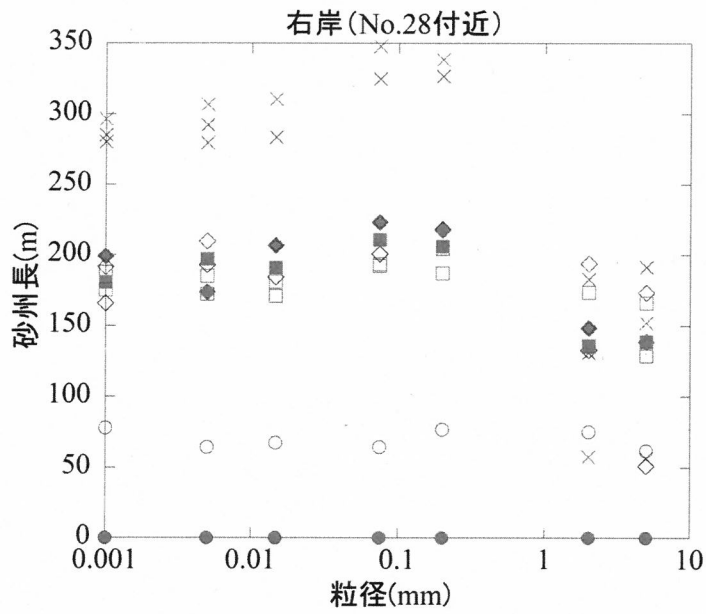
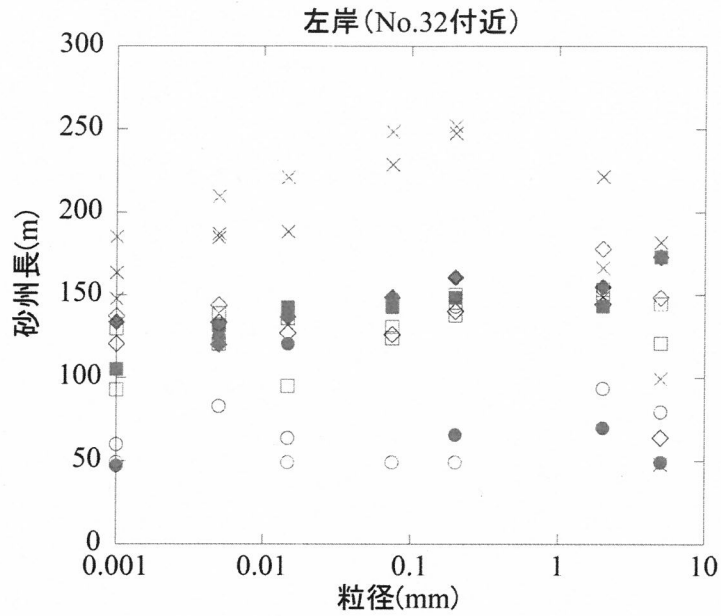
流量の変化、粒径と流下方向の砂州長さの関係を図-4.9に示す。水衝部左岸側に堆積していた砂州は、いずれの粒径にしても、出水後において、砂州の長さが多くなっていることが分かる。粒径 $0.1\text{mm}$ 付近の粒子で構成された砂州はもっとも下流側へ発達していることがわかる。河道屈曲部右岸側に堆積していた砂州長さは、右岸側の砂州長さの変化とほぼ同様な変化が見られるが、粒径 $1\text{mm}$ を超える粒子の場合、砂州の長さが短くなる傾向があることがわかる。

2012年7月12日の洪水流量を与えた時の土砂堆積分布を図-4.10に示す。与えた粒径は $0.0147\text{mm}$ 、 $0.075\text{mm}$ と $2\text{mm}$ で、縦並び方向は洪水の増水時、流量ピーク時、引水

期および出水後の土砂堆積分布である。粒径 0.0147mm は、増水期において土砂の堆積はほとんど見られないが、流量ピーク時に近づくにつれて、水衝部の左岸側それから河道屈曲部右岸側では、土砂の堆積が生じ、引水期は、流量ピーク時に比べ、堆積の範囲はほとんど相違が見られないが、最大堆積厚は増大していることがわかる。また、出水後では堆積していた砂州が下流側へと発達し、堆積面積が拡大していることがわかる。粒径 0.075mm は、粒径 0.0147mm と比較すると、増水時、流量ピーク時、引水時と出水後において、同様な堆積が見られる。粒径 2mm は、増水時、流量ピーク時、引水期において、粒径 0.0147mm と粒径 0.075mm に比べて、おおむね同じような堆積傾向が見られるが、引水期では堆積していた砂州が下流側への大きな発達は見られなかった。また、土砂堆積厚は上の 2 種類の粒径に比べて、低くなっていることがわかる。

本研究の対象とする白川の改修河道については、右岸側は二次流の影響で、内岸側では固定砂州が形成される。また改修河道の No.32 地点付近では、外岸の引き下げによる湾曲部での拡幅の影響で強制砂州が発生する。本研究では、左岸と右岸の砂州の形成特性を明らかにするために、左岸と右岸のそれぞれの波長および波高の時間変化を図-4.11 と図-4.12 に示す。波長は、砂州前縁線先端から下流端までとした。波長は、同一砂州内における横断面の高低差の最大値とした。波長については、図-4.11 に示すように Run2-1 は、開始から砂州の波長が大きくなっていき、流量がピークに達した直後から、左岸側の砂州波長の大きさは右岸側の砂州の波長を超え、下流側へ発達したことがわかる。一方、Run2-2 は、Run2-1 に比べ左岸側の砂州波長の大きさは右岸側の砂州の波長を超えることはないことがわかる。Run2-3 は、左岸と右岸の砂州波長が開始からそれぞれ増大し、15 時前後を過ぎたところで減少しはじめたことがわかる。また、いずれの波長の最大値もハイドログラフのピークに遅れて現れていることがわかる。

一方、波高については、図-4.12 に示すように砂州波長と同様に砂州波高の最大値も流量ピークとずれて現れていることがわかる。Run2-1 は、左岸と右岸の砂州波高がピークに達した後、波高は大きな変動がなく、一定に保たれていることがわかる。それに対して、Run2-2 も同様な傾向が見られる。一方、Run2-3 は、開始から 9 時間で左岸側の砂州波高がピークに達した後、左岸側の砂州波高は減少し、右岸側の砂州波高は増大し続けていることがわかる。



- Run1 (増水時 1500m<sup>3</sup>/s)
- Run1 (ピーク時 2000m<sup>3</sup>/s)
- ◇ Run1 (引水期 1500m<sup>3</sup>/s)
- × Run1 (出水後)
- Run2 (増水時 1500m<sup>3</sup>/s)
- Run2 (ピーク時 2300m<sup>3</sup>/s)
- ◆ Run2 (引水期 1500m<sup>3</sup>/s)
- × Run2 (出水後)
- Run3 (増水時 1500m<sup>3</sup>/s)
- Run3 (ピーク時 3000m<sup>3</sup>/s)
- ◇ Run3 (引水期 1500m<sup>3</sup>/s)
- × Run3 (出水後)

図-4.9 流量, 粒径と砂州長の関係

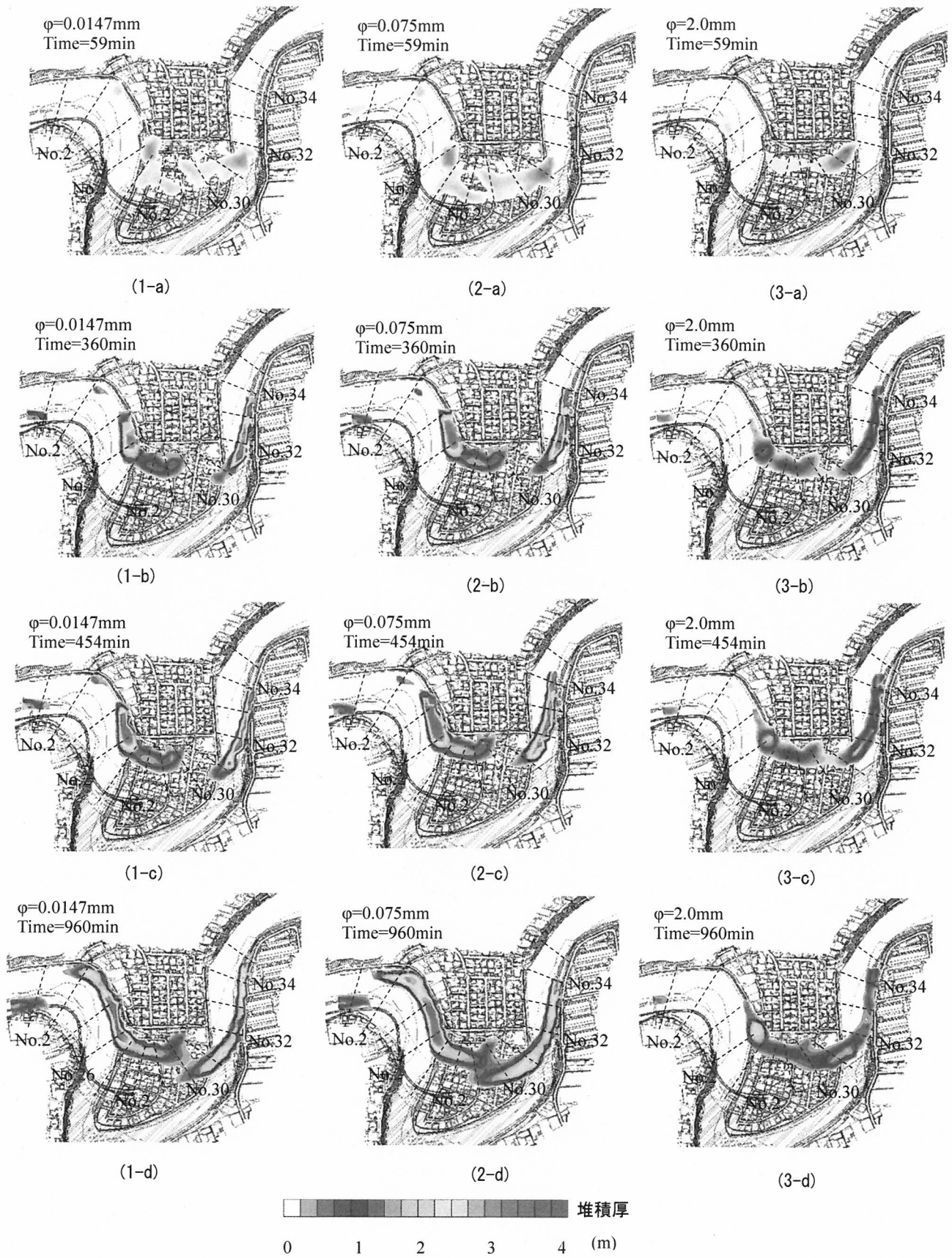
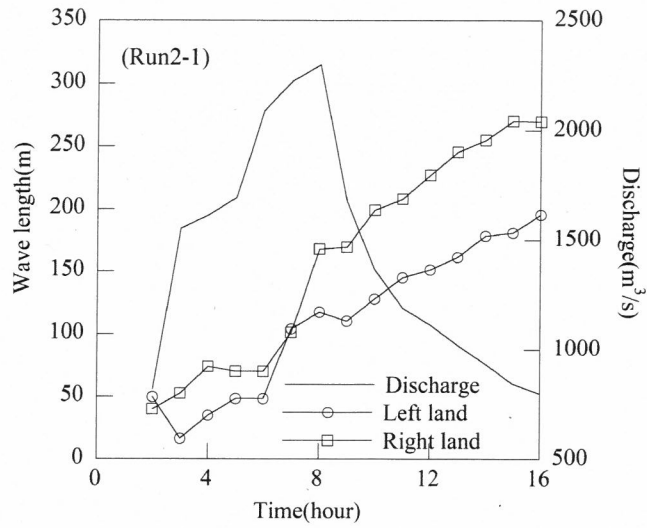
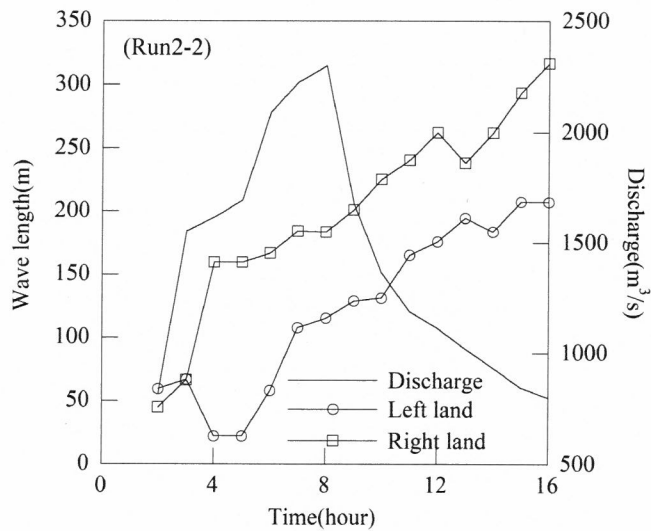


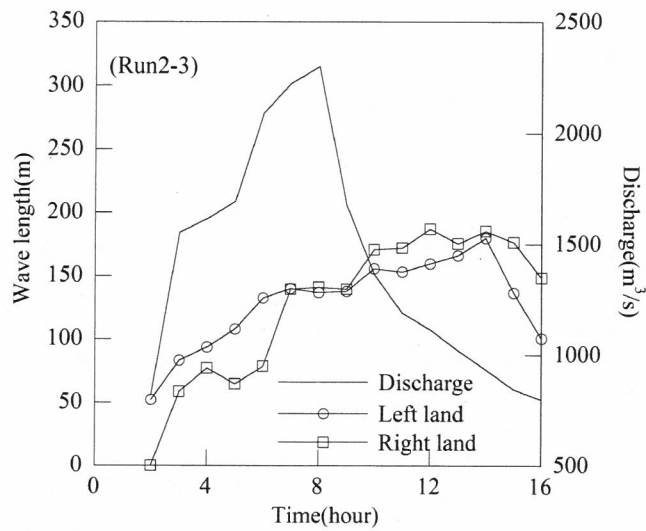
図-4.10 2012年7月12日の洪水流量を与えた時の土砂堆積



(a)



(b)



(c)

図-4.11 2012年7月12日の洪水ハイドログラフを与えた時の砂州波長の時間変化

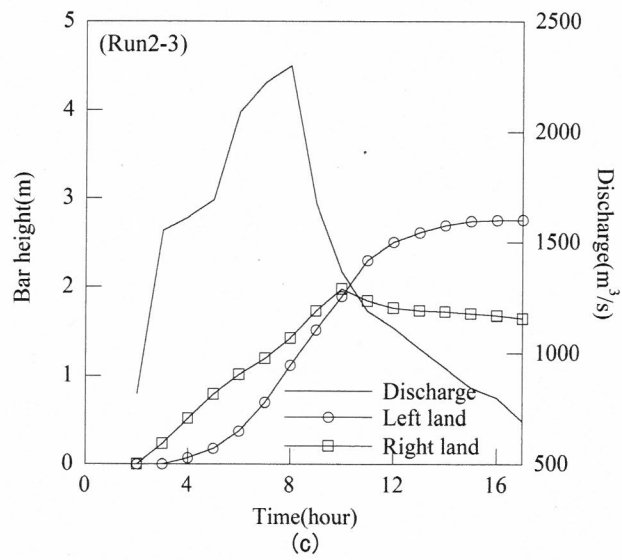
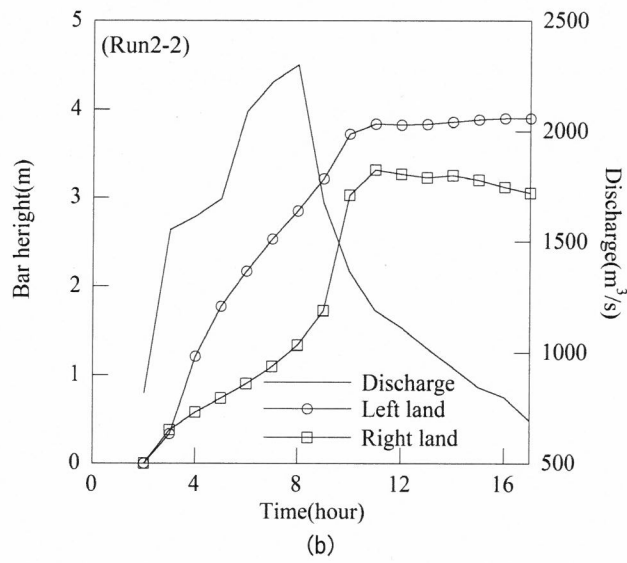
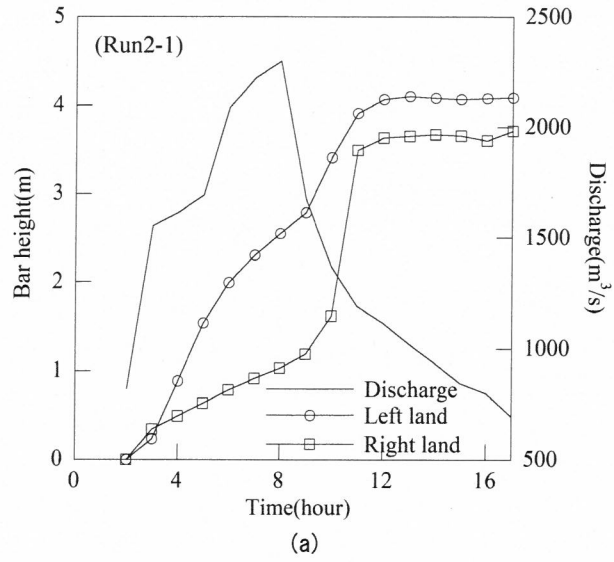


図-4.12 2012年7月12日の洪水ハイドログラフを与えた時の砂州波高の時間変化

#### 4. 6 まとめ

本研究では、洪水を模した非定常流下での河道湾曲部の砂州再現計算を行った。計算結果を模型実験の結果と比較を行うことで、本研究で用いた数値実験が妥当であることを確認した。その結果、次のことがわかった。

- (1) 流量  $2300\text{m}^3/\text{s}$  時の土砂堆積厚は、改修河道の湾曲部の折り返し地点付近では、約  $4.0\text{m}$  に達することが示された。
- (2) 粒径  $0.0147\text{mm}$ ,  $0.075\text{mm}$  は、流量の増加にともない砂の堆積が生じ、流量の減少につれて、堆積範囲が広くなることが示された。しかし、粒径  $2\text{mm}$  では、流量の減少時に堆積範囲は大きくならなかった。非定常流量で流量が減少段階に入ると、砂州が発達しやすく、砂州の長さとも高さがともに増加傾向にある。
- (3) 各粒径の土砂堆積による河道の被覆率は、粒径  $0.1\text{mm}$  前後のケースにおいて、もっとも大きいことが示された。



## 参考文献：

- 
- 1) Tubino, M.: Growth of alternate bars in unsteady flow. Water Resources Research, Vol.27, No.1, pp37-52, 1991.
  - 2) 内島邦秀, 早川博: 流量が減少した場合の交互砂州の変形特性, 第 31 回水理講演会論文集, pp.683-688, 1987.
  - 3) 三輪浩, 大同淳之, 横川純: 流量変化に伴う交互砂州の発達・変形, 水工学論文集第 47 巻, pp.619-624, 2003.
  - 4) 渡邊康玄, 佐藤耕治, 大山史晃: 非定常流の下での砂州形成実験, 水工学論文集第 46 巻, pp.725-730, 2002.
  - 5) 山本晴彦, 山崎俊成, 山本実則, 小林北斗: 2012 年 7 月 12 日に熊本県で発生した豪雨と洪水災害の特徴, 自然災害科学, J.JSND 33-2, pp.83-100, 2014.
  - 6) 国土交通省九州地方整備局立野ダム工事事務所: 流域の特性と洪水被害, [www.qsr.mlit.go.jp/tateno/about/03.html](http://www.qsr.mlit.go.jp/tateno/about/03.html)
  - 7) 国土交通省国土技術政策総合研究所: 白川の土砂動態の歴史的変遷と研究方針, 国総研資料第 31 号, 第三章, p.64, 2002.
  - 8) 鈴木淳史, 福島雅紀, 山本陽子, 諏訪義雄: 被災が頻発した中小河川における河川護岸の事例調査について, 河川技術論文集, 第 23 巻, 2017.
  - 9) 国土交通省九州地方整備局熊本河川国道事務所: 白川水系河川維持管理計画, 2013.
  - 10) 土木学会九州北部豪雨災害調査団: 平成 24 年 7 月九州北部豪雨災害土木学会調査団報告書, 2013.
  - 11) 山本晴彦, 山崎俊成, 山本実則, 小林北斗: 2012 年 7 月 12 日に熊本県で発生した豪雨と洪水災害の特徴, 自然災害科学, J.JSND 33-2, pp.83-100, 2014.
  - 12) 杉尾哲・渡邊訓甫: 北川における砂州の地形変化と植生域変化に関する検討, 水工学論文集, 第 48 巻, pp.985-990, 2004.
  - 13) 杉尾哲・渡邊訓甫・小川陽平・森川真伍・平川隆一: 北川の川坂砂州における植生変化につ

---

いて，河川技術論文集，第 13 巻，pp.195-200，2007.

- <sup>14)</sup> 杉尾哲・渡邊訓甫：北川本村砂州における植生状況の変動解析，水工学論文集，第 49 巻，pp.1435-1440，2005.
- <sup>15)</sup> 服部敦・瀬崎智之・福島雅紀・伊藤政彦・末次忠司：五ヶ瀬川支流北川における河道掘削による河原形成システムの変質について，水工学論文集，第 48 巻，pp.991-996，2004.
- <sup>16)</sup> Meyer-Peter and Müller R. : Formulas for bed load transport, Proc. 2nd Congress of IAHR, Stockholm, 1948.

## 5. 準三次元数値解析による改修河道の水理特性

### 5. 1 はじめに

災害復旧にあたっては、再度災害を防止するための対策を講じることで、ハード対策に万全に期すことが今後ますます重要になってくると考えられる。しかしながら、一度被災をし、災害復旧による改修を行ったにもかかわらず、その近辺や比較的短期間で再び被災している事例<sup>1)</sup>が多くみられる。その理由の1つとしては、災害復旧が河道特性を十分考慮せずに実施されたことが考えられる。

熊本県の一級河川白川では、度々洪水による被害が発生している。2012年7月11日から14日にかけて、梅雨前線の停滞により九州北部を中心に非常に強い豪雨が発生した。白川の水位観測基準点である代継橋（河口から12.3km）において昭和31年の観測開始以来観測史上第1位<sup>2)</sup>となる水位を観測し、計画流量を上回る約2300m<sup>3</sup>/sの出水が発生した。この豪雨により白川が氾濫し、熊本市街域では大規模な浸水被害<sup>3),4)</sup>が生じた。

この大規模な出水による被害を受け、白川は「激甚災害対策特別緊急事業」（以下：激特事業と呼ぶ）に指定され、河口から18.5km～19.2kmの河道区間を対象とし、大きく蛇行していた河道を緩湾曲化する河川改修が行われ、大きく屈曲していた河道は平面曲率半径が緩和され、河道の縦断距離は約半分に短縮されている。

人為的な河道地形の変化に対し水位の変化は即時に現れるが、河道の地形変化やその進行速度などは長い時間が要する。時間スケール1～100年程度の現象、また空間スケールとして、1つのセグメントの長さ程度で考える必要がある。これまで人為的インパクトによる河道特性の変化について、河川法改修後初の激特事業に採択された宮崎県北川の大規模な河道の掘削による河川形態と環境の変化に関する研究<sup>5),6),7)</sup>がある。白川で激特事業が実施された龍田陳内地区では、第3章の結果に示すように、改修後の出水により、新しい河道の湾曲部折り返し地点の内岸側では土砂の堆積が発生し、さらに砂州

中央部付近の前縁線が河道中心部に伸び、顕著な河道内の地形変化が生じることが予想されている。このように今後も出水による河道の地形が変化していくものと予想されることから、地形変化とそれに伴う洪水疎通能力の変化を予測することは今後の白川の河川管理上において非常に重要である。

また、1964年に制定された新河川法によって水系一貫の河川管理が進められた。1997年の河川法改正では河川環境の保全と整備が加わり、河川整備計画では具体的な整備内容が決められた。河川整備における治水では、外力は自然現象である洪水であり、整備区間の河道の状況は様々である。そのため、河道設計や河川工作物の設計における流況変化の予測や施設諸元の検討では、河道地形や施設形状を縮尺模型に再現した水理模型実験がしばしば実施されている。

これまでの河川を対象とした模型実験は、模型延長が数十メートルから100mを超えるような大型模型となることも珍しくない。相似則に基づいた水理模型実験は、複雑な水理現象を再現し直接観察し計測できる特徴を持っており、コンピュータシミュレーション技術が進んだ現在にあっても実務上有用な水理検討手法である。

河川法の改正により河川整備計画の策定にあたっては、河川工学以外の分野の学識者や住民の意見も十分取り入れて計画を検討するように定められ、各河川で具体的な議論が進められている。また河川管理にあたっては、河川管理者と流域住民との間で様々な河川事業の実施に対し、十分な合意形成がなされることが求められている。一方で、河川事業が主に対象とする洪水は発生頻度が少ないこと、洪水による河道内の変化の様子がよくわからないことなどから河川事業とその影響についての技術的な説明は大きな困難さを伴う。

水理模型実験は、現象を直接的に把握することが可能であり、異なる条件での検討が可能なことから施設計画の検討とともに事業説明や合意形成手法としても用いられている。しかし、従来の水理模型実験はフルードの相似則を用いて定量的な評価が可能な模型を用いて行われる実験が主であるため、対象河川規模によっては模型延長が100mを超える大規模な模型が用いられるなど大規模な実験模型を用いることが多い。そのた

め実験見学や他の分野の専門家による討議に対しては定まった条件での実験しかできず、討議の場において条件を変更した検討や、代替案の検討は模型規模の制約などから困難であるため、事前に設定された一定の条件のもとで検討することとなる。しかし近年、住民参加や合意形成を目的とし、模型の再現性についての厳密性については限定的とし、対象とする現象を定性的、相対的に表現が可能で、小縮尺小型の水理模型を用いた実験手法が提案されている。

そこで本研究では、激特事業により緩湾曲化された白川の龍田陳内地区四丁目地先の改修河道を対象に、準三次元数値解析と水理模型実験を用いて、既往最大洪水である2012年7月洪水を再現することで、改修河道の水理特性を把握することを目的とする。

## 5. 2 準三次元解析数値

### 5. 2. 1 基礎式

準三次元洪水流解析モデルには、Boussinesq と静水圧の仮定を前提とした三次元非圧縮性レイノルズ平均 Navier-Stokes 方程式の解に基づく準三次元モデル<sup>8),9),10),11),12)</sup>を用いた。計算に用いた連続の式と運動方程式を以下に示す。なお、計算には有限体積法を用いて式の差分化を行った。

デカルト座標において、三次元の浅水方程式は、以下である。

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial F_x^I}{\partial x'} + \frac{\partial F_y^I}{\partial y'} + \frac{\partial F_\sigma^I}{\partial \sigma} + \frac{\partial F_x^V}{\partial x} + \frac{\partial F_y^V}{\partial y} + \frac{\partial F_\sigma^V}{\partial \sigma} = S \quad (5-2-1)$$

ここで上付きの添え字の  $I, V$  は、それぞれ inviscid (非粘着性)、viscous (粘着性) の流束に対応しており、また、

$$U = \begin{bmatrix} h \\ hu \\ hv \end{bmatrix}$$

$$F_x^I = \begin{bmatrix} h\bar{u} \\ hu^2 + \frac{1}{2}g(h^2 - d^2) \\ huv \end{bmatrix}, \quad F_x^V = \begin{bmatrix} 0 \\ hA \left( 2 \frac{\partial u}{\partial x} \right) \\ hA \left( \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \end{bmatrix}$$

$$F_y^I = \begin{bmatrix} h\bar{v} \\ hvu \\ hv^2 + \frac{1}{2}g(h^2 - d^2) \end{bmatrix}, \quad F_y^V = \begin{bmatrix} 0 \\ hA \left( \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \\ hA \left( 2 \frac{\partial v}{\partial x} \right) \end{bmatrix} \quad (5-2-2)$$

$$F_\sigma^I = \begin{bmatrix} h\omega \\ h\omega u \\ h\omega v \end{bmatrix}, \quad F_\sigma^V = \begin{bmatrix} 0 \\ v_t \frac{\partial u}{\partial \sigma} \\ h \frac{\partial \sigma}{\partial \sigma} \\ v_t \frac{\partial v}{\partial \sigma} \\ h \frac{\partial \sigma}{\partial \sigma} \end{bmatrix}$$

$$S = \begin{bmatrix} g\eta \frac{\partial d}{\partial x} + fvh - \frac{h}{\rho_0} \frac{\partial p_a}{\partial x'} - \frac{hg}{\rho_0} \int_z^{\eta} \frac{\partial \rho}{\partial x} dz - \frac{1}{\rho_0} \left( \frac{\partial s_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial s_{xy}}{\partial y} \right) + hu_s \\ g\eta \frac{\partial d}{\partial y} + fuh - \frac{h}{\rho_0} \frac{\partial p_a}{\partial y'} - \frac{hg}{\rho_0} \int_z^{\eta} \frac{\partial \rho}{\partial y} dz - \frac{1}{\rho_0} \left( \frac{\partial s_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial s_{yy}}{\partial y} \right) + hv_s \end{bmatrix}$$

である

乱流は、渦粘性の概念を用いることでモデル化することができる。渦粘性は一般的に垂直方向の輸送と水平方向の輸送に分けて記述される。ここでは、いくつかの乱流モデルが提唱され、代表的なものとしては、一定粘度によるもの、垂直方向放物線分布粘度によるもの、 $k-\varepsilon$  モデル<sup>13)</sup>がある。

垂直渦粘性は、次のとおりである。

Log-law から導き出される渦粘性は、

$$v_t = U_\tau h \left( c_1 \frac{z+d}{h} + c_2 \left( \frac{z+d}{h} \right)^2 \right) \quad (5-2-3)$$

ここで、 $U_\tau$  は  $(U_{\tau s}, U_{\tau b})$  の最大値である。 $c_1, c_2$  は定数である。 $U_{\tau s}, U_{\tau b}$  はそれぞれ表面および底面の摩擦速度である。渦粘性が標準的な放物線型に従う場合、 $c_1 = 0.41, c_2 = -0.41$  である。

$$v_t = v_t^* (1 + aRi)^{-b} \quad (5-2-4)$$

ここで、 $v_t^*$  は非減衰渦粘性、 $Ri$  は局所勾配 Richardson number で、

$$Ri = -\frac{g}{\rho_0} \frac{\partial \rho}{\partial z} \left( \left( \frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 + \left( \frac{\partial v}{\partial z} \right)^2 \right)^{-1} \quad (5-2-5)$$

$a = 10, b = 0.5$  であることが実験的に求められている。

k-ε モデルにおいて、渦粘性はk, ε より以下の式で求められる。

$$v_t = c_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (5-2-6)$$

ここで、k は単位質量あたりの乱流運動エネルギー (TKE)、ε は乱流運動エネルギーの減衰、c<sub>μ</sub> は実験的に求められる定数である。k, ε は、以下の輸送方程式から求められる。

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \frac{\partial uk}{\partial x} + \frac{\partial vk}{\partial y} + \frac{\partial wk}{\partial z} = F_k + \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{v_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial z} \right) + P + B - \varepsilon \quad (5-2-7)$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \frac{\partial u\varepsilon}{\partial x} + \frac{\partial v\varepsilon}{\partial y} + \frac{\partial w\varepsilon}{\partial z} = F_\varepsilon + \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{v_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} \right) + \frac{\varepsilon}{k} (c_{1\varepsilon}P + c_{3\varepsilon}B - c_{2\varepsilon}\varepsilon) \quad (5-2-8)$$

せん断力P, 浮力B は以下の式で表される。

$$P = \frac{\tau_{xz}}{\rho_0} \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\tau_{yz}}{\rho_0} \frac{\partial v}{\partial z} \approx v_t \left( \left( \frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 + \left( \frac{\partial v}{\partial z} \right)^2 \right) \quad (5-2-9)$$

$$B = -\frac{v_t}{\sigma_t} N^2 \quad (5-2-10)$$

Brunt-Väisälä frequency N は、次のように定義される。

$$N^2 = -\frac{g}{\rho_0} \frac{\partial \rho}{\partial z} \quad (5-2-11)$$

σ<sub>t</sub> は乱流プラントル数、σ<sub>k</sub>, σ<sub>ε</sub>, c<sub>1ε</sub>, c<sub>2ε</sub>, c<sub>3ε</sub> は実験的に求められる定数である。F は水平方向の拡散項で、以下のように定められる。



$$(F_k, F_\epsilon) = \left[ \frac{\partial}{\partial x} \left( D_h \frac{\partial}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( D_h \frac{\partial}{\partial y} \right) \right] (k, \epsilon) \quad (5-2-12)$$

垂直方向の拡散係数はそれぞれ、 $D_h = A/\sigma_k$ ,  $D_h = A/\sigma_\epsilon$  で表される。

$k$ - $\epsilon$  モデルにおける実験定数は、(Rodi, 1984) によって、以下のように決定されている。

$c_\mu$	$c_{1\epsilon}$	$c_{2\epsilon}$	$c_{3\epsilon}$	$\sigma_t$	$\sigma_k$	$\sigma_\epsilon$
0.09	1.44	1.92	0	0.9	1.0	1.3

表面において、TKE に対する境界条件と、ウィンドシアアによる TKE の減衰率  $U_{\tau s}$  は、

$z = \eta$  のとき

$$k = \frac{1}{\sqrt{c_\mu}} U_{\tau s}^2 \quad (5-2-13)$$

$$\epsilon = \frac{U_{\tau s}^3}{\kappa \Delta z_s}$$

$$\frac{\partial k}{\partial z} = 0, \quad \epsilon = \frac{(k\sqrt{c_\mu})^{3/2}}{a\kappa h} \quad (5-2-14)$$

ここで、 $\kappa = 0.4$  は von Kármán 定数で、 $a = 0.07$  は実験定数、 $\Delta z_s$  は境界条件が設定されている表面からの距離である。底面における境界条件は、

$z = -d$  のとき、

$$k = \frac{1}{\sqrt{c_\mu}} U_{\tau b}^2 \quad (5-2-15)$$

$$\epsilon = \frac{U_{\tau b}^3}{\kappa \Delta z_b}$$

$\Delta z_b$  は境界条件が設定されている底面からの距離である。

水平渦粘性とは、次のとおりである。

一般的に、水平渦粘性には、定数の渦粘性を用いることができる。一方、Smagorinsky<sup>14)</sup>は、sub-grid scale の輸送を有効渦粘性で表すことを提案している。

sub-grid scale の渦粘性は、次のように示す。

$$A = c_s^2 l^2 \sqrt{2S_{ij}S_{ij}} \quad (5-2-16)$$

$c_s$  は定数、 $l$  は特徴長さである。変形速度は、次のように書ける。

$$S_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (i, j = 1, 2) \quad (5-2-17)$$

## 5. 2. 2 結果および計算精度の検証

流れ解析モデルの妥当性を検証するため、水理模型実験と同じ河床形状を用い、2012年7月の洪水ピーク時流量  $2300\text{m}^3/\text{s}$  を通水し、水位と流速の比較を行う。図-5.1は河道縦断方向水位分布の準三次元数値解析の結果と水理模型実験の実測値を比較したものである。河道中央部水位においては解析値と実験値はほぼ一致している。また、19.00km～19.10kmの右岸側水衝部および下流18.60km～18.70kmの左岸側の水位は、解析値と実測値とのズレが若干大きくなったが、それ以外の場所では解析値は概ね実測値を再現できている。

本計算は流速と圧力の鉛直分布を解くことで、河床底面流速と水表面流速および底面の静水圧成分を求めて流れの三次元構造を説明するもので、河床底面流速精度の評価が重要である。そこで河床底面流速分布の解析値と実測値の比較を図-5.2に示す。ただし、底面流速の実測値は、電磁流速計により河床底面から1cm高さにおいて計測した。19.00kmの右岸側の水衝部では、水表面が激しく変動するため、解析値は実測値よりも大きくなった。18.60km～18.70kmの河道屈曲部において、解析の断面流速分布最大値は実測値よりやや小さい。よって本計算は水面が激しく変動する場所や、河道屈曲部下流部では底面流速解析値にズレがあることが認められる。その理由として、静水圧分布を仮定した条件の下で河床底面流速を求めているため、水面の激しい場所では、局所的な非静水圧分布となるようなところが生じ、慣性項から求められた値は実際の流速を反映できなくなると考えられる。それ以外の場所では、計算結果は実測結果と同様な流速分布と傾向が見られ、本計算による底面の流れの状況は再現できていると考える。

表層と低層の流速ベクトル分布を図-5.2に示す。湾曲河道の変曲点付近では、表層の流速ベクトルが流れの慣性力によって外岸側に向かうが、低層の流速ベクトルが河道の平面線形の影響を受けて河道中央線の接線方向に向かう。表層と低層のベクトルは相互に交差している。その場所の水深方向では活発な流体の混合が行われ、大きなせん断力が発生していることがわかる。

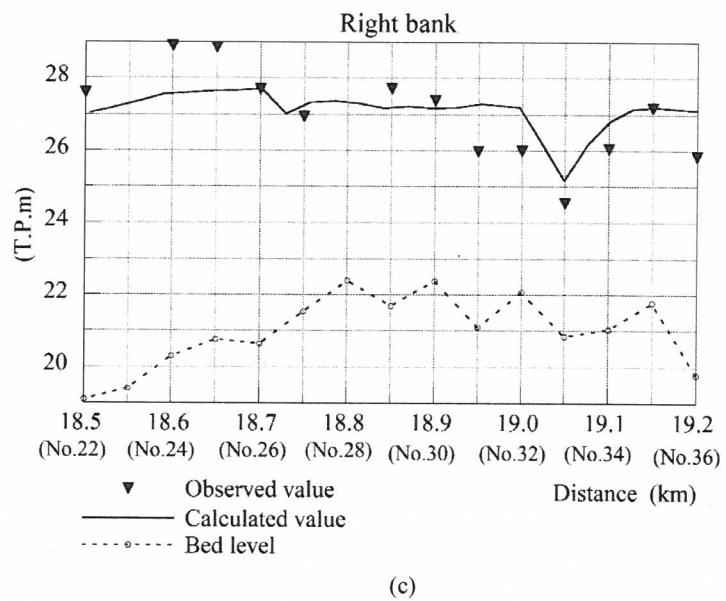
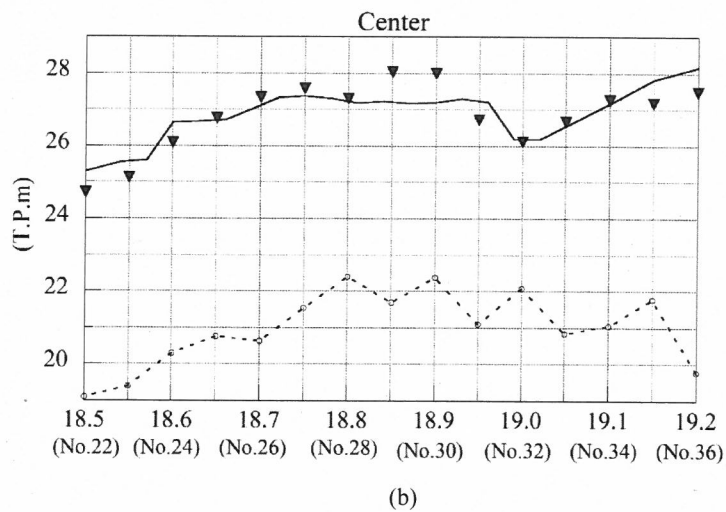
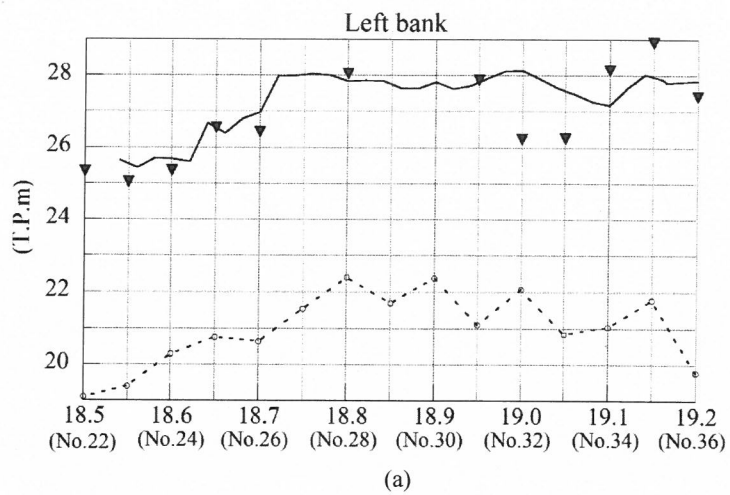


図-5.1 流下方向の水位分布

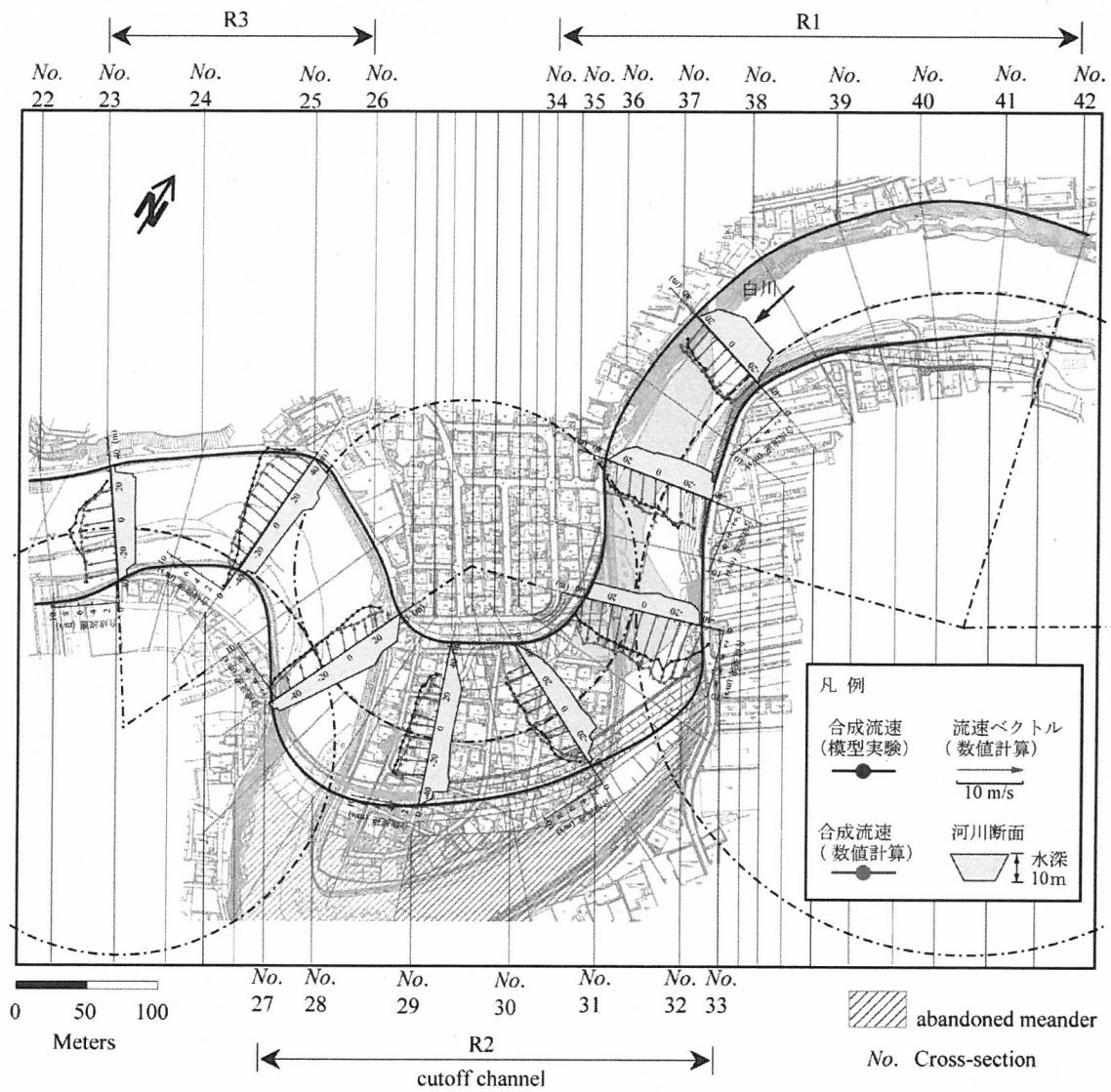


図-5.2 底面流速分布の実測値と計算値の比較

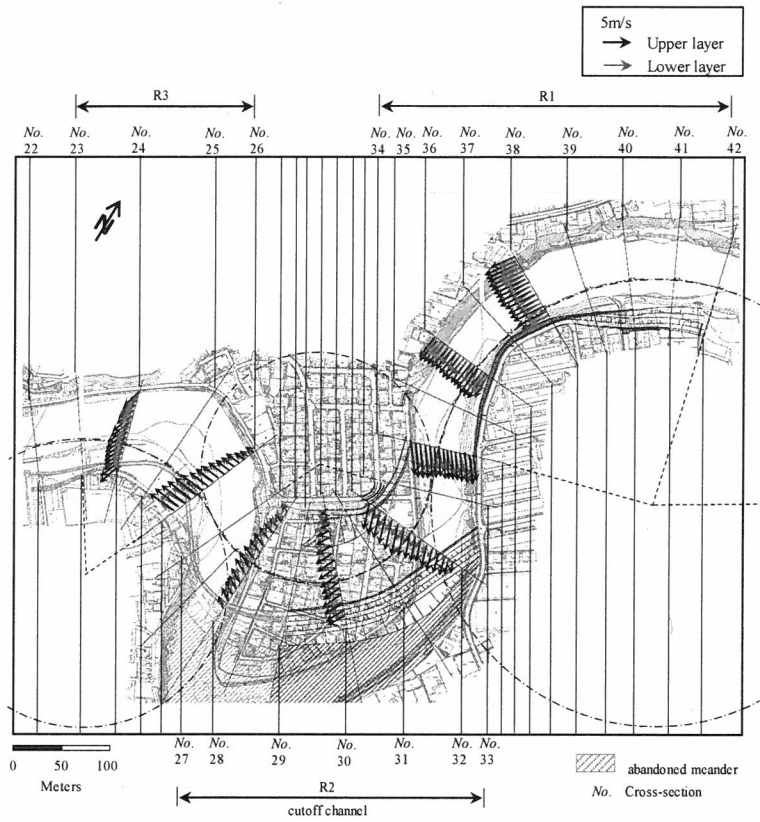


図-5.3 層平均流速ベクトル

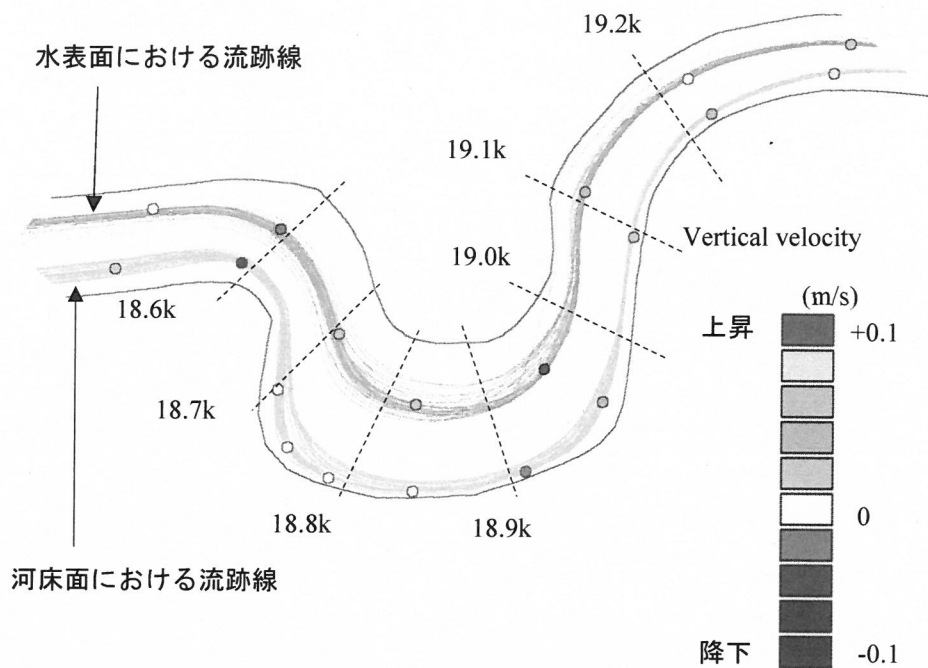


図-5.4 表層と低層の流跡線

湾曲河道の表層と低層の主流部の流跡線を図-5.4 に示す。表層の主流部の流れは 19.2k~19.1k の区間では、湾曲河道の遠心力の影響を受け、河道外岸に沿って流下し、19.0k~18.6k の緩和湾曲化河道では、河道中心部に沿って流れていることがわかる。19.1k の水衝部付近では、上昇流が生じ、19.0k の直下では、下降流が発生している。一方、河床低層において、19.0k~18.6k の緩和湾曲区間では、主流部は外岸に沿って通過していることがわかる。

図-5.5 は、18.8k 付近における河道横断方向の流速鉛直分布である。河道改修後の水面幅は水深に対し、十分広いため、このような同一断面に回転方向の異なる二つの二次流構造が生じていることがわかる。左岸側の二次流は右岸側の二次流に誘発され、発生したものだと考える。図-5.6 は、19.0k (水衝部) 付近における河道横断方向流速分布である。右岸の水衝部に向かって断面内には流れを補うような形の上昇流が発生していることがわかる。

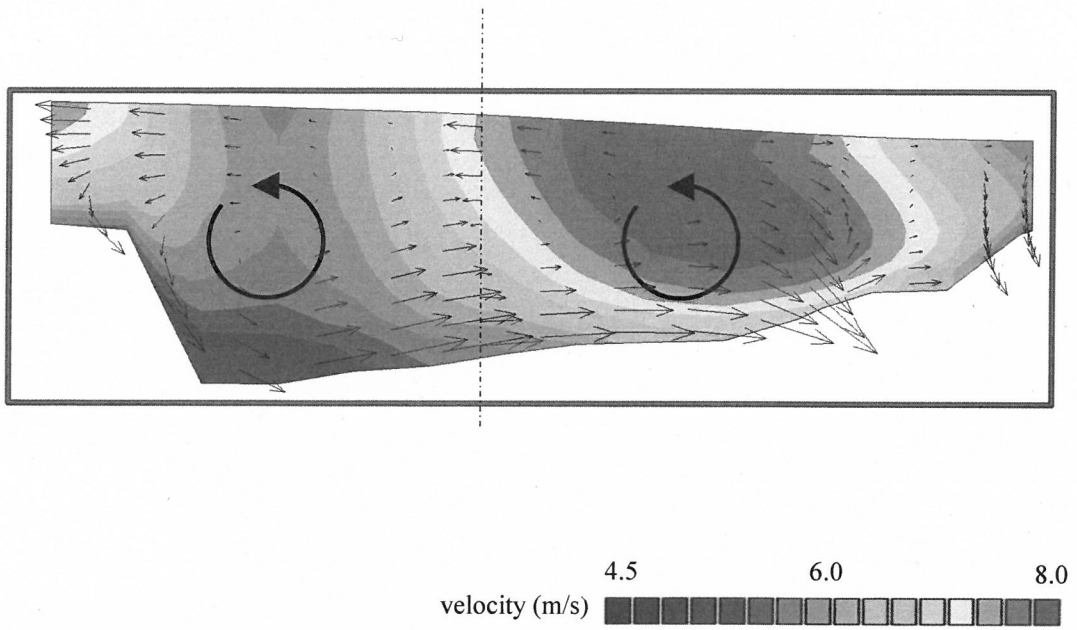


図-5.5 18.8k 付近における河道横断方向流速分布

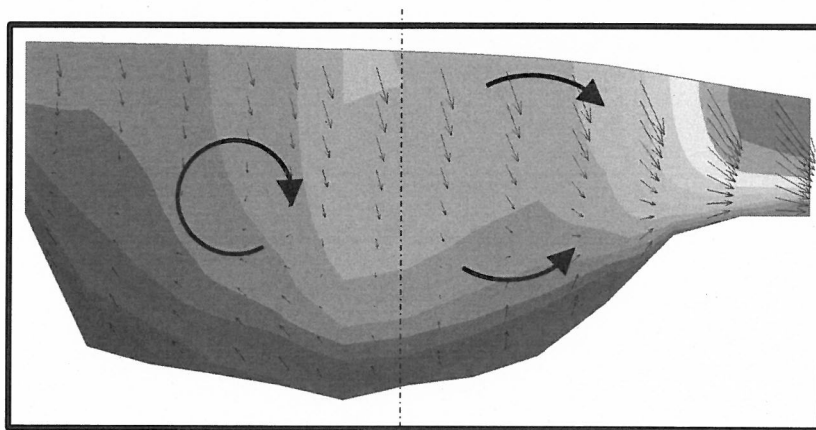


図-5.6 19.0k(水衝部) 付近における河道横断方向流速分布



### 5. 3 水理模型実験による検討

本実験で使用した氾濫模型水路は、**図-5.7**に示すように縮尺 1/100 の無歪みである。水理模型の対象域は、熊本県土木部で策定された白川河口より上流の 18.50km から 19.40km までの区間の計画河道および熊本市北区龍田陳内四丁目の氾濫原全域を含み、左岸は山付き堤防で越流氾濫は生じなく、疎通能を越えた氾濫流は右岸側からのみ流入する形態を取る。

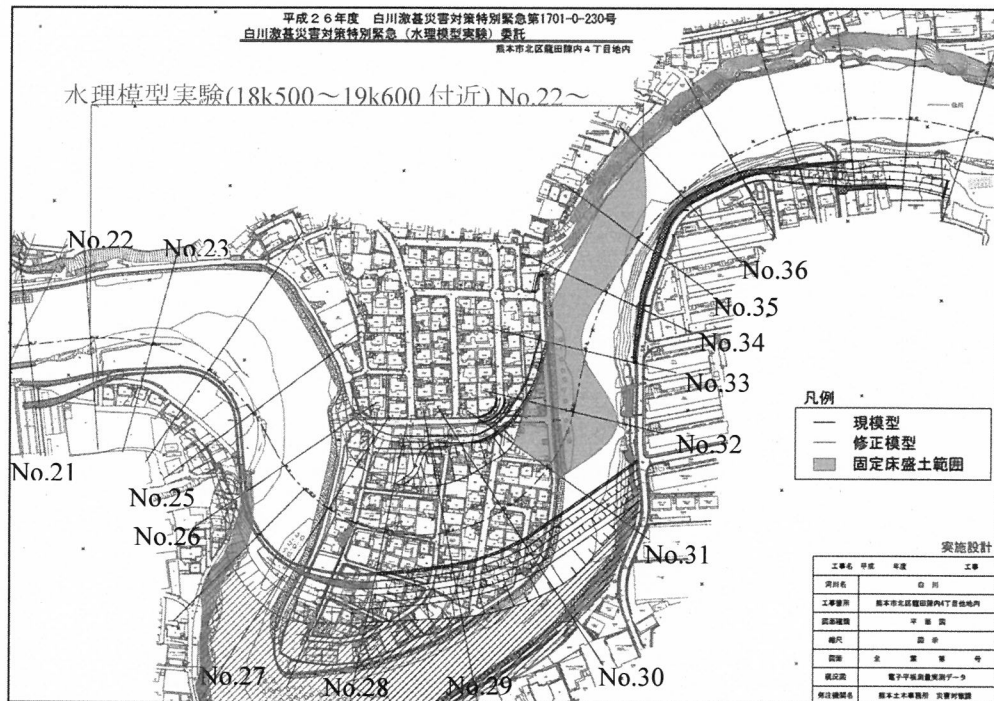


図-5.7 改修河道の水理模型の平面図

### 5. 3. 1 実験条件および方法

相似則は、模型で生じる現象が実現象に対して相似となるために満足しなければならない条件であり、模型設計や模型実験の基本となる。

模型と原型の流れが完全に相似となるためには、幾何学的、運動学的および力学的相似条件を満足しなければ成らない。特に力学的相似条件を満足するためには現象に応じて無次元パラメータであるフルード数、レイノルズ数、マッハ数およびウェーバー数を一致させなければならない。

本模型実験が対象とする開水路乱流では、運動方程式における支配項は重力と慣性力であることから、幾何学的相似条件を満足すると同時に、フルード数を模型と原型の流れで一致すれば、力学的相似条件を満足することになる。そこで、フルード数が模型と原型の流れで一致すれば、無歪模型実験によって得られた水理量から、原型の水理量は以下の関係式より得られる。

$$\text{Froude Number :} \quad \frac{V_p}{\sqrt{gh_p}} = \frac{V_m}{\sqrt{gh_m}} \quad (5-3-1)$$

$$\text{Velocity :} \quad \frac{V_p}{V_m} = \frac{\sqrt{gh_p}}{\sqrt{gh_m}} = \sqrt{\frac{h_p}{h_m}} = S^{1/2} \quad (5-3-2)$$

$$\text{Discharge :} \quad \frac{Q_p}{Q_m} = \frac{A_p V_p}{A_m V_m} = S^{5/2} \quad (5-3-3)$$

$$\text{Time :} \quad \frac{T_p}{T_m} = \frac{L_p/V_p}{L_m/V_m} = S^{1/2} \quad (5-3-4)$$

$$\text{Bed Resistance :} \quad \frac{n_p}{n_m} = \frac{i_p^{1/2} R_p^{2/3} / V_p}{i_m^{1/2} R_m^{2/3} / V_m} = S^{1/6} \quad (5-3-5)$$

Where

$L$  : Length(m)       $Q$  : Discharge( $m^3/s$ )       $V$  : Velocity( $m/s$ )  
 $T$  : Time(s)       $n$  : Bed resistance( $m^{-1/3} \cdot s$ )       $h$  : Water depth(m)  
 $A$  : Area( $m^2$ )       $g$  : gravitational acceleration( $m \cdot s^{-2}$ )       $i$  : Bed slope( $m/s$ )  
 $S$  : Reduction  
 Suffix :      *sub p* : 原型      *sub m* : Hydraulic model

模型縮尺が小さい場合には、水の粘性、表面張力等の影響からスケール効果が生ずる場合がある。そのため、本模型実験では、水の表面張力の影響を弱めるために実験開始前に堤内地の道路、建築物等を全て水で浸潤させた。模型縮尺が 1/100 における水理諸量の縮率を表-5.1 に示す。本実験で得られた物理量は全て、表-5.1 に基づき、実スケールに変換して表示している。

表-5.1. 基本量の縮尺比

Fundamental quantity	Dimension	Reduction	Scale (1/100)
Length, depth	L	S	1/100
Discharge	$L^3 \cdot T^{-1}$	$S^{5/2}$	1/100000
Velocity	$L \cdot T^{-1}$	$S^{1/2}$	1/10
Time	T	$S^{1/2}$	1/10
Resistance coefficient	$L^{-1/3} \cdot T$	$S^{1/6}$	1/1.25

流速には非接触型の代表的な計測法である粒子画像流速測定法 (PIV : Particle Image Velocimetry) と接触型の点計測である電磁流速計を用いて計測を行った。水位の計測にはポイントゲージを用いた。

PIV 法による計測システムの概要を図-5.8 に示す。CCD カメラから読み込まれた可視化画像は、30fps (frame per second), 720×480 (pixel) のモノクロビデオ画像としてパーソナルコンピュータのハードディスクに記録され、PIV 法によって処理された。ここに、画像の 1pixel の最小サイズは、2.08 mm である。流速のサンプリング周波数は 30Hz, 1 計測面での画像データは 200 枚、計測時間は、10sec であった。なお、トレーサーとして粒径 100 $\mu$ m, 比重 1.02 のナイロン粒子を使用した。

粒子画像流速計法 (PIV) における相互相関法の基本原理 :

トレーサー粒子や染料などで可視化された流れの画像は濃度分布を持っており、この濃度変化による濃淡分布が流体の運動と共に輸送される。したがって、画像の濃淡分布の移動先が分かれば、流速ベクトルが求まる。図-5.9 は、相互相関関数を用いた計測アルゴリズムの概略を示している。可視化画像の濃淡分布は、2 枚の画像の撮影時間間隔が短く、流体の並進運動に比べてせん断などの変形が小さい場合には、濃度のパターンすなわち輝度分布はほとんど変化しない。このとき、2 枚の画像のうち 1 枚目において  $p$  点を中心とする  $n \times n$  の領域を取り、これと 2 枚目の画像との間で相互相関係数  $R_{fg}(k, l)$  を計算する。それぞれの画像における輝度値を  $f_i, g_i$ ,  $n \times n$  の領域における平均を  $\bar{f}, \bar{g}$  とするとき、相互相関係数は次式で計算できる。

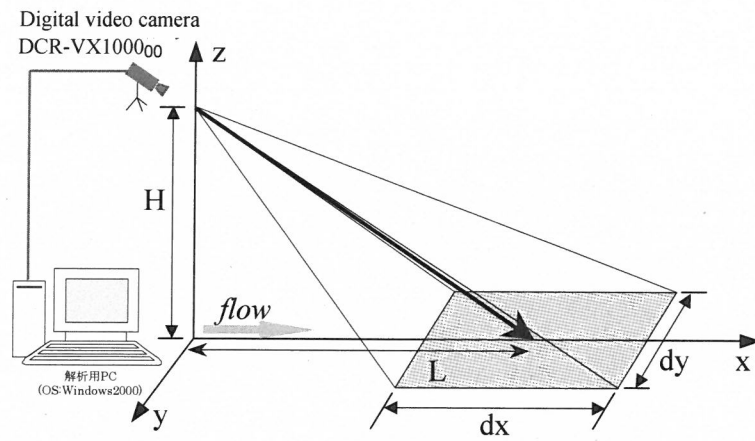


図-5.8 PIV 計測法計測システムの概要

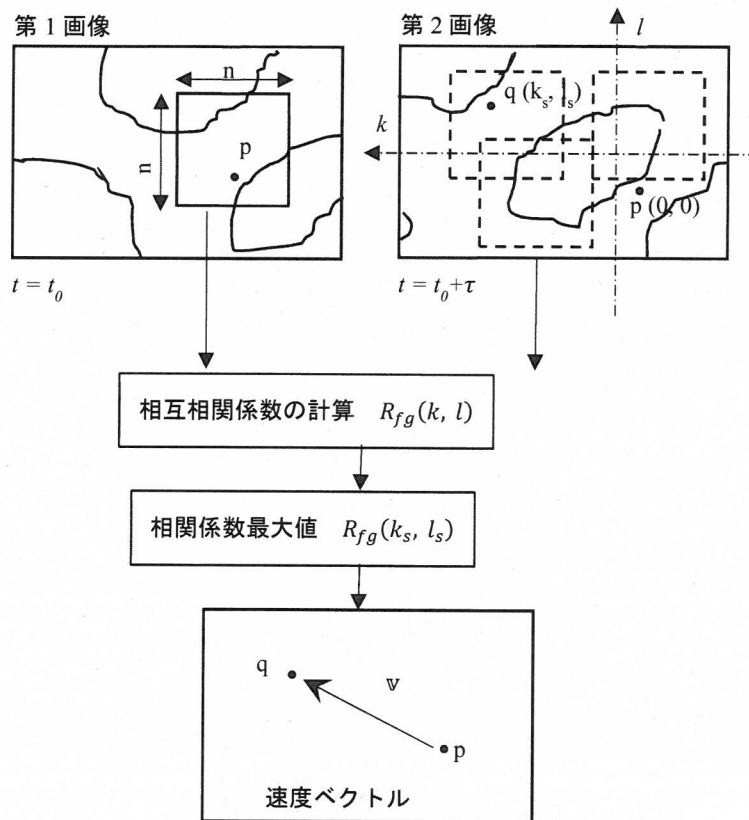


図-5.9 PIV 計測法の模式図

現況河道の河床粗度は  $0.034 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$  であり、これに対応する模型縮尺 1/100 の河床のマニング粗度係数は、 $0.016 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$  となる。模型水路に上記の粗度係数を実現させるために、下記の図-5.10 および図-5.11 に示す検証実験を行った。

実験に使用した水路は、長さ 10m、幅 40cm、高さ 20cm のアクリル樹脂製の可変勾配型循環式水路である。アクリル樹脂製の板は、マニングの粗度係数は、0.009~0.012 の範囲にあり、代表粒径が  $d_{50}=5\text{mm}$  の珪砂を幅 39.5cm、長さ 1m、厚さ 1cm のアクリル板 8 枚に敷き均し、粗度面を作製した。検証実験では、この粗度面を水路に設置して各種の水理条件で所定の流量を通水し、等流水深を計測することによって河床のマニング粗度  $n$  が  $0.016 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$  であることを確認した。

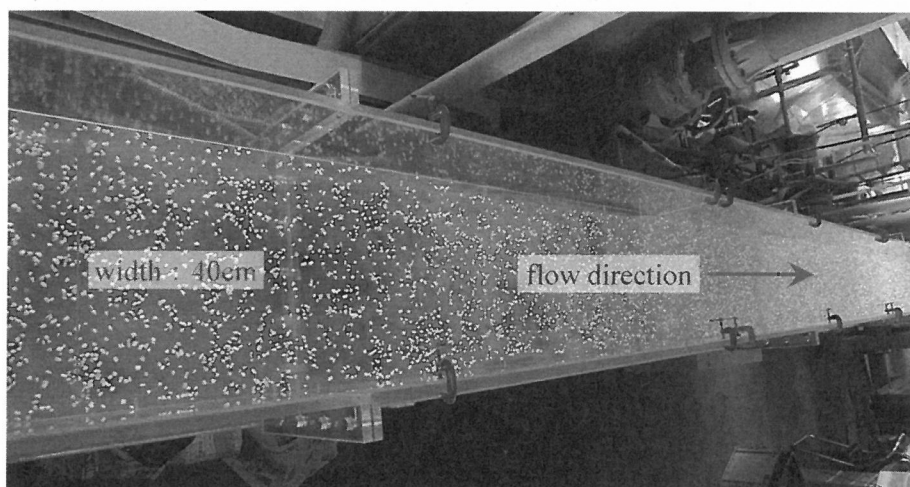


図-5.10 河床粗度の設定

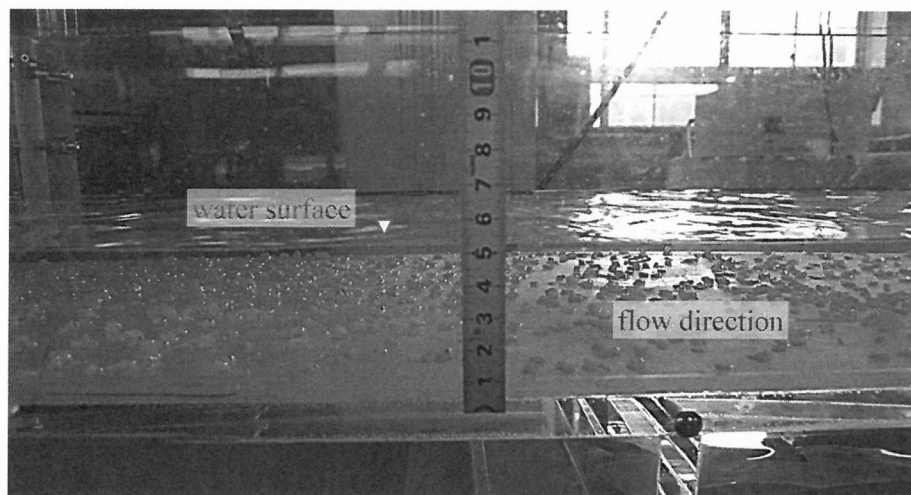


図-5.11 河床粗度の検証

電磁流速計およびポイントゲージの計測線は、白川下流端からの距離が 18,500m(No.22)から 19,500m の 900m 区間において 50m 間隔で 10 測線を取り、横断方向には水深は河道の中央、左岸および右岸の 3 点、流速は河床から 1cm 高さにおいて横断方向に 4cm 間隔で計測した。座標系は白川下流端からの距離 18,500m (No.22)の河道中央の河床を原点とし、測線に直交した上流方向に  $x$  軸、横断方向に  $y$  軸、鉛直上方に  $z$  軸を取る(右手系)。計測線を図-5.12 に示す。図-5.13 には、河幅と河床高の流下方向変化を示す。

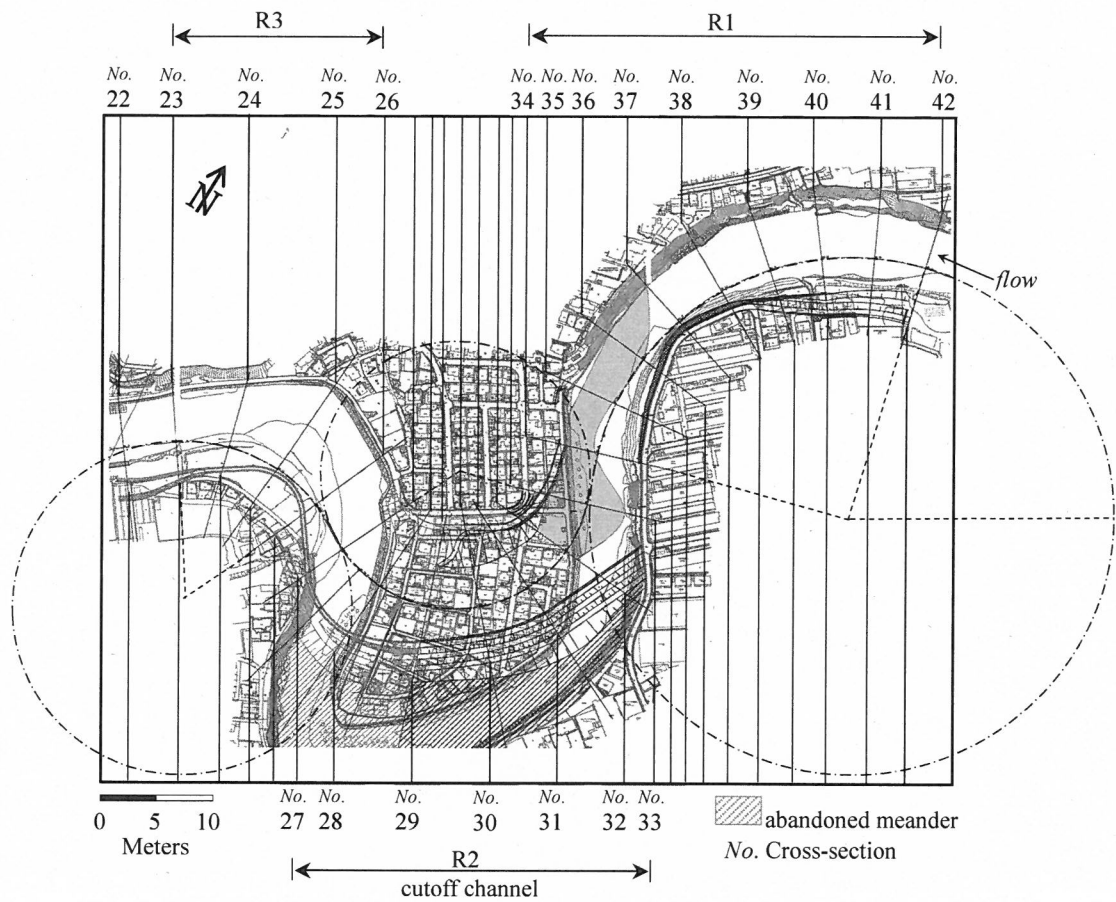


図-5.12 計測断面

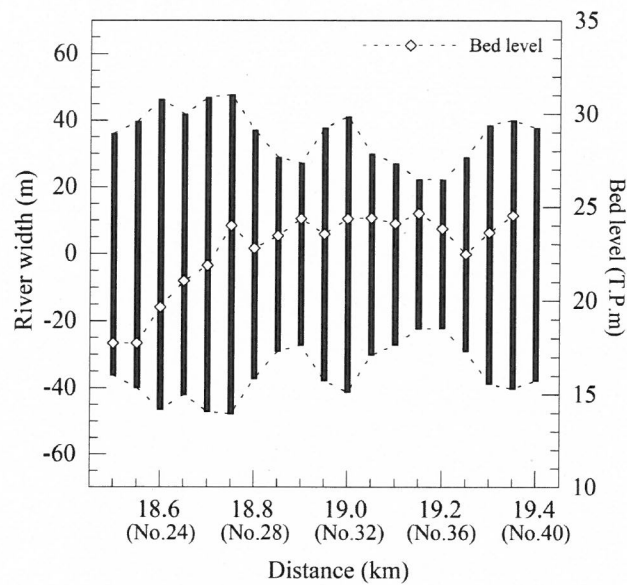


図-5.13 河幅と河床高の変化

白川の治水計画では、再現確率年を150年に設定し、計画基準点の代継橋地点において基本高水ピーク流量  $3400 \text{ m}^3/\text{s}$ 、洪水調整施設（立野ダム）により  $400 \text{ m}^3/\text{s}$  を調節し、計画高水流量  $3000 \text{ m}^3/\text{s}$  としている。しかしながら、白川の整備計画における洪水疎通能は  $2000 \text{ m}^3/\text{s}$  程度である。そのため、本実験では流量を、表-5.2のように設定した。

表-5.2 実験流量

Case	流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	事 由
1	1500	<ul style="list-style-type: none"> <li>・再現確率年：10年</li> <li>・整備計画河道</li> </ul>
2	2000	<ul style="list-style-type: none"> <li>・再現確率年：30年</li> <li>・整備目標の計画河道</li> </ul>
3	2300	<ul style="list-style-type: none"> <li>・平成24年7月12日の洪水ピーク時流量に相当</li> </ul>
4	3000	<ul style="list-style-type: none"> <li>・昭和28年6月26日の実績洪水流量 <math>3,400 \text{ m}^3/\text{s}</math>、この内、洪水調整施設により <math>400 \text{ m}^3/\text{s}</math> のピーク流量カット</li> <li>・再現確率年：150年</li> </ul>



### 5. 3. 2 実験結果

(1) 1500 m<sup>3</sup>/s (確率年 10 年), 2,000 m<sup>3</sup>/s (確率年 30 年) および 2,300 m<sup>3</sup>/s の流況を把握するには, 流れ場の可視化を行った。

流れの可視化実験は, 所定の流量を通水し, 下流端の堰操作によって基準点水深を調整した後, トレーサーとして白川下流端からの距離 19.20km(No.37)河道右岸からはローダミン B(赤色), 左岸からウラニン(緑色)の着色水を注入した。図-5.14 と図-5.15 および図-5.16 は, 各々, 1500 m<sup>3</sup>/s (確率年 10 年), 2,000 m<sup>3</sup>/s (確率年 30 年) および 2,300 m<sup>3</sup>/s (平成 24 年 7 月 12 日実績最大流量) の可視化された平面流況を示す。写真中には, トレーサーの注入地点を○, 死水域は白色の閉曲線で示す。

平成 27 年度版計画河道は, 洪水流量 1500 m<sup>3</sup>/s (確率年 10 年), 2,000 m<sup>3</sup>/s (確率年 30 年) および 2,300 m<sup>3</sup>/s に対して堤内地に越流せず, 洪水流量 2,300 m<sup>3</sup>/s が河道満水状態であることが認められた。

河口からの距離 19.40km(No.40)から注入されたトレーサーの流脈の観測結果から青丸○は流線の剥離点, 緑丸○は流線の曲がりに伴う水衝部, さらに白色の閉曲線で囲まれた箇所は死水域を示す。動画および静止画から, 河口からの距離 19.20km(No.36)上流域からの流れは, 19.10km(No.34)右岸付近が水衝部にあたり 19.00km(No.32)～19.10km(No.34)の区間は湾曲部外岸の収束流となり高速の流れを呈するが, この区間は平成 26 年度計画河道と異なり溶結凝灰岩を残すことで河床が高く水深は浅く射流であった。さらにその下流では, 19.00km(No.32)右岸において, この流れは左岸に向かって剥離した。平成 26 年度計画河床と異なり 18.75km(No.27)左岸近傍の水衝部が緩和されていることが認められた。また, 大きな死水域は, 18.75km(No.27)～19.00km(No.32)の区間の右岸で湾曲部内岸側, 更にその対岸に当たる 18.70km(No.26)～18.80km(No.28)の区間の左岸で湾曲部外岸側であった。

河道は連続蛇行を呈していることから単独蛇行とは異なり, 18.95km(No.34)～19.10km(No.34)右岸区間の高速流は河道湾曲部と 19.20km(No.36)～19.40km(No.40)の区間における下流に向かう河道幅縮小傾向の両者の影響を受けたものと推察される。さら

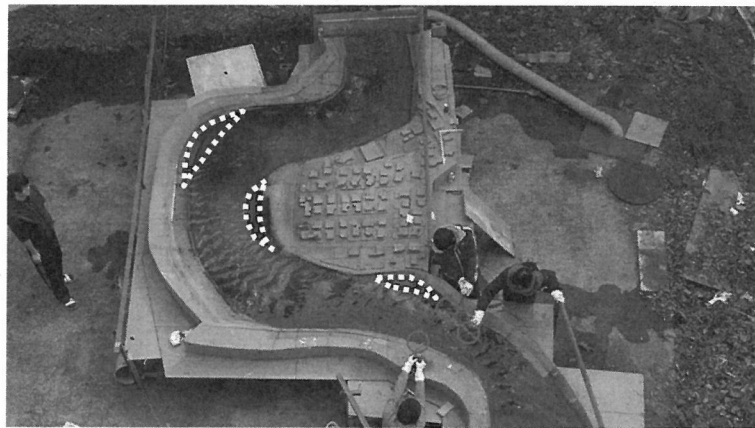
に 18.70km(No.26)～18.80km(No.28)の左岸区間では湾曲部外岸側であるにもかかわらず死水域を形成したのは水深に較べて川幅が十分に大きいため遠心力二次流は単一のセル構造を伴わなかったためと考えられる。

また、平成 26 年度計画河床では 18.70km(No.26)の下流側では左岸に偏った高速の流れが形成されていたが、平成 27 年度計画河床では改善されている。

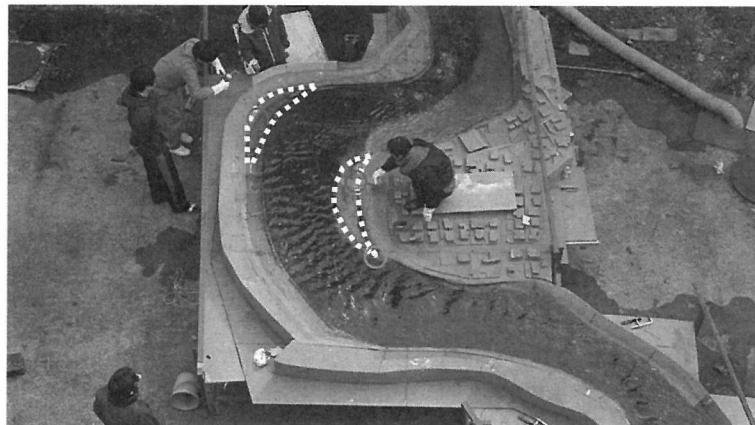
堤内地を加えた計画河道における流れの可視化実験の結果を図-5.17 に示す。越流の発生した、河口からの距離 19.10km(No.34)から 18.95km(No.31)までの区間では特殊堤を乗り越えて堤内地に流入していることが認められた。その下流では堤内地の氾濫流は河道に流出している。河道部の流れは氾濫流の影響を受けて、波状跳水は緩和されていた。



(a)



(b)



(c)

図-5.14 計画河道における流量 $1500\text{m}^3/\text{s}$   
(○：染料注入位置，○：流線の剥離点)



(a)

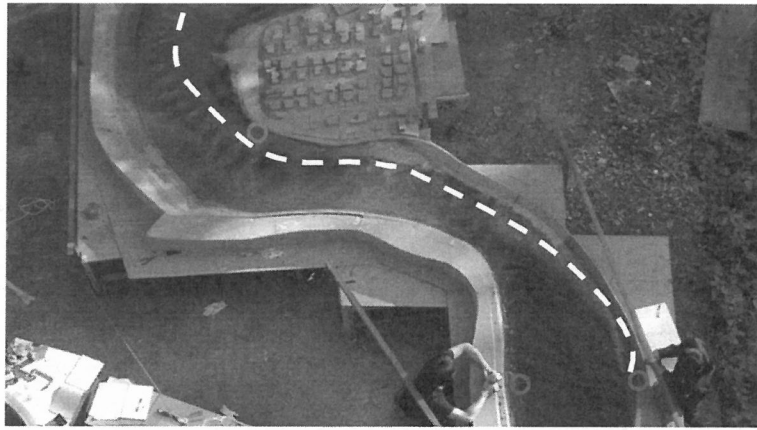


(b)



(c)

図-5.15 計画河道における流量 $2000\text{m}^3/\text{s}$   
(○ : 染料注入位置, ○ : 流線の剥離点)



(a)



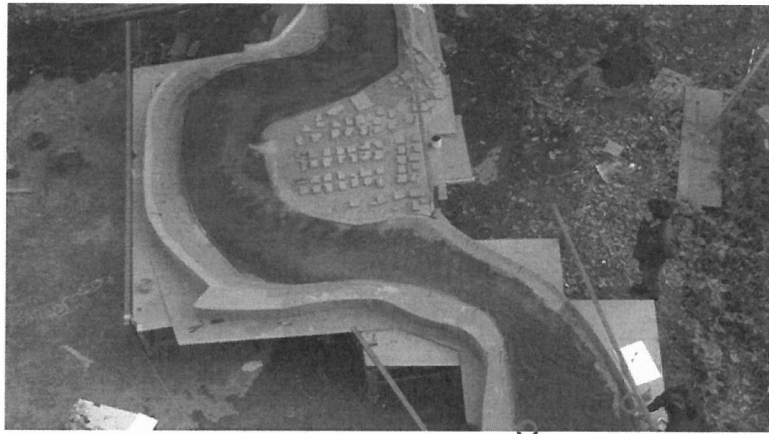
(b)



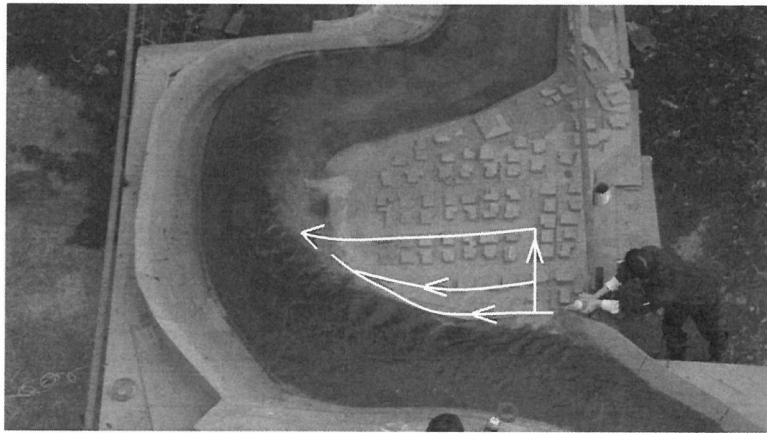
(c)

図-5.16 計画河道における流量 $2300\text{m}^3/\text{s}$

(○ : 染料注入位置, ○ : 流線の剥離点)



(a)



(b)



(c)

図-5.17 計画河道における流量 $3000\text{m}^3/\text{s}$   
(○ : 染料注入位置, ○ : 流線の剥離点)

各種流量規模 1500m<sup>3</sup>/s (確率年 10 年), 2000m<sup>3</sup>/s (確率年 30 年), 2300m<sup>3</sup>/s 平成 24 年 7 月 12 日洪水) および 3000m<sup>3</sup>/s (確率年 150 年) に応じた河道中央部および左右岸近傍の水位の流下方向変化を図-5.18 に示す. 図中には, 河床高の流下方向変化も合わせて示す.

流量 1500m<sup>3</sup>/s における河道中央部の水位は, 19.25km~19.35m の区間では 9.8m~7.8m の間で変化し流下方向に低下, 19.15km~19.25km の区間では 7.8m~8.3m の間で流下方向に一様に漸増傾向, 19.15km~19.00km の区間では 8.3m~6.3m の間で流下方向に低下傾向, 19.00km~18.9km の区間では 6.3m~8.5m の間で流下方向に急増傾向, さらに 18.90km~18.5km の区間では 8.5m~4.9m の間で一様に低下傾向にあることが認められる.

流量 2000m<sup>3</sup>/s における河道中央部の水位は, 19.25km~19.35km の区間では 10.0m~8.4m の間で変化し流下方向に低下, 19.20km~19.25km の区間では 8.4m~9.3m の間で流下方向に急増傾向, 19.00km~19.20km の区間では 9.30m~7.3m の間で流下方向に低下傾向, 19.00km~18.90km の区間では 7.3m~9.4m の間で流下方向に急増傾向, さらに 18.90km~18.50km の区間では 9.4m~6.7m の間で低下傾向にあることが認められる. 19.20km~19.40km の区間における流下方向の水位急低下は, 河床勾配がこの区間で約 1/125 で急勾配のためである.

流量 2300m<sup>3</sup>/s における河道中央部の水位は, 19.25km~19.35m の区間では 10.5m~8.5m の間で変化し流下方向に低下, 19.20km~19.25km の区間では 8.5m~9.6m の間で流下方向に急増傾向, 19.00km~19.20km の区間では 9.60m~8.2m の間で流下方向に低下傾向, 19.00km~18.85km の区間では 8.2m~10.1m の間で流下方向に急増傾向, さらに 18.85km~18.5km の区間では 10.1m~6.8m の間で低下傾向にあることが認められる.

流量 3000m<sup>3</sup>/s における河道中央部の水位は, 19.20km~19.35m の区間では 15.0m~10.2m の間で変化し流下方向に低下傾向, 19.20km~18.65km の区間では 10.1m~12.6m の間で変化し, 18.65km~18.5km の区間では 11.8m~6.6m の間で流下方向に低下傾向を示すことが認められる.

堤内地への越流が無い流量  $1500\text{m}^3/\text{s}$ 、流量  $2000\text{m}^3/\text{s}$  および流量  $2300\text{m}^3/\text{s}$  においては、一般的に流下方向の水位変化は類似し、水位の極小値は  $19.25\text{km}$  および  $19.00\text{km}$ 、水位の極大値は  $19.15\text{km}$  (ただし、流量  $2300\text{m}^3/\text{s}$  を除く) および  $18.90\text{km}$  において生じた。

流量  $3000\text{m}^3/\text{s}$  においては、河道から堤内地への流入、逆に堤内地から河道への流出の影響を受け、水位の極大値および極大値の発生位置は河道形状を反映していないことが分かる。

横断方向の水位差は、流量  $1500\text{m}^3/\text{s}$ 、流量  $2000\text{m}^3/\text{s}$  および流量  $2300\text{m}^3/\text{s}$  において  $19.25\text{km}\sim 19.35\text{km}$  の区間で右岸側が若干大きい、 $18.75\text{km}\sim 19.25\text{km}$  の区間では左岸側で大きい傾向を示す。流量  $3000\text{m}^3/\text{s}$  においては、 $19.15\text{km}\sim 19.35\text{km}$  の区間で右岸側が若干大きい、 $18.65\text{km}\sim 19.25\text{km}$  の区間では左岸側で大きい傾向を示す。

平成 26 年度河道では、全ての流量ケースで右岸側において水位が大きく現れ、治水安全度を低下させていたが平成 27 年度版河道では横断方向の水位差が顕著ではなく、大幅に改善されていることが認められた。



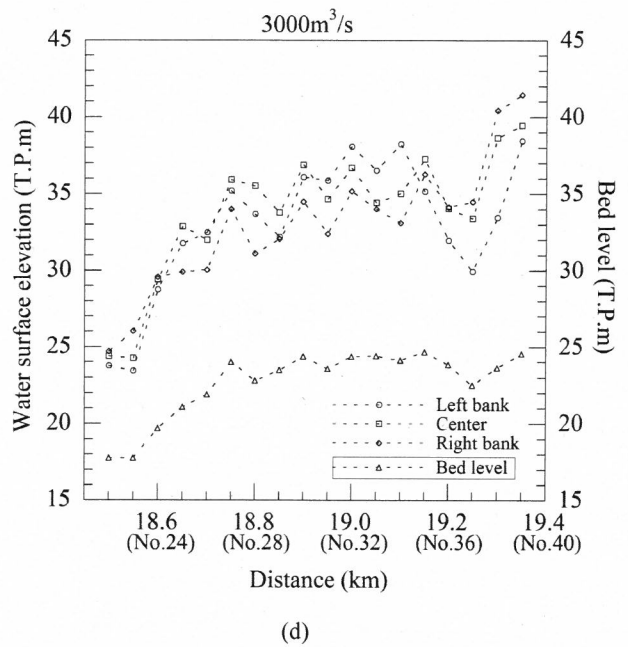
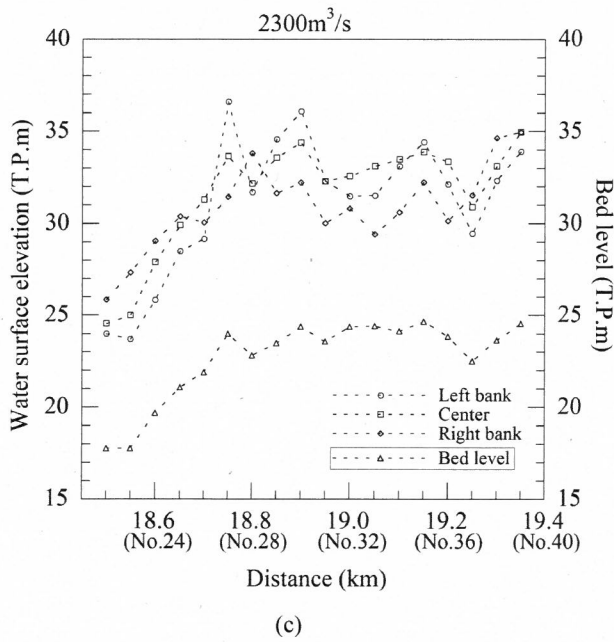
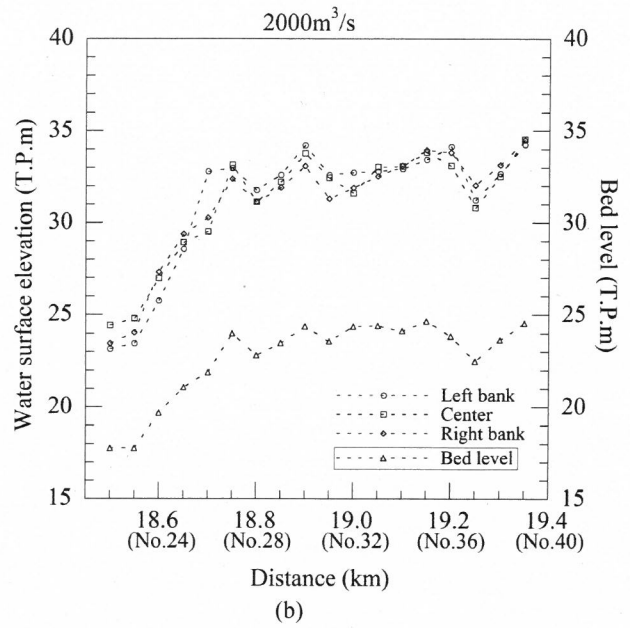
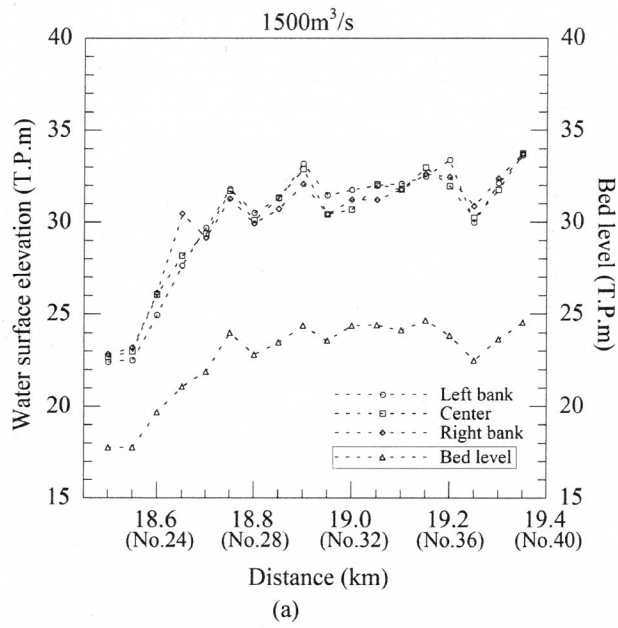
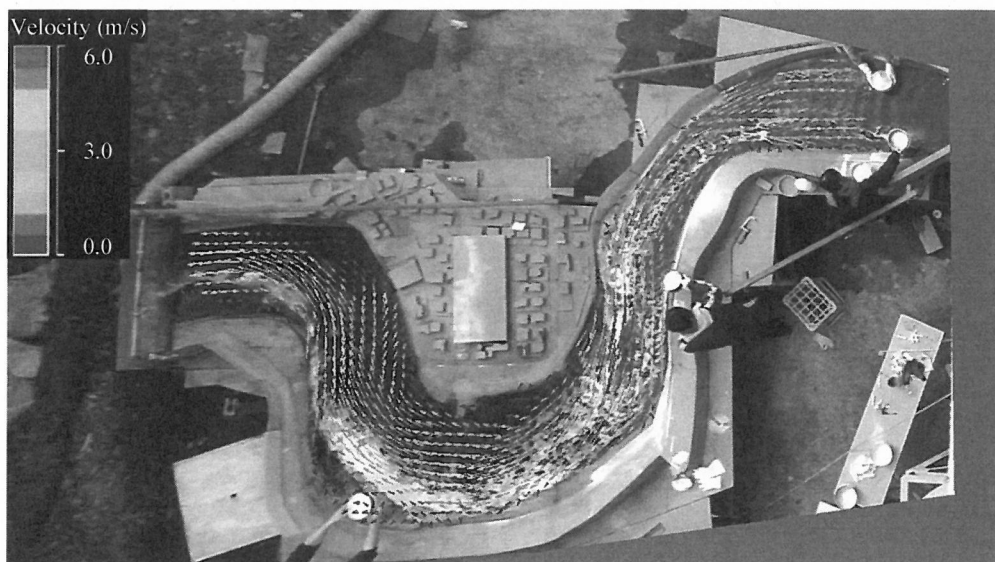


図-5.18 流下方向の河道内水位の変化

粒子画像流速計測法 PIV から得られた、洪水流量  $1500\text{m}^3/\text{s}$ 、洪水流量  $2000\text{m}^3/\text{s}$  および  $2300\text{m}^3/\text{s}$ 、 $3000\text{m}^3/\text{s}$  における河道部の水表面における流速ベクトルを図-5.19 と図-5.20 に示す。

図-5.21 と図-5.22 から洪水流量  $1500\text{m}^3/\text{s}$ 、洪水流量  $2000\text{m}^3/\text{s}$  および  $2300\text{m}^3/\text{s}$ 、 $3000\text{m}^3/\text{s}$  のいずれにおいても河口からの距離  $19.20\text{km}$  (No.36)から  $19.30\text{km}$ (No.38)の急勾配区間で縮流し加速した流れは、 $19.10\text{m}$ (No.33)右岸付近の水衝部にあたり  $19.00\text{km}$ (No.32)～ $19.10\text{km}$ (No.34)の区間は湾曲部外岸の収束流となり極めて高速の流れを呈する。さらにその下流では、 $19.0\text{km}$  (No.32)右岸直下流において、この流れは左岸に向かって剥離し、 $18.80\text{km}$  (No.28)左岸近傍が水衝部となり、さらに下流左岸の  $18.60\text{km}$  (No.24)付近で再び剥離する形態を取る。ベクトルが赤色では流速  $6\text{m/s}$  に達することがわかる。

平成 26 年度河道では、全ての流量ケースにおいて右岸側近傍で高速域が現れ、右岸側の堤内地に対して治水安全度を低下させていたが平成 27 年度版河道では高速域が広がり河道中央から右岸側にかけての岩礁が水刎ね効果を示していることが認められた。

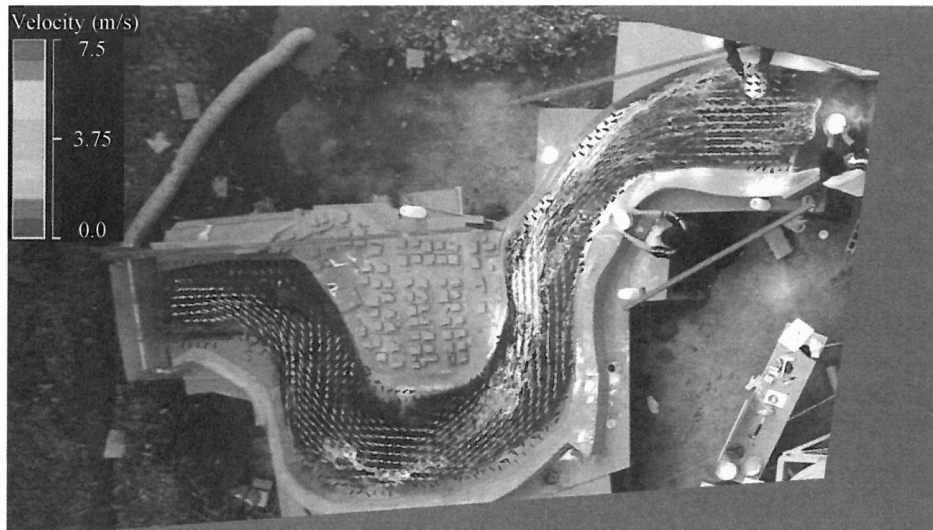


(a) 1500 m<sup>3</sup>/s



(b) 2000 m<sup>3</sup>/s

図-5.19 各種流量時の表面流速ベクトル分布



(a) 2300 m<sup>3</sup>/s



(b) 3000m<sup>3</sup>/s

図-5.20 各種流量時の表面流速ベクトル分布

図-5.21 と図-5.22 は、電磁流速計から得られた洪水流量  $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $2,300 \text{ m}^3/\text{s}$  および  $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$  の各洪水流量における主流速の横断分を示す。計測線は、白川下流端からの距離が  $18.55\text{km}$  から  $19.35\text{km}$  の  $800\text{m}$  区間において  $50\text{m}$  おきに取り、計測位置は河床から  $1\text{cm}$  高さにおいて横断方向に  $4\text{cm}$  間隔に取られている。底面付近の流速を計測したのは、底面せん断応力を算定する上で対数則を利用するためであり、この点については底面せん断応力の項で後述する。

全般的には、洪水流量  $2000 \text{ m}^3/\text{s}$  および  $2300 \text{ m}^3/\text{s}$  では類似の傾向を示すことがわかる。上流より主流速の空間分布は、 $19.3\text{km}$  (No.38)～ $19.35\text{km}$  (No.39)の区間では流下方向に加速され、横断方向の変化は小さい。下流の  $19.25\text{km}$  (No.37)～ $19.15\text{km}$  (No.35)の区間では右岸近傍で流速が大きくなる傾向を示し、 $19.05\text{km}$  (No.33)では右岸近傍に最大流速が現れ、その大きさは  $7.0\sim 7.5\text{m/s}$  にまで達している。 $19.00\text{km}$  (No.32)は計測線 No.32～No.36 区間の河道中央から右岸側にかけての岩礁の影響を受けて水深は浅く極めて大きな流速を示していることが分かる。平成 26 年度版計画河道とは異なり  $18.95\text{km}$  (No.31)から  $18.70 \text{ km}$  (No.26)の区間では岩礁の水刎ね効果の影響を受け、流速は河道中央部で大きく左右岸に近づくと従って小さくなる。

計測線  $18.70 \text{ km}$  (No.26)より下流においては主流速の極大値は、計測線  $18.60\text{km}$  (No.24) および  $18.65\text{km}$  (No.25)では左岸近傍で、計測線  $18.50\text{km}$  (No.22)および  $18.55\text{km}$  (No.23)では河道中央で生じている。

洪水流量  $2000 \text{ m}^3/\text{s}$  および  $2300 \text{ m}^3/\text{s}$  では、河床近傍の最大流速は、計測線  $19.00\text{km}$  (No.32)を除けば  $19.05\text{km}$ (No.33)の右岸近傍で  $7.0\sim 7.5\text{m/s}$ 、 $18.6\text{km}$  (No.24)の左岸近傍において最大流速  $7.0\text{m/s}$  程度の大きさに達する。

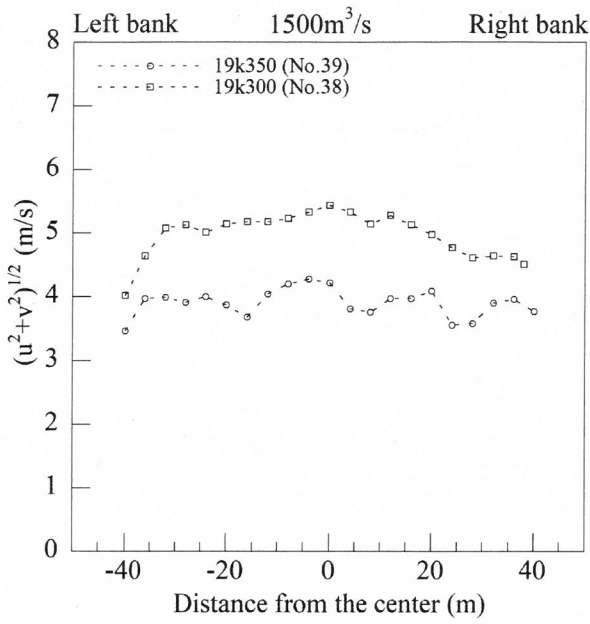
洪水流量  $3000 \text{ m}^3/\text{s}$  においては、 $19.10\text{km}$  (No.34)から  $19.35\text{km}$  (No.39)の区間では若干下流に向かって流下方向に加速する傾向を示し、横断方向に一様に近い。

計測線  $18.90\text{km}$  (No.30) から  $19.05\text{km}$  (No.33)の区間では左岸近傍で主流速は最大値を示し、その横断分布は左岸から右岸に向かって一様に増大傾向を示し、その極大値は約

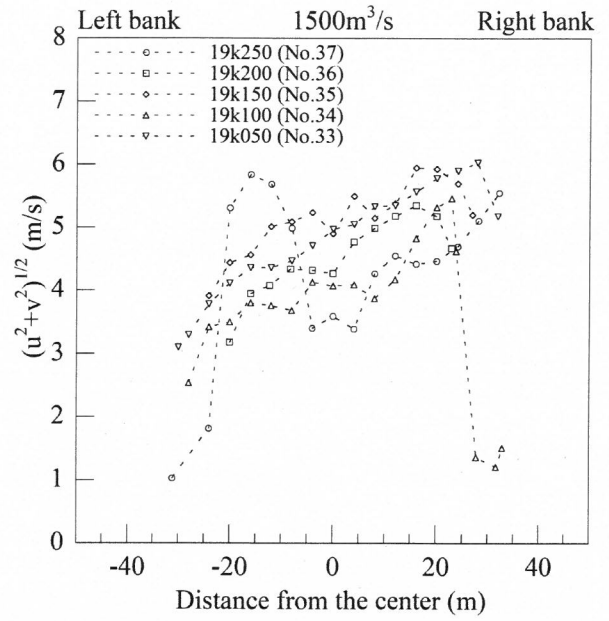
7.0m/s にまで達する.

計測線 18.55km (No.23)から 18.65km (No.25)の区間では主流速の極大は, 左岸側に位置し,その極大値は 6.0m/s 程度の大きさに達する.

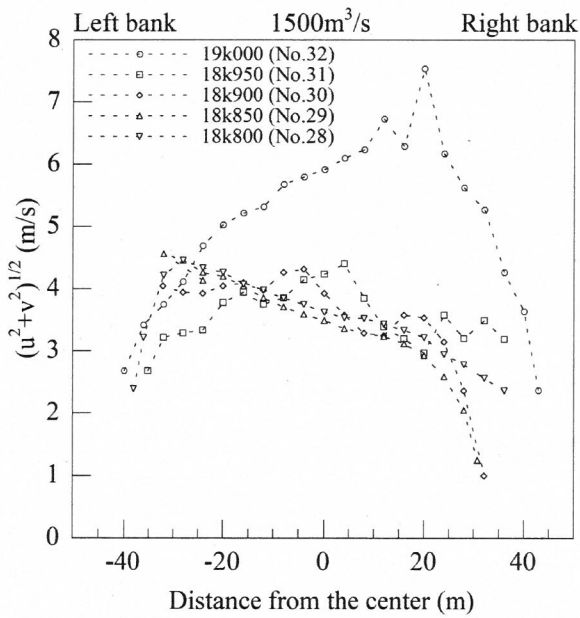
平成 26 年度計画河道との比較では, 平成 27 年度計画河道では計測線 No.32~No.36 区間の河道中央から右岸側にかけての岩礁の影響を強く受け, 水深は浅く 19.00km (No.32)において極めて大きな流速を示している. しかし, この位置を除けば, 岩礁による水刎ね効果によって横断方向に流速の一様化が顕著に見られ, 若干極大流速の低下も現れた.



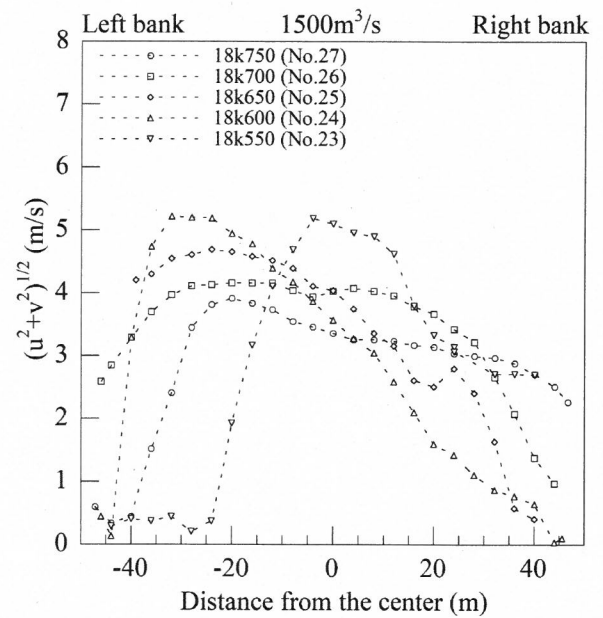
(a)



(b)

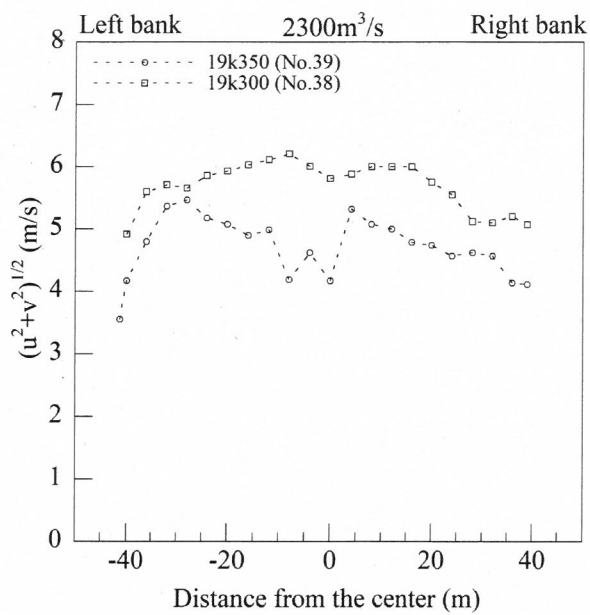


(c)

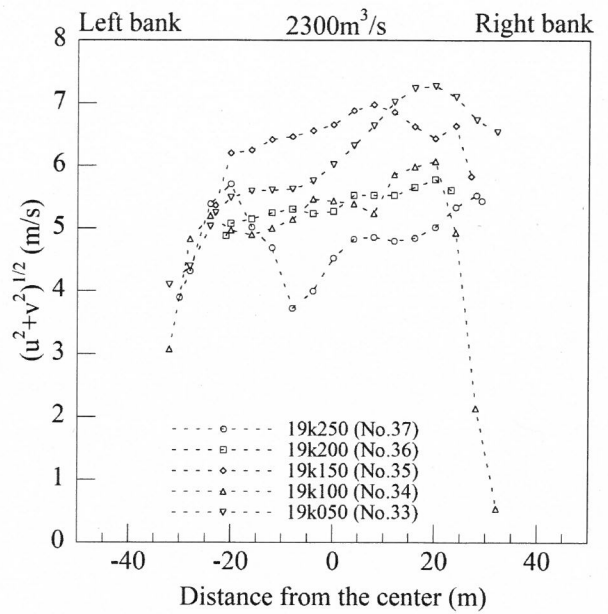


(d)

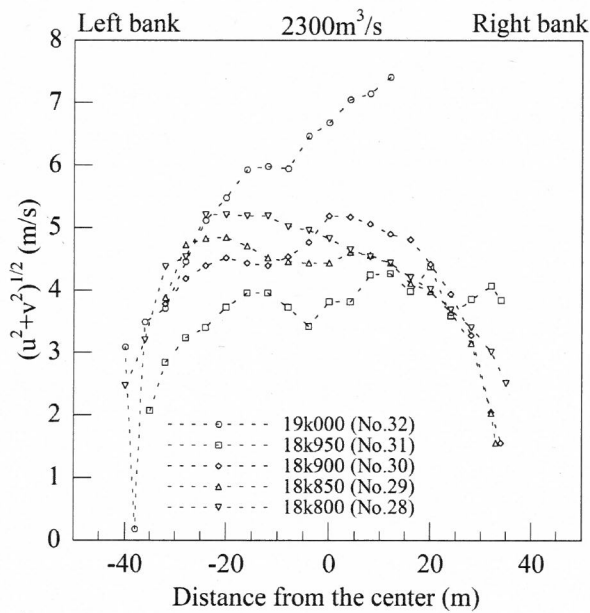
図-5.21 流量  $1500\text{m}^3/\text{s}$  時の河床底面近傍の主流速の横断方向変化



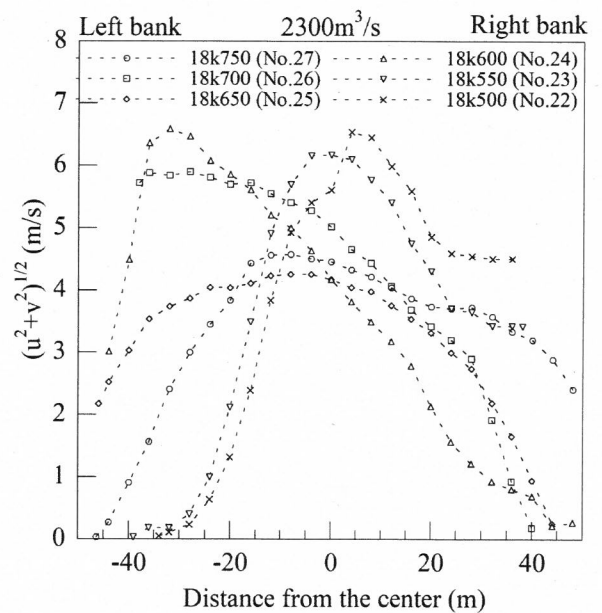
(a)



(b)



(c)



(d)

図-5.22 流量 2300m<sup>3</sup>/s 時の河床底面近傍の主流速の横断方向変化



## 参考文献

- 1) 鈴木淳史, 福島雅紀, 山本陽子, 諏訪義雄: 被災が頻発した中小河川における河川護岸の事例調査について, 河川技術論文集, 第 23 巻, 2017.
- 2) 国土交通省九州地方整備局熊本河川国道事務所: 白川水系河川維持管理計画, 2013.
- 3) 土木学会九州北部豪雨災害調査団: 平成 24 年 7 月九州北部豪雨災害土木学会調査団報告書, 2013.
- 4) 山本晴彦, 山崎俊成, 山本実則, 小林北斗: 2012 年 7 月 12 日に熊本県で発生した豪雨と洪水災害の特徴, 自然災害科学, J.JSND 33-2, pp.83-100, 2014.
- 5) 杉尾哲, 渡邊訓甫: 北川における砂州の地形変化と植生域変化に関する検討, 水工学論文集, 第 48 巻, pp.985-990, 2004.
- 6) 杉尾哲, 渡邊訓甫, 小川陽平, 森川真伍, 平川隆一: 北川の川坂砂州における植生変化について, 河川技術論文集, 第 13 巻, pp.195-200, 2007.
- 7) 杉尾哲, 渡邊訓甫: 北川本村砂州における植生状況の変動解析, 水工学論文集, 第 49 巻, pp.1435-1440, 2005.
- 8) 服部敦, 瀬崎智之, 福島雅紀, 伊藤政彦, 末次忠司: 五ヶ瀬川支流北川における河道掘削による河原形成システムの変質について, 水工学論文集, 第 48 巻, pp.991-996, 2004.
- 9) 内田龍彦, 福岡捷二: 浅水流の仮定を用いない水深積分モデルによる底面流速の解析法, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.56, pp.I-1225-1422, 2012.
- 10) 内田龍彦, 福岡捷二: 非平衡粗面抵抗則を用いた一般底面流速解析法の導出と局所三次元流れへの適用, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.71, No.2, pp.43-62, 2015.
- 11) 加藤翔吾, 福岡捷二, 内田龍彦: 常願寺川現地実験水路における 河岸防護工近傍の流れの三次元構造と 河岸に作用する流体力の評価, 河川技術論文集, 第 23 巻, 2017.
- 12) 坂本 洋, 重枝未玲, 秋山壽一郎, 志賀三智, 小野富生, 荒武宗人, 村越重紀, 平生昭二, 岩佐隆広, 多田裕治: 水理模型実験と準 3 次元洪水流解析に基づく 五ヶ瀬川の適正な分派対策の検討, 河川技術論文集, 第 23 巻, 2017.

---

<sup>13)</sup> Rodi, W: Turbulence models and their applications in hydraulics, IAHR, Delft, the Netherlands, 1984.

<sup>14)</sup> Smagorinsky: J. General Circulation Experiment with the Primitive Equations, Monthly Weather Review, 91, No. 3, pp 99-164, 1963.

## 6. 結論

本研究では、まず、急湾曲河道を有する氾濫域で発生した洪水災害を対象に、災害の発生メカニズム、浸水プロセス、被害の規模を総合的に分析し、家屋の存在による氾濫流に与える影響を反映させた二次元氾濫数値解析を行い、洪水による浸水の危険性を評価する手法に関する検討を行った。そして、急湾曲が緩湾曲化された改修河道を対象に、流れ構造を把握するための準三次元数値解析と水理模型実験を行い、主流部の流れ特性と河床変動特性の解明を進めた。

本章では、本研究で得られた知見を要約して示し、結論とする。

第1章では、地球規模の異常気象、局地的短時間集中豪雨の頻発を背景に、今後の気候変動に関する政府間パネル(IPCC)が発表した気候変動に関するシナリオをもとに、日本全国の河川治水計画の有効性を検討し、過去の気象統計データから豪雨の発生傾向や場所を分析する。後半から本研究の研究対象である白川流域および河道特性について述べた。1時間50mmを超過する降雨の生起確率は、以前に比べて確実に上昇していることがわかった。これにより、都市域河川の氾濫や内水氾濫の発生する危険性が高まっていることを示した。

第2章では、過去20年間に日本国内において発生した主要な洪水災害を鑑みて、現地調査の結果報告や水害発生メカニズム・浸水プロセスに関する研究など、これまでの既往研究をもとに、個々の災害の発生要因や災害規模、被災拡大の要因を整理・分析し、水害の発生傾向などを総括的に概観するとともに、河川管理や河道改修に関する既存の研究成果と得られた知見をまとめ、本研究の位置づけを示した。

第3章では、2012年7月九州北部豪雨により、甚大な浸水被害を受けた熊本県熊本市龍田陳内地区四丁目を対象に、急湾曲河道を対象とする河川域と氾濫域が一体的に扱える数値解析を行った。解析結果を痕跡値・実験値と比較し、その妥当性を検証した。家屋の存在を境界条件として取り扱う可能性を示した。堤内域の構造物の配置を高い精度で再現することで、堤内地における氾濫流の流速や水深など流れの挙動を詳細に把握

することができた。これによって避難時において、避難経路や避難方法を決定するための有用な情報を提供することができた。数値解析により、越水氾濫の発生した堤防側道路沿いや、公園、駐車場などの開けた場所は氾濫流が集中しやすく、流れが速いことがわかった。また、堤防から離れている家屋に高い流体力を受ける可能性があることがわかった。

家屋の高さを現地地盤高に加え、家屋を地盤高として取り扱う試みを行い、2017年7月九州北部豪雨の花月川洪水氾濫を対象に、数値解析を実施した。現地調査の結果と比較し、その妥当性を確認した。家屋を一括的に処理できることや、解析領域が一般座標系で計算負荷が少ないなど、家屋を考慮した広範囲かつ大規模な領域を数値解析できることがわかった。計算の結果により、越流氾濫の発生箇所から堤内地へ流れ込む氾濫流の挙動は、家屋の存在による影響を強く受けており、浸水範囲や到達時間、浸水深分布に大きく左右することがわかった。

第4章では、急湾曲河道を緩湾曲化することで、河道内の河床変動特性を把握するために、平面二次元数値解析を行った。砂州の発生位置の特定、砂州の波長・波高などの特徴量と流量との関係、そして代表粒径の大きさと砂州発生規模の関係を明らかにした。白川上流域から生産される土砂の粒径を持つ土粒子は、出水にともなって改修河道に堆積し、その波長と波高は発達することがわかった。

第5章では、改修河道区間における流れ特性を明らかにするとともに河道改修による氾濫危険度の評価を検討する。そのため、無ひずみのスケール 1/100 の固定床水理模型実験と、Boussinesq と静水圧を仮定とした非圧縮性レイノルズ平均 Navier-Stokes 方程式の解に基づく準三次元数値解析を行った。

水理模型実験において、流れの挙動を明らかにするために、ウラニンとローダミン *b* を投入し、流れの可視化をし、河道内流れを定性的に評価した。また、PIV 粒子画像計測法を用いて、流れ場に対して定量的な検討を行った。さらに、河道改修による河床底面に働く掃流力の増加にともなう河道安定性の評価を行った。蛇行改修河道にける内部の流れの挙動と乱流の発生による内部抵抗の特性を明らかにするため、時間平均場(RANS)に基づく  $k-\varepsilon$  モ

デルを組み込んだ準三次元数値解析を行った。これによって、低水路内では河道の主流部の直交方向に発生する断面二次流の特性を明らかにした。単断面蛇行水路では、遠心力によって外岸側に最大流速が現れるのに対して、複断面蛇行水路では、高水敷上の流れによる横断方向のせん断力によって誘起され、二次流の構造はまったく異なり、流量の増加により最大流速が現れる場所は内岸側へ移動したことがわかった。

以上が本研究より得られて成果に基づく結論である。

## 今後の研究展望

本研究では、急湾曲河道を有する氾濫域で発生した洪水災害を対象に、災害の発生メカニズム、浸水プロセス、被害の規模を総合的に分析し、家屋の存在による氾濫流に与える影響を反映させた二次元氾濫数値解析を行い、洪水による浸水の危険性を評価する手法に関する検討を行った。

水害リスク評価というのは、「被害の規模」×「発生確率」の組み合わせによって表現するもので、洪水危険性評価に関するもっとも身近にあるのは、「洪水ハザードマップ」である。しかし、現行の洪水ハザードマップのほとんどは、浸水深のみでその危険性を評価している。住民の避難の成敗に直結する氾濫時の流速および流向、浸水到達時間や浸水範囲などの要素を考慮しておらず、真の水害リスク評価とは言えない。そこで本研究では、氾濫流の挙動に大きく影響を与える堤内地の家屋の存在を考慮し、その影響を反映させた二次元氾濫数値解析を行い、水害リスク評価のための新たな解析手法を示し、評価に必要な情報を提供できた。これらをもとに、現在の浸水深のみで洪水危険性を表す洪水ハザードマップの見直しを行い、家屋の存在を考慮した浸水深に加えて水害リスクの評価項目を、流速や流体力、到達時間などの要素まで拡張し、水害危険性に関する洪水ハザードマップの健全化と高精度化することが期待される。

一方、本研究で行われている氾濫数値解析は、過去一定期間の雨量データから確率分布モデルにあてはめて確率降雨量を求め、それをもとに流出解析で洪水流量を計算し、

これを入力パラメータとして氾濫数値解析モデルに入力し、浸水氾濫の計算結果を求め  
るいわば、決定論的な方法で検討を行った。しかし、洪水の発生による浸水氾濫の予測  
のように、自然現象が原因で発生する事象は、常に変動性と不確実性が存在するため、  
正確に一つの数値で評価を行うことができない。変動性は自然現象が本来的に持っている  
ランダムな変動である。例えば、降雨の時間的変動も自然本来の変動性の現れであり、  
いくら情報を集めてもこの変動性がなくなる。不確実性は、人間の不十分な知識、  
不十分な情報による不確かさである。この不確かさを調査や研究、分析などの手法によ  
って低下させることはできるが、不確実性がなくなるわけではない。このように意思決  
定のプロセスにおいて、数値の不確かさを確率分布で表現することには意味がある。特  
に治水計画の意思決定のプロセスにおいて、氾濫数値解析と浸水被害の計算結果は判断  
の根拠として用いられることから、計算には不確実性の存在を無視することができない  
のである。氾濫数値解析では、降雨量データ、数値モデルのパラメータ、出力データを  
確率分布で表現することで、それぞれの数値の不確実性を表現できる。これらの数値の  
設定において、今後の調査や研究など知見と情報の蓄積によって、確率分布の幅が狭く  
なり、不確実性を低下させ、より確実のほうへ移行することができる。今後、治水計画  
の意思決定のプロセスにおいて、判断の根拠となる氾濫数値解析と浸水被害算定を行う  
とき、入力データやモデルパラメータ、出力データなどを一つの確定的な数値で与える  
のではなく、すべてが確率分布をともなったもので検討すべきである。

## 謝辞：

博士後期課程学位論文を提出するあたり、お世話になりました方々にこの場をお借りしましてお礼を申し上げます。

本研究を進めるにあたりまして終始あたたかいご指導と激励をくださいました前橋工科大学工学部社会環境工学科平川隆一准教授に心より感謝の意を表します。平川隆一先生には、研究室生活全般にわたってお世話になりました。中でも本研究の主幹である水理模型実験と数値解析に関しまして、昼夜を問わず懇切なご指導をいただき、深く感謝いたします。

審査委員をお務めいただきました前橋工科大学工学部社会環境工学科田中恒夫教授、森田哲夫教授、前橋工科大学工学部システム生体工学科王鋒教授、そして学外委員の熊本大学大学院先端科学研究部大本照憲教授には、大変お世話になりました。論文の内容を充実させ、質を高めるためのたくさんのアドバイスと助言をいただき、本当に有り難うございました。

前橋工科大学工学部社会環境工学科土倉泰教授には研究と向き合う姿勢や研究に関する困難克服のための具体的な考え方と方策をお教えいただきました。心よりお礼を申し上げます。また、前橋工科大学工学部社会環境工学科森友宏准教授に、研究の進め方や研究生活の悩みなどについて親身になって相談に乗っていただきましたことを深くお礼を申し上げます。学部生の頃から、当時の学年担当をお務めていた前橋工科大学工学部名誉教授の湯沢昭先生に大変お世話になりました。心より感謝を申し上げます。

研究室のゼミ・論文作成など、数々の場をともにしてきた同研究室に在籍していた恩田実之留氏と伊東孝広氏、沼口慎太郎氏には感謝いたします。

学部から博士課程修了まで、前橋工科大学で過ごした9年間において、お世話して下さった先生方、大学事務局方々、先輩方、後輩達、大学の友人達に感謝いたします。

最後に、これまで私をあたたかく応援してくれた両親と叔母の家族、私を明るく励ましてくれて、支えてくれた妻、そして義理の両親に心から感謝いたします。