



Title	急流河川における急激で大規模な河道変動に伴う側岸侵食リスクと治水対策に関する研究
Author(s)	岡部, 和憲
Citation	北海道大学. 博士(工学) 甲第14441号
Issue Date	2021-03-25
DOI	10.14943/doctoral.k14441
Doc URL	http://hdl.handle.net/2115/81390
Type	theses (doctoral)
File Information	Kazunori_Okabe.pdf



[Instructions for use](#)

急流河川における急激で大規模な河道変動に伴う
側岸侵食リスクと治水対策に関する研究

Study on the risks of bank erosion in steep-slope rivers caused by channel
migration due to flooding and its application to flood control management

2020年12月

岡部 和憲

目次

第1章 序論	1
1.1 研究背景と目的	1
1.1.1 はじめに	1
1.1.2 北海道における記録的な豪雨災害と急流区間での災害の特徴	3
1.1.3 北海道における気候変動と降雨特性の変化	7
1.1.4 研究の目的	11
1.2 研究の構成	12
2章 音更川の諸元と既往研究, 2016年8月洪水における被災状況と河道諸元の変化	17
2.1 はじめに	17
2.2 音更川の諸元と河道変遷	17
2.3 音更川の河道変動と側岸侵食特性に関する既往研究	21
2.3.1 河道変動と側岸侵食特性	21
2.3.2 低水護岸の流失と高水敷の侵食, 堤防の被災	24
2.4 2016年8月洪水による音更川の被災状況と河道諸元の変化	25
2.4.1 降水, 水位, 流量	25
2.4.2 音更川中下流域(国管理区間)における被災状況	27
2.5 結語	30
参考文献	31
3章 2016年8月洪水における音更川上流区間における大規模な流路蛇行化プロセスの検討	35
3.1 はじめに	35
3.2 音更川上流で発生した河道変動	36
3.2.1 平面形状の変化	36
3.2.2 河床変動量	39
3.2.3 低水護岸の破壊, 痕跡水位	40
3.3 数値解析による非定常流量下における蛇行流路の発達	41
3.3.1 数値計算モデル(iRIC Nays2D)について	41
3.3.2 解析条件	44
3.3.3 計算結果と考察	46
3.4 結論	51
参考文献	52
Appendix3-1(1)	54
Appendix3-1(2)	56
4章 音更川上流区間における流量ハイドログラフ形状の違いによる側岸侵食リスクの変化	59

4.1	ピーク流量生起時間の違いに関する検討	59
4.1.1	はじめに（検討の視点）	59
4.1.2	数値解析の解析条件	59
4.1.3	計算結果と考察	60
4.1.4	結語	66
	参考文献	67
4.2	ピーク流量規模の違いに関する検討	68
4.2.1	はじめに（検討の視点）	68
4.2.2	数値解析の解析条件	69
4.2.3	計算結果と考察（音更川の将来洪水量を想定した流路変動特性）	69
4.2.4	ピーク流量規模の違いに関する考察	73
4.2.5	結語	74
	参考文献	75
4.3	結論	75
	Appendix4-1(1)	76
	Appendix4-2(1)	78
	Appendix4-3(1)	80
5	護岸背後の高水敷侵食と側岸侵食リスク	83
5.1	はじめに（検討の視点）	83
5.2	音更川における護岸・高水敷の被災事例	84
	(1) 低水護岸および高水敷の流失後に堤防決壊に至る被災状況	85
	(2) 低水護岸および高水敷の被災状況	86
5.3	水理模型実験	88
5.3.1	実験概要	88
5.3.2	実験結果と考察	91
5.4	結論	94
	参考文献	95
6	急流区間における侵食リスク評価および対策工法についての考察および提案	97
6.1	はじめに（侵食リスク評価の必要性）	97
6.2	侵食リスクの評価について	98
6.2.1	本研究で得られた結果	98
6.2.2	侵食リスクの評価について	99
6.3	河道の急激で大規模な変動による侵食リスクに対応する対策工等の提案	101
6.4	結論	105
	参考文献	106
7	結論	107
	論文（査読あり）	110

学会発表	111
謝辞	112
10th Symposium on River, coastal and estuarine morphodynamics.....	114

第1章 序論

1.1 研究背景と目的

1.1.1 はじめに

近年、我が国では台風や前線が要因となって従来の観測記録を更新する豪雨災害が多発し、毎年のように甚大な洪水被害が発生している（表1-1）¹⁾。こうした近年の全国各地で甚大な災害が頻発する状況において、北海道においても2016年8月17日から8月23日の1週間に7号、11号、9号の3個の台風が上陸し、北海道東部を中心に大雨により河川の氾濫や土砂災害が発生した。さらに、これらの先行降雨に続く8月29日からの前線による降雨および台風10号の接近による大雨では、十勝川水系や石狩川水系・空知川上流で幾箇所もの堤防決壊や河川氾濫、橋脚流失が発生した他、日高山脈東側においても多数の道路や橋梁の流失などが相次ぎ、大きな災害となった。この2016年北海道豪雨災害における被害の全容としては（2016年10月11日現在²⁾）、人的被害が死者4名および行方不明者2名、住家被害が全壊29棟、床上浸水273件および床下浸水989件ほか、住民避難については最大687個所の避難所が開設され、最大11,176名の避難者が確認されている。ライフラインについては、道路、鉄道、電気および水道に大きな被害が及び、国道では道央と道東を結ぶ幹線の274号線が長期間の通行止め、鉄道では根室本線の不通により長期間の運休が生じた。さらに産業被害については、基幹産業の農業に40,258haにわたる被害が確認された他、水産業、林業、商業および工業にも被害が及んだ。総被害額は2,803億円に及ぶ北海道での過去最大規模となり、昭和56年（1981年）8月の通称56水害による被害額2,705億円を上回るまさに歴史的な水害となった。

表1-1 近年の豪雨災害発生状況¹⁾

年	水災害の概要
2013年	台風18号 京都府、由良川・桂川等で浸水被害 渡月橋で欄干まで水位上昇
	台風26号、東京都大島町で土石流、死者40名
2014年	前線に伴う豪雨により広島市で土砂災害多発、死者77名
2015年	台風18号 鬼怒川の堤防決壊により常総市で約9,000棟の浸水被害
2016年	台風10号を含む連続した台風襲来により北海道・東北で甚大な被害 土砂移動を含む氾濫により物流網や農地の被害が顕著に
2017年	九州北部豪雨 赤谷川等で大量の土砂・流木を伴う氾濫被害
2018年	西日本豪雨 台風7号により広域的かつ同時多発的な被害 岡山県倉敷市真備町で高梁川・小田川等で堤防決壊 死者52名、水深5m超も
2019年	前線に伴う豪雨により佐賀県で甚大な被害、鉄工所からの油流出
	台風19号 阿武隈川・千曲川等で堤防決壊

こうした近年の豪雨に伴う大規模な災害については、気候変動の影響の顕在化という視点のほかに、災害発生時の特徴の一つとして、2017年九州豪雨災害時の赤谷川あるいは2016年北海道豪雨災害時の十勝川水系の複数の支川（札内川、音更川、戸蔭別川など）のように河川中上流部の急流区間において短時間での大規模かつ急激な流路変動に起因する被災が生じたことがあげられる。なかでも、十勝川水系の複数の支川においては、水位が堤防を越えていないにもかかわらず、河岸・堤防・橋台背面等が侵食被害を受け、家屋の流失、農地土壌の流失、堤防の決壊、橋梁・道路の被災を招いたことが調査報告で指摘されている³⁾。図1-1に十勝管内にて堤防決壊が発生した箇所、および図1-2に本研究にて着目する被災状況として十勝川水系音更川の上流区間(北海道庁管理区間)の災害後の様子を示す。今般の出水では十勝川の複数の支川において堤防決壊が発生したこと（図1-1）、および音更川の上流区間では出水の影響により河道が大きく左右に蛇行し、堤防が左右岸交互に7箇所亘って決壊している状況が確認できる（図1-2）。これらの被害は、蛇行に伴う河道の拡大によって側岸侵食が堤防ラインを越えて進行したものであるが、上述のとおり、現地に残された痕跡水位によると堤防を越水した流れは確認されておらず、河川中上流域の急流区間における側岸侵食の特異性と、それに伴う堤防決壊リスクが十分に存在することを実現象として目の当たりにするものであったと言える。

2016年以降も毎年のように全国各地で大規模な豪雨災害が発生しており、河川行政当局は従来の範疇を超えて気候変動の影響を前提とした河川整備への転換と流域全体での治水政策を考えるという新たな方向に取り組み始めた⁴⁾。一例として、現在、一般的なハザードマップは想定される豪雨災害の際に、浸水が予想されるエリアとその予想水深が示されているものと、上流域の土砂生産域



図 1-1 2016年北海道豪雨災害の台風10号通過後の堤防決壊箇所(開発局提供データを利用), 図中の番号は地図と写真の対応を示す

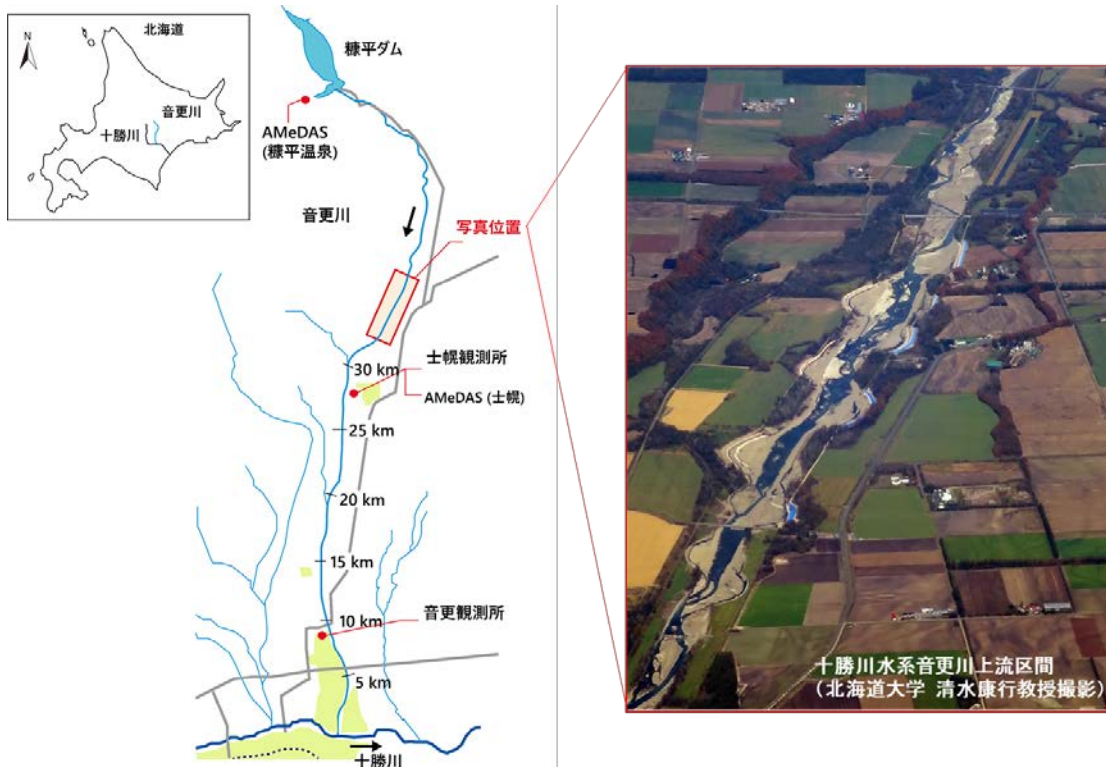


図 1-2 2016 年北海道豪雨災害による音更川上流区間の被災状況(2016/10/19 撮影)

等における土石流災害に関して作成されているものがあるが、2016年に十勝川水系で発生したような河川中上流域の急流区間における侵食災害に関するリスクを示したものは作成されていない。今後、気候変動により豪雨災害が更に激甚化・頻発化する可能性が高いことを考えると、特に急流河川に着目した側岸侵食のメカニズムを明らかにするとともに、河川沿川の土地や施設について侵食被害を受けるリスクを評価するための技術的手法を確立することは急務である。また、これらの側岸侵食リスクを河川の整備・維持管理に反映させると共に、ハザードマップ情報に侵食リスクに関する情報まで併記し、広く社会に情報提供・普及させることが必要と考える。

1.1.2 北海道における記録的な豪雨災害と急流区間での災害の特徴

わが国で台風の統計を開始した1951年以降2015年まで、北海道において4個の台風が上陸した記録はない。しかし2016年8月、北海道では3個の台風(7, 11, 9号)が連続して上陸し、その後すぐに前線および1個の台風(10号)が接近したことで甚大な豪雨災害が北海道各地にもたらされた。

図1-3に2016年8月の台風の経路を示す。図から分かる通り、台風10号は太平洋側から東北地方に上陸するという特異なコースをとった。台風が次々に日本の南海上で発生し、特に台風10号が特異なコースを辿った理由には、同域の海水温が平年より高かったことと、太平洋高気圧の西への張り出しが弱かったことで日本の東側を北上するような結果をもたらしたためと考えられている⁵⁾。さらに台風接近に伴い流入した暖湿気は日高山脈にぶつかって地形性降雨を発達させたため、日高山脈を中心に500mm以上の北海道としては記録的な大雨(図1-4)をもたらした³⁾。これらの台

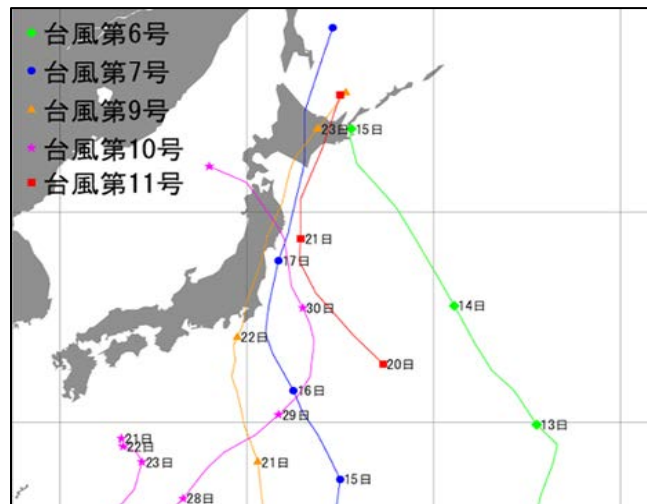


図 1-3 2016 年北海道豪雨災害における台風ルート⁵⁾

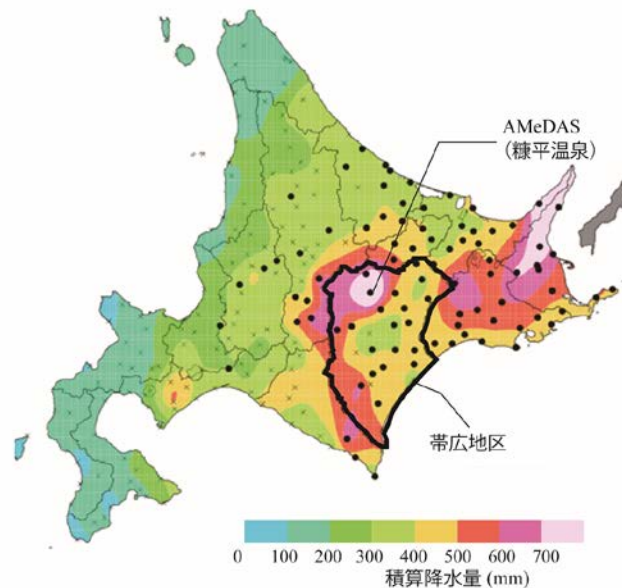


図 1-4 2016 年 8 月 月降水量（札幌管区气象台提供）

風により、北海道内のアメダス観測地点の約 4 割（89 箇所）では月降水量の第 1 位を更新（表 1-2）しただけでなく、それまでの月降水量記録を大幅に上回る地点が続出した。

これに伴って道内の各水系で水位が上昇し、5 水系 6 河川（石狩川水系空知川，十勝川水系十勝川，音更川及び札内川，常呂川，網走川，釧路川）において既往最高の水位を記録することとなった（空知川・南富良野町における氾濫状況の動画を添付の CD に掲載，動画-1）。特に，十勝川水系においては 12 箇所の観測所で観測史上第 1 位の水位を記録し（図 1-5），音更川における大多数の河岸侵食や堤防決壊³⁾⁶⁾⁷⁾⁸⁾，北海道管理の札内川支川の堤防が約 200m 決壊³⁾⁹⁾，札内川と戸蔦別川の堤防決壊とが相まって両川合部付近で約 50ha の浸水等が発生³⁾¹⁰⁾¹¹⁾した。このほか，十勝川水系では北海道管理のパンケ新得川（新得町）³⁾，ペケレベツ川（清水町）³⁾¹²⁾，小林川（清水町）¹³⁾，芽室川（芽室町）などにおいても河岸侵食にともない橋梁や住家等に大きな被害が発生した¹⁴⁾。

表 1-2 月降水量の1位を更新した地点(上位10地点)
(札幌管区气象台 HP より引用)

観測所	地域	2016.8・mm	2位・mm	生起年月	1位/2位
ぬかびら源泉郷	(十勝)	978.0	575.0	1981.8	1.7
糸楯別	(根室)	819.0	477.0	1994.9	1.7
宇登呂	(オホーツク)	800.5	507.0	1981.8	1.6
羅臼	(根室)	791.0	392.5	2012.11	2.0
上標津	(根室)	719.5	278.0	2009.7	2.6
三股	(十勝)	714.0	354.5	2011.9	2.0
根室中標津	(根室)	700.0	344.0	2009.7	2.0
阿寒湖畔	(釧路)	694.5	451.0	1981.8	1.5
中標津	(根室)	666.0	345.0	1994.9	1.9
中札臼	(日高)	646.5	590.0	1981.7	1.1

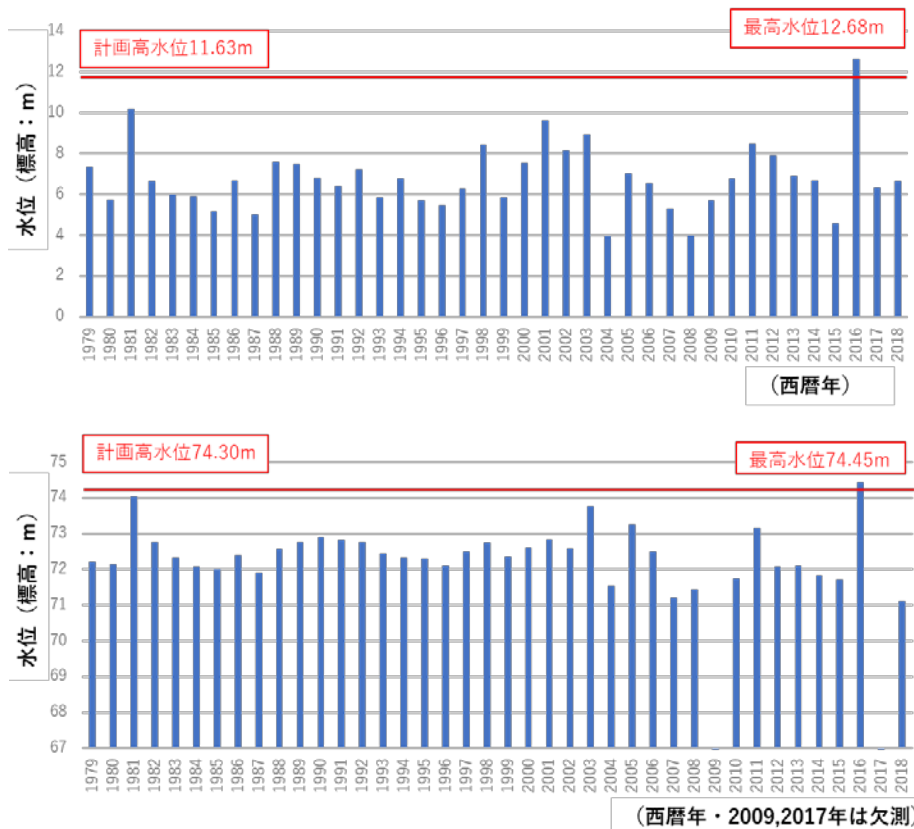


図 1-5 十勝川および音更川の年最高水位(国土交通省水文水質データベースより作成)
上)十勝川茂岩観測所, 下)音更川音更観測所

図 1-6 に、十勝川水系の中上流および石狩水系空知川の急流区間における被災状況を示す。図より、いずれの箇所も増水による土砂移動が活発で、流路の拡幅および河道内への多量の土砂の堆積が認められる。これらの被災をもたらした流路の蛇行化は、主に台風 10 号通過時(2018 年 8 月 31 日)のほぼ 1 晩で発達したものであり、(1) 河川の急勾配区間では短時間で比較的大規模な流路変動が急速に発達する可能性があること(図 1-6a-f)³⁾⁶⁾⁹⁾¹⁰⁾¹²⁾など、(2) 水位が堤防高を超えない状況

下でも低水路が土砂で埋没することで側岸侵食により堤防決壊が起こりうること（図 1-6a-e）³⁾⁶⁾⁸⁾¹⁰⁾¹⁵⁾など，(3) 堤防決壊後に堤内地へ氾濫した水が更なる河床変動や破堤を誘発することなど（図 1-6c, e, f）³⁾¹⁰⁾¹⁶⁾など，各水系の下流部の緩勾配区間で発生する越水や浸透による堤防決壊あるいは内外水による浸水被害といった被害形態とは災害発生状況が異なることが確認できる。

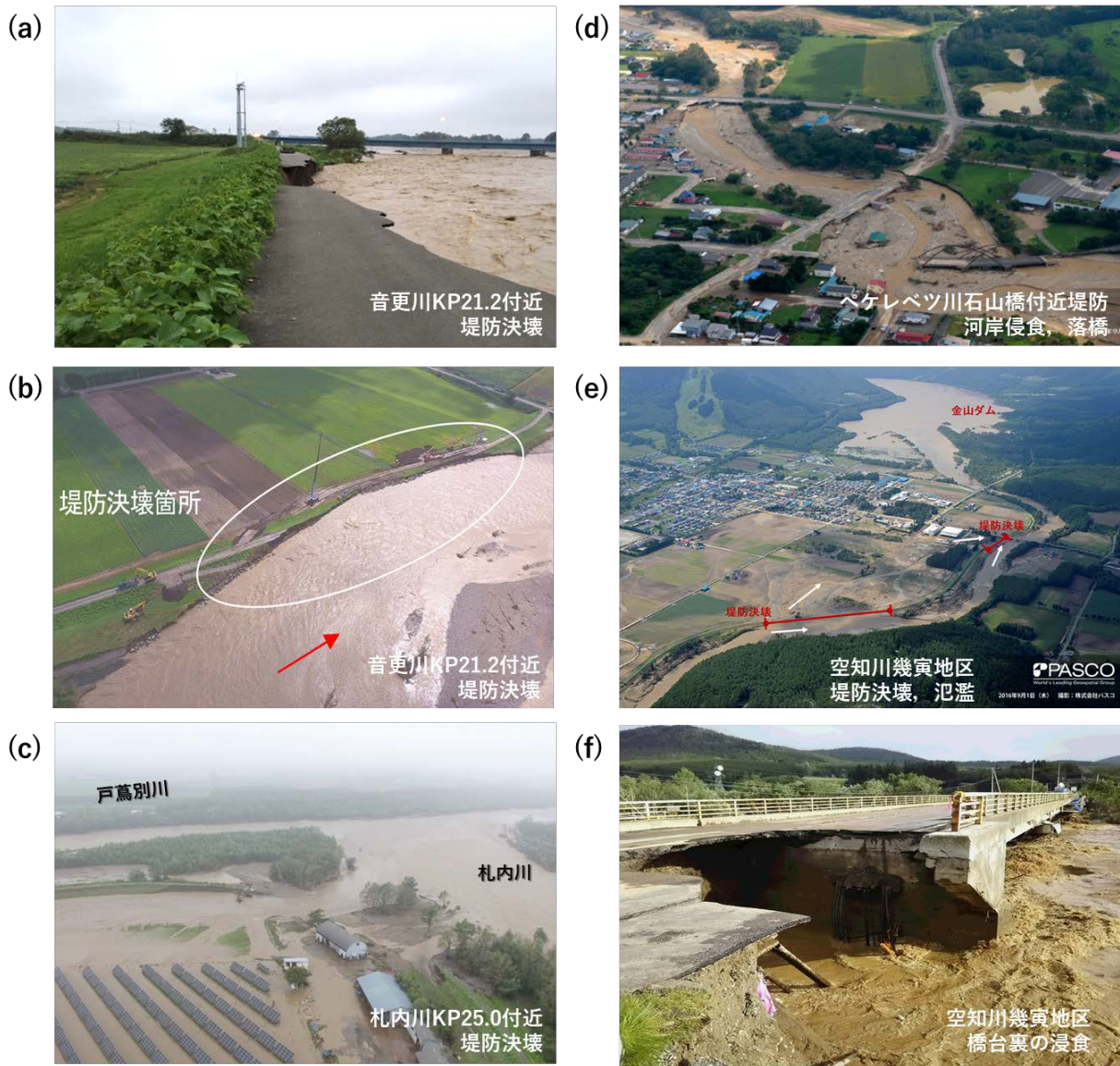


図 1-6 急流区間の被災状況

- a) 十勝川水系音更川 KP21.2 付近(開発局提供)
- b) 音更川 KP21.2 付近(村上土建開発株式会社提供)
- c) 十勝川水系札内川と戸蔦別川との合流点付近(開発局提供)
- d) 十勝川水系ペケレベツ川石山橋付近(株式会社パスコ提供)
- e) 石狩川水系空知川幾寅地区付近(株式会社パスコ提供)
- f) 石狩川水系空知川幾寅地区太平橋(調査団撮影)

つまり、河川の急流区間においては、河川の蛇行に伴う河岸侵食が発生することで出水中に流路の拡幅が生じ、越水や漏水が無くとも堤防の決壊や護岸あるいは橋台背面の侵食をもたらすことが分かる。したがって、今後の急流河川の計画、整備、管理においては、これまで以上に大規模な降雨の発生可能性を想定したうえで、今回明らかとなった従来の複断面河道と堤防による治水方式の課題を整理し、横断方向に対する侵食メカニズムを踏まえたうえでの侵食防止のための技術を検討する必要があると言える。このことは、2016年8月北海道豪雨災害調査団報告³⁾においても、低水路のみでなく高水敷、堤防を含めて一体となった侵食防止工法の検討の重要性が指摘されており、河川行政における喫緊の解決すべき課題であることは疑う余地はない。

1.1.3 北海道における気候変動と降雨特性の変化

気候変動については、その原因を含めて様々な議論が交わされている状況であるが、公表されている大気や海洋の温度に関する長期的変動データ¹⁷⁾の傾向からは、気温、海水温が上昇していることが確認できる。気候変動に関する観測事実や予測・影響等について、我が国政府の2018年時点の公式な見解¹⁸⁾は以下のとおりである。

・気温：

世界の平均気温は19世紀後半以降100年あたり0.72°Cの割合で上昇している。21世紀末にはRCP2.6シナリオで0.3~1.7°C、RCP8.5シナリオで3.4~5.4°C上昇すると予測され、低緯度より高緯度の方が、気温上昇が大きい傾向が見られる。

・降水量：

世界の年降水量は全球で一様な変化傾向はなく、将来は湿潤地域と乾燥地域、湿潤な季節と乾燥した季節の間での降水量の差が増加すると予測される。日本では、年降水量は1970年代以降年ごとの変動が大きくなっており、短時間強雨や大雨の発生が増加している一方で、降水日数が減少する傾向が見られる。21世紀末には、短時間強雨の発生回数がすべての地域及び季節で増加し、大雨による降水量も10% (RCP2.6シナリオ) ~25% (RCP8.5シナリオ) 増加することが予測される一方、無降水日も全国的に増加すると予測される。

日本全体での年平均気温の偏差を図1-7に、年降水量の偏差を図1-8に示す。図1-7によると、我が国の年平均気温の長期変化傾向(トレンド)は、100年あたり1.24°Cの割合で上昇していることが分かる。一方、図1-8によると我が国の年降水量偏差には長期変化傾向はみられない。ただし、1970年代から2000年代にかけて年ごとの変動幅が比較的大きくなっていることが分かる。

続いて、図1-9に洪水災害発生との関連性が高いと考えられる1時間降水量80mm以上のアメダス1300地点あたりの発生回数を示す。また、図1-10には、特に大川川の洪水被害との関連性が高いと考えられる日降水量200mm以上の1地点あたりの年間日数を示す。図1-9によると、1時間降水量80mm以上の降水については増加しており、発生回数の長期変化傾向(トレンド)は10年あたり2.7回増加している。また、図1-10によると、日降水量200mm以上の1地点あたりの年間日

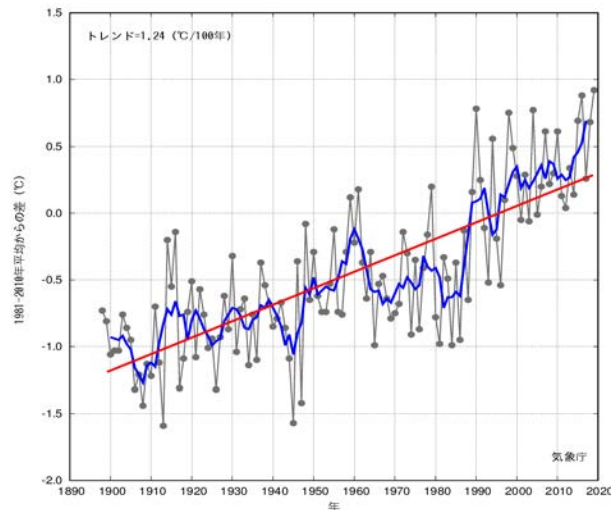


図 1-7 日本の年平均気温偏差, 基準値は 1981~2010 年の 30 年平均値 (気象庁 HP より⁵⁾)

黒線: 各年の平均気温の基準値からの偏差

青線: 偏差の 5 年移動平均値,

赤線: 長期変化傾向

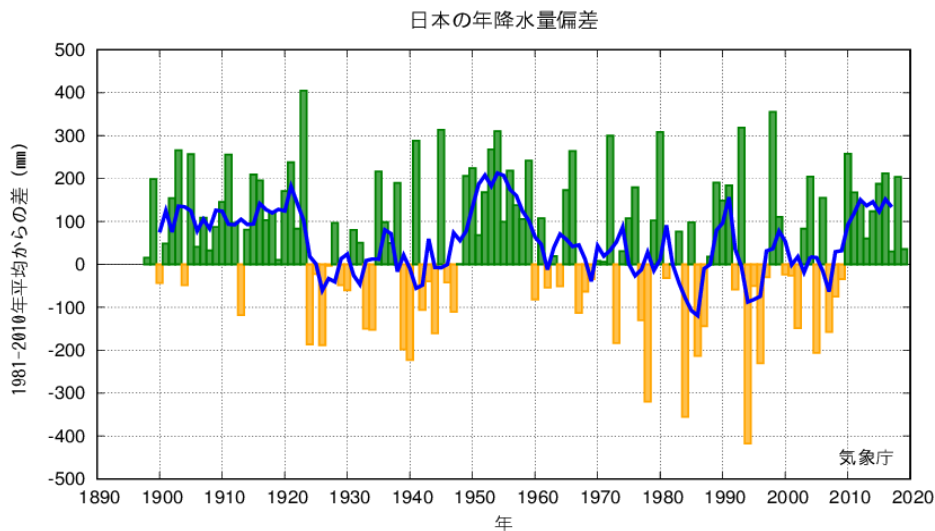


図 1-8 日本の年降水量偏差, 基準値は 1981~2010 年の 30 年平均値 (気象庁 HP より⁵⁾)

棒グラフ: 各年の降水量の基準値からの偏差

青線: 偏差の 5 年移動平均値

数についても増加しており, 長期変化傾向 (トレンド) としては, 100 年あたり 0.05 日の増加を示している。

これらのデータを踏まえると「近年になって全国的に猛暑日の日数が増えている」「豪雨災害が頻発しその被害規模も甚大になってきている」といった我々の実感とある程度符合していると考えられる。したがって, 本研究において豪雨災害と大規模河道変動, それに伴う側岸侵食リスクおよび治水対策への応用について検討するにあたり, 対象とする河川が今後どの程度気候変動の影響を受

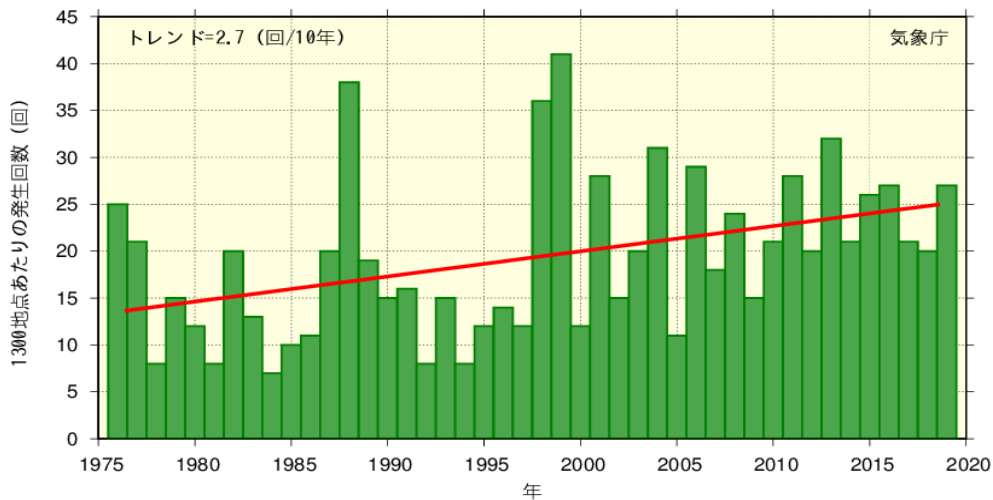


図 1-9 全国の 1 時間降水量 80mm 以上の年間発生回数の経年変化 (1976~2019 年)¹⁹⁾
 棒グラフ(緑)は各年の年間発生回数を示す(全国のアメダスによる観測値を 1300 地点あたりに換算した値), 直線(赤)は長期変化傾向(この期間の平均的な変化傾向)を示す

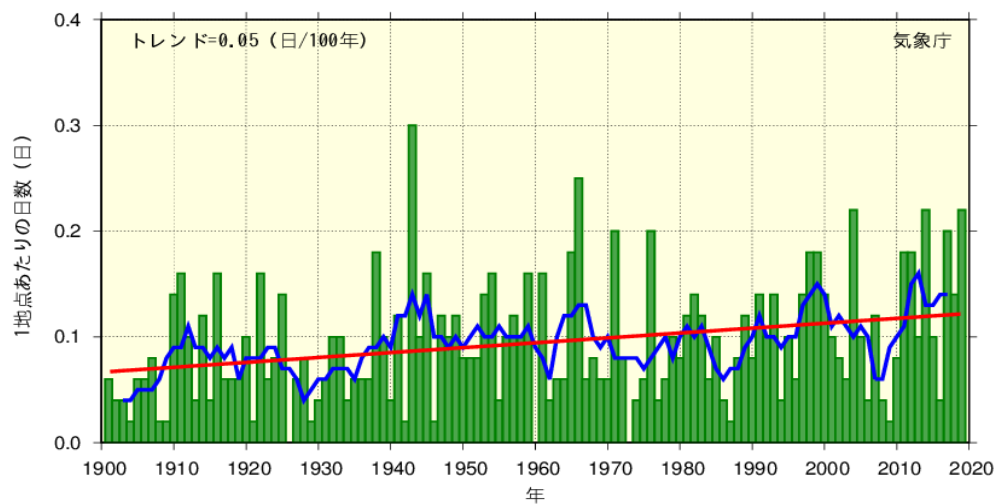


図 1-10 全国の日降水量 200mm 以上の年間日数の経年変化 (1901~2019 年)¹⁹⁾
 棒グラフ(緑)は各年の年間日数を示す(全国 51 地点における平均で 1 地点あたりの値), 青線は 5 年移動平均値, 赤線は長期変化傾向(この期間の平均的な変化傾向)を示す

ける可能性が存在するかについてまで含めた議論を行う必要があると考えるべきと言える。

このような状況を踏まえ、河川行政を所管する国土交通省においても「気候変動を踏まえた治水計画に係る技術検討会」等を設置して取り組みを始めている。IPCC 第 5 次評価報告書による将来の気候変動シナリオから RCP8.5 (4°C 上昇相当) における気候変動予測結果を基に将来の降雨量変化の試算を実施し、これを踏まえ 2°C 上昇相当の RCP2.6 における降雨量の変化率を算出したものが検討会の報告として公表されている。これによると我が国の地域区分ごとの降水量変化倍率について下記のように報告されている¹⁸⁾。

・4°C上昇した場合の降雨量変化倍率：

3地域（北海道北部，南部，九州北西部）で1.4倍，その他12地域で1.2倍と試算。

・2°C上昇の場合の変化倍率：

3地域（北海道北部，南部，九州北西部）で1.15倍，その他12地域で1.1倍と試算

そのうえで，同報告では今後の治水計画の考え方と検討事項として以下の項目が提言されている。

- (1) 過去の実績降雨を活用した手法から，気候変動により予測される将来の降雨を活用する方法に転換
- (2) RCP2.6（2°C上昇に相当）を前提に治水計画の目標流量に反映し，整備メニューを充実
- (3) 降雨の時空間分布の変化，土砂・流木の流出形態等の定量的な評価・分析について検討
- (4) 社会全体で取り組む防災・減災対策の更なる強化と効率的な治水対策の進め方について検討

このような社会背景のもと，北海道においては2016年8月の洪水被害発生を契機とし，北海道開発局・北海道庁が国土交通省の検討に先んじて十勝川や常呂川について気候変動を踏まえた降雨量，洪水量，及び発生する被害の想定を試算している²⁰⁾。また，これらを踏まえ，現在，新たな治水対策の在り方について具体的な検討が進められており，表1-3および表1-4に試算段階にて想定した将来降雨および将来洪水量の予測結果を示す。試算結果によると，RCP8.5（4°C上昇）シナリオでは，気候変動の影響により十勝川・常呂川水系の計画規模の降雨量は約1.4倍に増加する。また，この降雨量の増加を踏まえると，将来的な洪水量は1.5～1.7倍に増加することが想定されている。

表1-3 降雨の分析結果²⁰⁾

地点名の後ろの数字は対象降雨の継続時間および降雨量の年超過確率を示す

	過去実験	将来実験	予想される変化
十勝川(帯広地点)72h・1/150	256mm	353mm	1.38倍
十勝川(佐幌川)72h・1/100	277mm	395mm	1.43倍
常呂川(北見地点)24h・1/100	172mm	245mm	1.42倍
常呂川(無加川)24h・1/100	172mm	246mm	1.43倍

表1-4 洪水量の分析結果²⁰⁾

表中のC11関数化は，流出計算モデルに用いる乗数(C11)を72時間雨量の関数として設定することを，再現定数は乗数を実績洪水の再現から設定することを意味する

	過去実験	将来実験	予想される変化
十勝川C11関数化	1,508～6,300 m ³ /s	2,278～9,485 m ³ /s	1.66倍
十勝川H23.9再現定数	1,293～7,258 m ³ /s	2,154～9,491 m ³ /s	1.54倍
十勝川H28.8再現定数	2,658～11,750 m ³ /s	3,586～17,024 m ³ /s	1.47倍
常呂川H28.8再現定数	1,172～2,869 m ³ /s	1,629～6,097 m ³ /s	1.57倍

さらに、洪水量の増加を踏まえた各水系の洪水被害についての分析結果²⁰⁾では、浸水面積は1.3～1.4倍、浸水家屋数は1.2～1.4倍に増加することが予測され、想定死者数や最大孤立者数など人的被害への影響が特に大きい可能性が危惧されている。

気候変動がもたらす水災害への影響は、上記の検討で示された洪水流量増による洪水流の氾濫・浸水の増大に伴う影響に限らず、様々な現象を介して顕在化する。本論文で対象としているような土砂移動の活発化に伴う侵食現象に起因する災害に対しても、様々な変化を及ぼすことが考えられる。

洪水時に移動する土砂量は流量規模に応じて線形的に増加せず、掃流砂量は掃流力に応じて指数関数的に増加する。また、土砂の移動と停止のタイミングは流量変化と一致せず、時間的な遅れを伴う。さらに、多量の土砂が移動することで河道内の砂州が発達することで流れ構造が時間と共に変化する、あるいは川幅拡幅に伴う川幅/水深比の変化により、河道内に形成される中規模河床形態が変化する場合も想定される。したがって、上述したような将来降雨と洪水量の変化に伴う氾濫予想に加えて、これらが急流河川における大規模な土砂移動に伴う大規模河道変動および側岸侵食リスクをもたらすことを考慮した治水対策まで検討することは肝要と考えられる。つまり、これらを組み合わせることで、土砂移動の活発な急流河川における河床変動特性および侵食特性を踏まえ、河道周辺の土地について侵食の恐れがある範囲や頻度といった「侵食リスク」を評価する手法を確立し、河川整備計画及び維持管理計画等の治水計画策定技術の向上や避難等の防災計画の充実に資することができると思われる。

1.1.4 研究の目的

以上の課題を踏まえ、本研究では既往最大洪水を記録した2016年北海道豪雨災害を対象とし、図1-11および図1-12に示す第2章～第7章までの検討を実施した。前述の通り、我が国では気候変動による降雨量の増加や流量規模の増大が想定されている。なかでも、北海道十勝川水系の場合、4度上昇シナリオでは将来洪水量は1.5～1.7倍程度まで増大する可能性が指摘されている。このような状況を踏まえると、今般発生したような急激で大規模な河道変動に起因する侵食災害リスク(堤防決壊、家屋・農地の流失、橋台背面侵食を含む橋梁の被災等)は今後も発生する可能性が高く、さらにその頻度や被害状況は拡大し激甚化することを十分に想定して対処していくことが求められる。このことから本研究では、(1) 豪雨による大規模流路変動発生プロセス(低水路の蛇行化、高水敷侵食など)とそれに伴う側岸侵食リスクを把握すること、(2) 気候変動を勘案すると侵食リスクはどのように変化するのか、(3) 堤内地の人命や財産に及ぶ大規模な侵食災害に対して、どのような対策が考え得るのか、といった視点から「十勝管内を流れる音更川を主な対象河川とし、急流河川における急激で大規模な河道変動プロセスについて解明し、それに伴う側岸侵食リスクの推定および治水対策に関する提言まで行うこと」を目的とした。

1.2 研究の構成

本論文の構成は、以下に示すとおりである。

第1章：序論

第2章：音更川の諸元と既往研究，2016年8月洪水における被災状況と河道諸元の変化

第3章：2016年8月洪水における音更川上流区間における大規模な流路蛇行化プロセスの検討

第4章：音更川上流区間におけるハイドログラフ形状の違いによる側岸侵食リスクの変化

第5章：護岸背後の高水敷侵食と側岸侵食リスク

第6章：急流区間における侵食リスク評価および対策工法についての考察および提案

第7章：結論

第1章の序論では、本論文の研究背景と目的について概説した。第2章では、本研究の主な対象河川である十勝川水系音更川について、音更川の諸元と過去災害に関する既往研究、および2016年8月洪水時の音更川における被災状況と河道諸元の変化について、過去災害と比較しながら示した。第3章では、2016年北海道豪雨災害時に一連区間の左右岸7か所の堤防決壊が確認された音更川上流区間を対象とし、現地調査データと数値解析を用いた検討を行った。現地調査データには、出水前後の上空写真（航空写真，ドローン画像，衛星画像など）と現地測量データ等を活用し、一連の出水において流路がどのように拡大し、どのようなタイミングで堤防決壊に至ったのか等について、

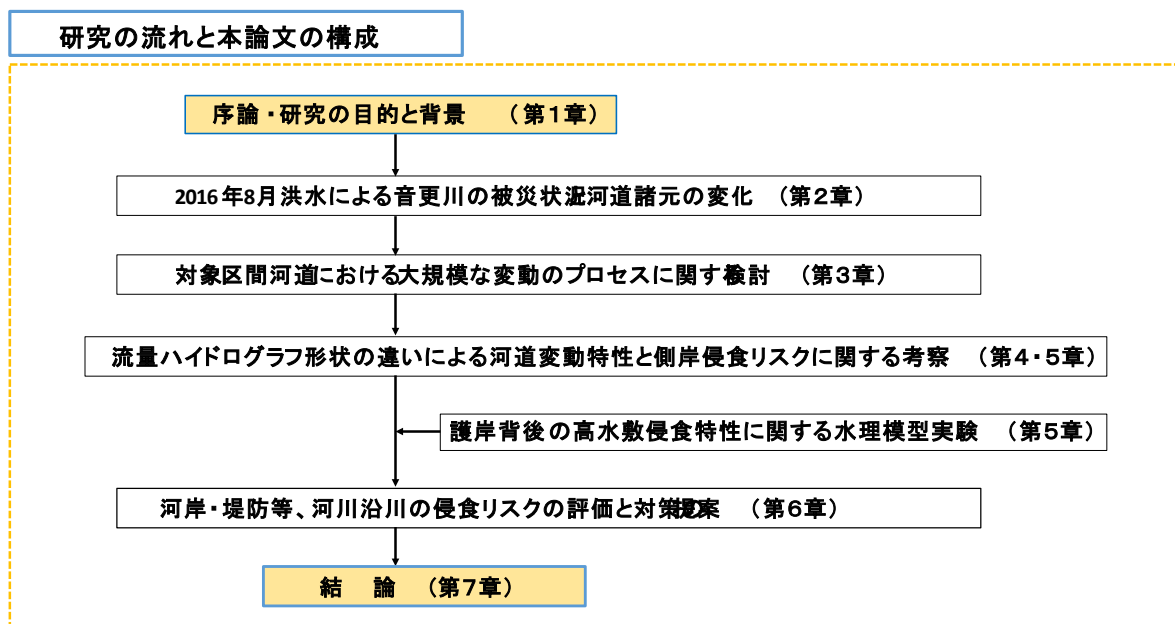


図 1-11 本論文の構成

出水の時間的経過と対象区間の河道諸元の変化について定量的な分析を行った。数値解析では、現地データを用いた分析結果を踏まえ、さらに詳細な災害発生プロセスを検討するため、非定常2次元流れ・河床変動計算モデル (iRIC Nays2D) を用いた再現計算を実施した。数値解析は再現性を確認したうえで、解析結果をもとに流量ハイドログラフに対応した河床高や掃流砂ベクトル等の時間変化に着目し、対象区間における急激で大規模な河道変動のプロセスに関する考察を行った。第4章では、第3章で検討した音更川上流区間を対象とし、まず既往最大出水規模の条件下においてハイドログラフ形状が異なった場合、どのような被災形態が想定されるかについて、数値解析モデルを用いた検討を行った。これは、第3章の検討結果および幾つかの既往報告²¹⁾²²⁾²³⁾などにおいて、音更川では出水後半のハイドログラフ形状が砂州の発達とそれに伴う流路変動および侵食リスクに影響を与える可能性が指摘されているためである。具体的には、流量規模 (ピーク流量の値) が実績洪水と同じであるが、ピーク流量の生起時間が異なるハイドログラフ形状の場合について考察した。次に、気候変動による降雨量増加の可能性を踏まえて、実績洪水のハイドログラフ形状と相似形で流量規模が更に大きいハイドログラフ形状の場合について、数値解析を用いた河道の変動および侵食リスクに関する比較検討を行い、侵食被害を受ける可能性のある最大範囲を推定するなど、総合的に考察した。さらに第5章では、2016年8月洪水時の音更川では、護岸工の流失も相まって高水敷の洗堀・侵食が堤防の基盤部分にまで進行して堤防決壊を引き起こしたという被災プロセスが推定されること²⁴⁾などを踏まえ、低水路護岸工が設置されているにも拘わらず高水敷が洗堀・侵食される状況について水理模型実験により現象把握を試みた。これより、複断面河道を有する音更川のような急流河川における治水対策を検討する上で、護岸工および高水敷の存在がどのように影響するかを考察した。第6章では、第2章から第5章までの検討および既往の治水対策等⁴⁾²⁵⁾²⁶⁾などを踏まえたうえで、中上流の急流区間における侵食リスクの評価手法 (図1-12) および侵食に関する対策工法の在り方についての考察および提案を行った。第7章は結論である。

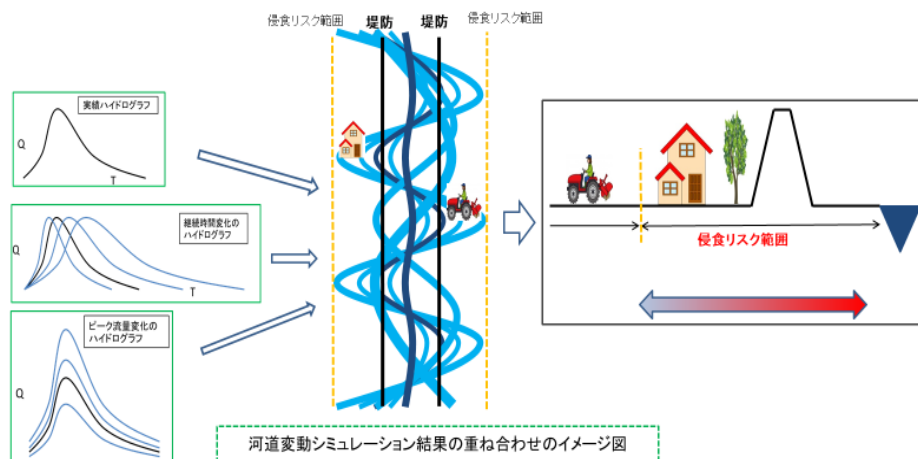


図 1-12 側岸侵食リスク検討のイメージ (第6章)

実績洪水を基本とした様々なハイドログラフ形状による河道変動解析 (第3章, 第4章, 第5章)
を重ね合わせ、側岸侵食リスクが及ぶ範囲の推定手法について検討

参考文献

- 1) 内閣府: 防災情報のページ(最終閲覧日: 2020年11月20日), <http://www.bousai.go.jp/updates/index.html>
- 2) 内閣府: 平成28年台風10号による被害状況等について(最終閲覧日: 2020年11月20日), http://www.bousai.go.jp/updates/h28typhoon10/pdf/h28typhoon10_24.pdf
- 3) 土木学会 2016年8月北海道豪雨災害調査団: 2016年8月北海道豪雨土木学会調査団報告書, 142p, 2017.
- 4) 北海道開発局: 平成28年8月北海道大雨激甚災害を踏まえた水防災対策検討委員会資料(最終閲覧日: 2020年11月20日), https://www.hkd.mlit.go.jp/ky/kn/kawa_kei/ud49g700000f010.html
- 5) 札幌管区气象台: 台風と前線による記録的多雨(2016年8月)(最終閲覧日: 2020年11月20日), https://www.jma-net.go.jp/sapporo/tenki/kikou/tokucho/kencho_summer2016.html
- 6) 川村里実, 岩崎理樹, 矢部浩規: H28年出水時の音更川の河道変化について—土砂動態の観点から—, 北海道開発局技術研究発表会, 6p, 2017.
- 7) 山口里実, 久加朋子, 清水康行, 泉典洋, 渡邊康玄, 岩崎理樹: 河道内の土砂動態と流路変動の関係, 土木学会論文集 B1(水工学), 74, pp.I_1153-I_1158, 2018.
- 8) 久加朋子, 山口里美: 側岸に繁茂する植生が流路変動に与える影響, 側岸侵食, 土木学会論文集 B1(水工学), 74, pp. I_1135-I_1140, 2018.
- 9) 渡邊健人, 久加朋子, 山口里実, 清水康行: 大規模出水時における河道内樹木と流路変動特性の関係: 札内川を事例として, 土木学会論文集 B1(水工学), 74, pp. I_1015-I_1020, 2018.
- 10) 石田義明, 山口里実, 久加朋子, 岩崎理樹, 清水康行, 川村育男, 泉典洋: 札内川・戸蔦別川合流地点における堤防決壊と氾濫原からの還流による被害特性の検証, 河川技術論文集, 23, pp.1-6, 2017.
- 11) 赤堀良介, 山口里実, 久加朋子: 平成28年8月北海道豪雨災害における流路内の流木集積状況と水理的条件に関する検討. 河川技術論文集, 25, pp.261-266, 2019.
- 12) 久加朋子, 清水康行, 宮本具征, 劔持浩高, 酒谷賢治, 泉典洋, 山口里実, 岩崎理樹, 石田義明: 2016年北海道豪雨災害におけるペケレベツ川の被災状況と流路変動特性の検証. 河川技術論文集, 23, pp.55-60, 2017.
- 13) 井上卓也, 水垣滋, 前田俊一, 矢部浩規: 土砂供給シナリオと河岸侵食—平成28年北海道豪雨における橋梁被災を例とした検討—寒地土木研究所月報, 9-16, 2019.
- 14) T. Furuichi, N. Osanai, S. Hayashi, N. Izumi, T. Kyuka, Y. Shiono, T. Miyazaki, T. Hayakawa, N. Nagano, N. Matsuoka: Disastrous sediment discharge due to typhoon-induced heavy rainfall over fossil periglacial catchments in western Tokachi, Hokkaido, northern, Japan. Landslides, 2018, doi: 10.1007/s10346-018-1005-1.
- 15) 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, 23, pp.37-42, 2017.
- 16) 奥田醇, 清水康行, 久加朋子, 岩崎理樹, 石田義明, 川村里実: 2016年北海道豪雨災害における

- 空知川幾寅地区の破堤・氾濫要因の検討, 河川技術論文集, 23, pp.61-66 2017.
- 17) 気象庁: 気温・降水量の長期変化傾向(最終閲覧日: 2020年11月20日), <https://www.data.jma.go.jp/cpdinfo/temp/index.html>
 - 18) 環境省, 文部科学省, 農林水産省, 国土交通省: 気候変動の観測・予測及び影響評価統合レポート 2018～日本の気候変動とその影響～ (最終閲覧日: 2020年11月20日), http://www.env.go.jp/earth/tekiou/report2018_full.pdf
 - 19) 気象庁: 大雨や猛暑日など(極端現象)のこれまでの変化(最終閲覧日: 2020年11月20日), https://www.data.jma.go.jp/cpdinfo/extreme/extreme_p.html
 - 20) 北海道開発局: 北海道気候変動予測技術検討委員会資料
 - 21) 永多朋紀, 渡邊康玄, 安田浩保, 伊藤丹: 砂州地形に誘発された蛇行発達, 土木学会論文集 B1(水工学), 69, pp.I_1099-I_1104, 2013.
 - 22) T. Iwasaki, Y. Shimizu, I. Kimura: Numerical simulation of bar and bank erosion in a vegetated floodplain: A case study in the Otofuke River, *Advanced in Water Resources*, 93, pp.118-134, 2016. doi: 10.1016/j.advwatres.2015.02.001.
 - 23) 桑村貴志, 渡邊康玄: 出水時の河岸浸食を伴う流路変動の発達要因, 河川技術論文集, 22, pp.163-168. 2016.
 - 24) 大山史晃, 渡邊康玄: 洪水時に発生した低水路の土砂堆積及び高水敷の河床洗掘と砂州形成との関係, 水工学論文集, 46, pp.713-718, 2002.
 - 25) 柿沼孝治, 渡邊康玄, 泉典洋, 永田朋紀, 桑村貴志: 急流河川における蛇行発達メカニズムと堤防防御対策について, 河川技術論文集, 18, pp.251-256, 2012.
 - 26) 旭一岳, 泉典洋, 渡邊康玄, 永多朋紀, 桑村貴志, 川村治: 音更川における滞筋部の蛇行形状の発達と河岸侵食評価, 河川技術論文集, 19, pp.205-210, 2013.

2章 音更川の諸元と既往研究、2016年8月洪水における被災状況と河道諸元の変化

2.1 はじめに

2016年8月、北海道では3個の台風(7, 11, 9号)が連続して上陸し、その後すぐに前線および1個の台風(10号)が接近したことで甚大な豪雨災害が北海道各地にもたらされた。なかでも、十勝川水系の中上流部では台風10号が通過した1晩の間に大規模に河道が変動し、各所で堤防の決壊、家屋の流失、橋台背面の流失等、甚大な被害が発生した。著者は以前に北海道開発局帯広開発建設部に勤務した際、音更川や札内川における堤防や河岸の侵食防止対策計画の立案に携わった経験があるが、今回の2016年北海道豪雨災害では当時の認識や経験を超えるインパクトのある現象が発生したことに対する驚きと、気候変動による降雨量の増加への対処も含めて、今後の河川計画はどのようにあるべきかを考える必要性を改めて抱かされた。

そこで、この第2章では第3章以降の検討に先立ち、急流河川に特有の災害特性を解明するために音更川に着目して2.2節に音更川の諸元と河川変遷を整理し、2.3節に音更川の河道変動と側岸侵食特性に関する既往研究について示した。さらに、2.4節では近年激甚化する急流河川における豪雨災害の事例として音更川の既往最大出水である2016年8月洪水をとりあげ、既往研究の存在する音更川中下流域(国管理区間)における被災状況について過去災害と比較しながら概要の把握を行った。なお、本研究の主な対象区間である音更川上流域(北海道管理区間)については、第3章にて現地データの概説および詳細な分析等を実施する。

2.2 音更川の諸元と河道変遷

音更川は、北海道の道東に位置する十勝川に流れ込む支川であり、流域面積740km²、流路延長94kmに及ぶ河川である(図2-1)。音更川は音更山(海拔1,932m)を源流とし、発電用につくられた人工湖である糠平ダムに流れ込んだ後、十勝平野を南下して流れ、十勝川へと合流する。

音更川はかつて豊富な水量を有する河川であり、広い礫河原と大きく蛇行する複数本の流路を有する河川であった(図2-2a)。しかし、現在、音更川ではダムの運用および別河川への流水の流域変更により、その流量は減少している。音更川流域では1950年より河川工事による築堤によって、当時の蛇行流路の外縁部を包絡するように複断面河道の堤防法線が設定された。また、1970年代より流路の掘削および拡幅が行われ、蛇行河道の直線化が実施されてきた¹⁾。これらに伴い、音更川



図 2-1 音更川の概要図(橙枠は図 2-2 の範囲を示す)

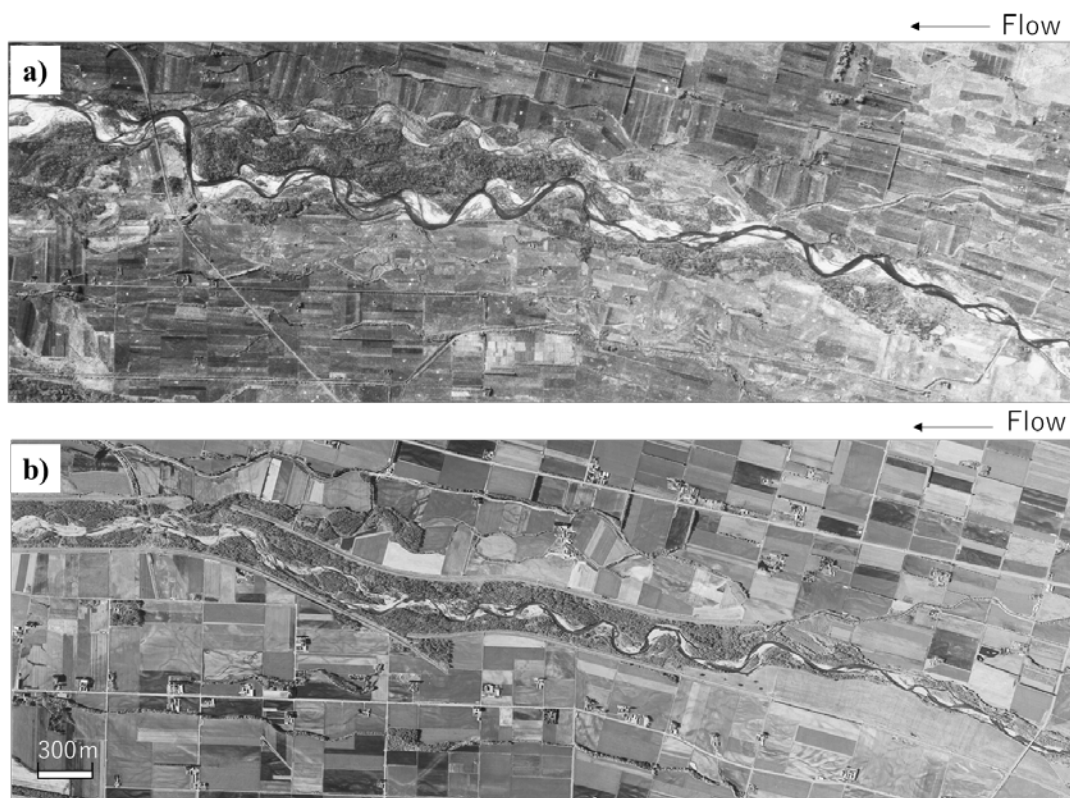


図 2-2 音更川の河道変遷(KP15.0 付近から KP21.0 付近)

a) 1947 年 10 月 21 日米軍撮影, b) 2002 年 10 月 25 日国土地理院撮影

では氾濫規模や頻度が減少し、次第に比較的直線的で河道内に樹木が繁茂する単列蛇行流路へと変化している(図 2-2b)。

音更川のような急勾配河川では一般に、洪水時の流速が速く、土砂の流送量が多いため、堤防や

河岸が損傷を受けやすい²⁾。このため、福岡・高畑・岡部²⁾が述べるとおり、急勾配となる上流部の河道は本来、単断面的で洪水の水位を低く保つよう、広い川幅で素早く下流に流し得るような構造とすることが河道設計の基本と考えられてきた。しかし、このような急勾配河川の安全度が徐々に向上してきた現在、各地の河川では堤防や河川構造物を中小洪水による被害から守るため、流れの速い主流を堤防からできるだけ離すように高水敷を造成し、合わせて高水敷の利用を図る複断面化の例が多くなってきている²⁾。音更川の変遷についても概ね上述のとおりである。ただし、音更川の複断面河道は人為的に形成されたものではなく、自然の成り行きにまかせた結果と考えられる。土地が広く高水敷を十分に確保できたことが理由と推察されるが、音更川の一連区間において人為的に整備がはじめられた段階では、既に広い高水敷を持つ複断面河道諸元を有する河川としての河道設計が考えられていた。

音更川では上述の河川整備が実施された後、徐々に再蛇行化は進んでいたものの、2010年頃まで大規模な河道変動に伴う被災は確認されなかった。しかし、2011年9月、既往第3位に相当する洪水（昭和42年以降の音更川水位流量観測所における記録）が生じ、音更川では流路の蛇行化に伴う河岸侵食が発生し、KP18.2左岸付近において堤防の一部流出（図2-3、図2-4）およびKP15.6左岸付近とKP17.6左岸付近にて堤防まで至らないものの河岸侵食（図2-3）が生じた³⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾⁷⁾。

図2-5に音更川水位流量観測所における2011年までの年最大流量の第1位から第3位までを示す。図より、音更川水位流量観測所における年最大流量の第1位は2003年出水（725m³/s）、第2位は1981年出水（687m³/s）であり、昭和42年の観測以降もっとも大きな流路の蛇行化が生じた2011



図2-3 2011年9月洪水による河岸侵食（侵食幅20m以上）の発生箇所（開発局提供）



図 2-4 2011 年 9 月洪水による音更川 KP18.0 付近の堤防の一部流失(開発局提供)

a) 出水前の写真(2010 年 8 月撮影)

b) 出水中の写真(2011 年 9 月 7 日撮影)

年 9 月出水は 2003 年や 1981 年洪水に比べてピーク流量が小さい反面、大流量が比較的長時間継続したことに特徴があると考えられる⁷⁾。

桑村・渡邊⁷⁾は、これらの主要洪水を対象とし、侵食箇所の横断方向の最大幅を侵食幅と定義し、音更川の KP0.0~KP30.0 の区間において出水前後の航空写真の河岸線を重ね合わせることで蛇行振幅ごとの侵食幅出現数を比較している(図 2-6)。彼らの報告によると、音更川における侵食幅 20m 以上の箇所は 1981 年出水で 31 か所、2003 年出水で 30 箇所であったことに比べ、2011 年出水で 47 箇所と大幅に増加した。ならびに、侵食幅が 60m を超えた箇所は 1981 年と 2003 年では僅か(数か所)であるが、2011 年では多発した。また、堤防の一部が流失した箇所では、約 80m の側方侵食が発生していたことを報告している。これらの主要な既往洪水発生時における音更川の河道変動と側岸侵食特性については過去に幾つもの研究が行われ、比較的川幅の広い中下流区間(国管理区間)については知見が集積されつつあり(2.3 節にて概説する)、堤々間の川幅に関する議論が行われてきた。

しかしながら、2011 年 9 月に経験した出水の後、音更川では 2016 年 8 月に既往最大洪水の記録を更新した。本出水では、音更川中下流区間において護岸流失や堤防損傷が再び生じたことに加え、上流区間においても護岸流失および 7 か所におよぶ堤防決壊が生じた(図 1-1)^{8),9)}など。この 2016 年 8 月洪水による被災および河道諸元の変化については、2.4 節で中下流区間の被災について概説を行う。また、本研究の対象区間として設定した上流区間については、第 3 章にて現地データの分析お

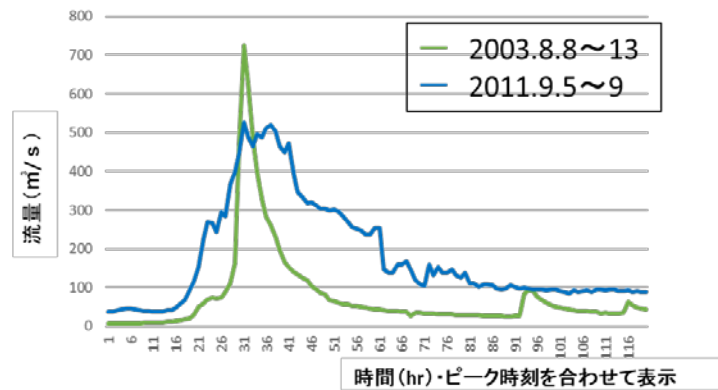


図 2-5 音更川音更観測所における主要洪水の流量ハイドログラフ、
 ※1981年8月出水のピーク流量は $687.23\text{m}^3/\text{s}$ (時刻流量は未公表)

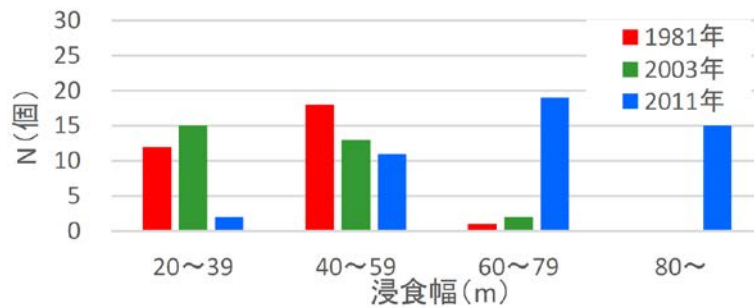


図 2-6 音更川中下流区間(KP0.0~KP30.0)の侵食幅の出現頻度の比較
 (桑原・渡邊⁷⁾より引用)

よび数値解析を用いた流路変動プロセスおよび側岸侵食特性の検討を行う。

2.3 音更川の河道変動と側岸侵食特性に関する既往研究

ここでは、とくに2011年9月洪水による音更川の被災状況および河道諸元の変化に着目し、既往研究にて指摘されてきた短時間で発生する大規模な河道変化（流路蛇行化）プロセスおよび音更川での河岸侵食特性を示す。

2.3.1 河道変動と側岸侵食特性

沖積河川における砂州の形成および河道の変動、それらに影響を与える土砂移動や河岸侵食プロセスに関する研究はこれまで数多く報告されている¹⁰⁾¹¹⁾¹²⁾¹³⁾など。しかしながら、十勝川管内を流れる音更川や札内川のような急流河川、とくに近年になって、河川管理やそれに伴う植生侵入等によ

って複列砂州河道から比較的直線化した単列蛇行流路へと流路形態が変化したような場における大出水時の短時間での大規模流路変動特性およびそれに伴う河岸侵食や破堤に至るプロセスに関する検討は限られている³⁾⁴⁾⁵⁾¹⁴⁾¹⁵⁾など。

急流河川における短時間での大規模な河道変動および側岸侵食リスクに着目した検討として、永田ら⁴⁾および山口・伊藤¹⁴⁾は水路実験および数値計算（非定常2次元流れ・河床変動計算）より、音更川のような岸・黒木¹⁶⁾の砂州発生領域区分図において複列砂州河道が発達する水理条件下において、初期地形を単列蛇行流路とした場合の流路変動プロセスについて検討を行っている。彼らの報告では、音更川では一定流量を与えた場合、流量が大きいほど蛇行形状を維持できず、複列砂州河道に戻ることを指摘している。これは、音更川の河道や河岸、堤防は砂礫や砂などの粘着性の無い材料で構成されており、水位上昇に伴い強い流体力が働くことで容易に侵食されるためである。また、永田ら⁴⁾は数値解析のみであるが非定常のハイドログラフを与えた場合についても検討を行い、計算では出水前半からピーク流量付近までは平坦河床から徐々に砂州が形成されていく途上段階にあり河岸侵食を伴う蛇行発達は殆ど生じないが、出水後半では洪水中期に形成された波高の大きい砂州地形に誘発されて流れが偏向し、蛇行流路が河岸侵食を伴いながら振幅を増大させることを報告している（図2-8）。つまり、水位上昇のみでなく、流量ハイドログラフの形状自体も音更川の流路蛇行化と側岸侵食リスクに大きく影響することを指摘している。

さらに、Nagata et al.⁵⁾は数値計算（非定常2次元流れ・河床変動計算）より音更川を想定した複列砂州河道が発達する水理条件下において、初期低水路河岸の蛇行度が異なる場合について計算結果の比較を行っている。彼らの検討では、蛇行度が10度を超えるような場において内岸側に固定砂州が発達しやすいことを指摘している。ただし、論文内でも示唆されているが、実河川では過去の洪水履歴による砂州形態、護岸や樹木等も蛇行発達に影響を与えるため、結果の解釈には留意する必要があると考える。

Iwasaki et al.⁶⁾は非定常2次元流れ・河床変動計算を用いて2011年9月洪水における音更川下流域（KP18.2付近）の被災形態について検討を行い、流路の蛇行化には大流量時における内岸側での固定砂州の発達が必要であることを指摘している。これによって同時発生的に外岸側の侵食が生じ、流路の蛇行化が進む。また、こうした単列蛇行流路の発達には流量ハイドログラフの存在が重要であり、彼らの計算ではとくに流量低下時に流路蛇行化プロセスに伴う側岸侵食が認められている。その他、植生の存在は流路をある程度蛇行化させるのに必要であることも指摘している（ただし、音更川のような急勾配の石礫河川ではある程度の蛇行度に達すると流路はショートカットして直線的な流路に戻るプロセスを繰り返す）。

このような砂州の発達に起因した河岸侵食については、藤田ら¹¹⁾の水路実験でも確認されている。彼らの実験では側岸侵食が始まり、それと同時に砂州の前進が停止し、次第に固定砂州の波高が成長することを指摘している。同様に、関根ら¹⁷⁾の水路実験においても、網状流路を対象とした実験であるものの類似した側岸侵食のプロセスを報告している。彼らの実験では、水みちが発達を遂げて集中することで水量が増してくると流れは比較的大きな慣性力を持ち、その曲率から遠心力が作用するようになる。これより、水みちが側壁にぶつかり、水衝部を形成し、側岸侵食が引き起こされるといったプロセスを考察している。

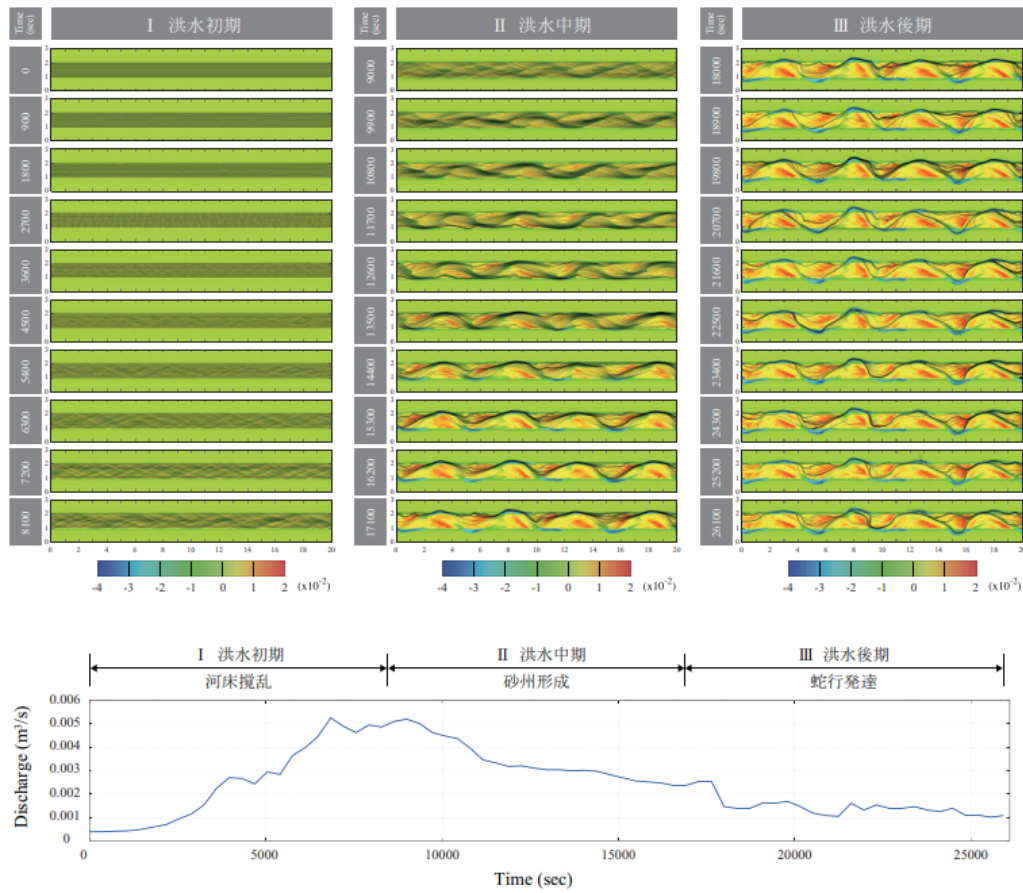


図 2-7 非定常流量ハイドログラフ条件下における数値計算での流路変動(永田ら⁴⁾より引用)

上)非定常流の解析結果(河床高変化量および流線)

下)2011年9月洪水の流量ハイドログラフ

上述のように、音更川の既往研究ではいずれも流量ハイドログラフの存在に着目しており、大流量時に砂州が発達すること、出水後半に流路の蛇行化と河岸侵食が進むプロセスが存在することを指摘している。しかしながら、いずれも2011年9月の洪水流量を基準とした検討であり、第1章で示した将来洪水予想のように流量が既往最大の1.5倍ほどまで増大する場合、出水前半から出水ピーク時までの砂州の発達により大きくなると想定されるため、現状の音更川における堤防ラインの侵食タイミングやその規模は変化する可能性も十分考え得る。

その他、Iwasaki et al.⁶⁾の数値計算にて考慮されているように、急流河川の複列砂州河道では植生が河道内に侵入することによって流路蛇行化が進み、単列蛇行流路が発達することが知られている¹⁸⁾¹⁹⁾²⁰⁾など。これは、植生が河岸を安定化させることで流れが主流路に集中すること、それと同時に氾濫原にて植生が流路短絡(chute cutoff)による直線化を抑制することで、流路本数の減少と共に蛇行化を発達させるためである。近年の音更川では上述のとおり、河道内へのヤナギ類をはじめとする樹木の侵入が顕著である(図2-2)。したがって、本研究にて音更川の検討を行うにあたり、植生の存在を含めた議論を行う必要があると考える。

2.3.2 低水護岸の流失と高水敷の侵食、堤防の被災

急流河川の流路拡幅時には、第5章にて後述する音更川の事例のように低水護岸の流失と高水敷の侵食、それに伴う堤防決壊まで発達する場合がある(図2-3)。しかしながら、高水敷の流れによる護岸の破損や流失および堤防流失に至るまでのプロセスに関する検討は少なく、音更川における堤防決壊リスクを推定する際に考慮すべき点に関しては未解明の部分も多い。

まず、流水による護岸の被災形態としては、河道の弯曲砂州および護岸の取付部などの水衝部における局所洗掘や側方侵食と、護岸背後からの越流・裏込め浸透などの作用による決壊に分類される²¹⁾。音更川にて随所で確認された護岸の被災は後者のタイプである(2.4節にて後述)。これは、神田ら²¹⁾によると護岸背後からの流水の作用、とくに高水敷へと越流した流れが低水護岸を横切って低水路に流下する場において問題となる被災形態であり、越流量が小さくても高水敷と低水路との水位差が大きい場合に護岸を横断する落下流が過大な掃流力を生じ、護岸の安定性に問題を与えやすいことを指摘している。

同様の被災形態として、渡邊・大山²²⁾²³⁾は一級河川石狩川の支川である豊平川における昭和56年8月に発生した大規模な洪水に着目し、石狩川との合流点から上流17~18kmの地点で低水路が完全に埋塞するほどの土砂堆積が起こり、高水敷から低水路側への護岸破壊と高水敷に新流路が形成された状況について考察している。彼らの報告では、当該地点では低水路に堆積した土砂が高水敷高と同程度の高さとなり、高水敷から低水路へ向かう流れ(場所によっては低水路から高水敷へ向かう流れ)によって低水路護岸が被災していることについて以下のように考察している。一般に高水敷は低水路に比べ掃流力が小さく洗掘を受けづらいと考えられているが、計画高水位に達するような規模の洪水では、高水敷であっても砂州が形成されるために規模の大きな土砂堆積や洗掘が生じる可能性がある。したがって、複断面河道においても大出水を想定する場合、堤々間を河道とみなした考え方を持つ必要があることを喚起している。

さらに、高水敷の洗掘に注目した数少ない報告として、三輪²⁴⁾は直線水路を対象とした水路実験を行い、低水路の河岸全体に護岸が設置されていても、高水敷表面にて砂礫が十分に掃流される規模の洪水が生じた場合、護岸のない場合と同じように両岸堤防まで河道全体での単断面河道のような流路変動の挙動が生じることを指摘している。これについても、上述の渡邊・大山²²⁾²³⁾の提言と同じく、想定以上の大出水に対峙するにあたり、堤々間を単断面河道とみなした河川管理を検討する必要性を示すものとする。

その他、こうした急流河川における複断面河道流れの数値計算を用いた詳細な流れ構造の検討には非静水圧分布を考慮した3次元モデルが必要であるが²⁵⁾、横山・清水²⁶⁾は2次元浅水流モデルを用い、比較的計算負荷を抑えた方法で福岡ら²⁵⁾の固定床・急勾配複断面蛇行流実験の再現を行い、低水路と高水敷との間の流れの交換に伴う水面変動および底面摩擦の変化についての傾向を報告している。彼らの計算²⁶⁾によると、低水路から高水敷に流れが流入する場と比べ、流れの遅い高水敷流れが低水路流れに戻る際に大きな運動量損失が生じており、これが実験にて低水路から高水敷に向かって大きな水位変動(衝撃波)が周期的に現れる要因と考察している。また、高水敷において底面摩擦の計算値が大きい箇所では河岸や護岸、高水敷の被災が予測されるが、計算での底面摩擦が卓越する場合は低水路から高水敷に流れが乗り上げる場であると報告されている²⁶⁾。ただし、

計算は固定床水路を対象としており、高水敷上の流れによる河床変動とそれに伴う流れ構造の時間変化を考慮していないため、実河川の被災現象を把握するうえで課題も残る。その他、彼らの計算²⁶⁾では興味深い点として、固定床上では底面摩擦の大きな領域が高水敷上を縦断方向に周期的に移動するプロセスを繰り返しており、高水敷上の流れ構造の検討には水位変動に連動した非定常性を考慮する重要性が示唆されている。実河川の移動床で構成される高水敷では、この流れの非定常性がとくに初期の河床変動特性に影響を与えるものと考えられる。以上のことから、急流河川における複断面蛇行河道では激しい高水敷への流出と高水敷からの流入があること、河岸での流速が大きいこと、大きな水位変動があること、低水路の大部分が土砂で埋没することで高水敷への流入が増大することなどによって低水路河岸に作用する外力は大きくなり、護岸の損傷や高水敷の侵食、さらには堤防まで至る流路・河床変動を受ける可能性があることへの留意が必要と分かる。したがって、堤防防護対策^{27) 28)}は急務と考える。

2.4 2016年8月洪水による音更川の被災状況と河道諸元の変化

ここでは、近年激甚化する豪雨災害の代表として音更川の既往最大出水である2016年8月降雨をとりあげ、第3章での現地データおよび数値解析を用いた検討に先立ち、音更川の主に中下流区域における被災状況と河道諸元の変化について過去の災害や既往報告と比較しながら概要を示す。なお、各観測所の位置については図2-1を参照されたい。

2.4.1 降水、水位、流量

図2-8に音更川流域内の音更観測所、および土幌観測所において観測された年最大流量の変化を、図2-9に音更観測所および土幌観測所における観測開始から2018年までの年最大水位を示す。図2-8より、2016年、音更川では観測史上最大の流量が記録されたことが分かる。また、図2-9によると、音更川の下流域に位置する音更観測所では2016年8月洪水時に既往最高水位(74.45m)が観

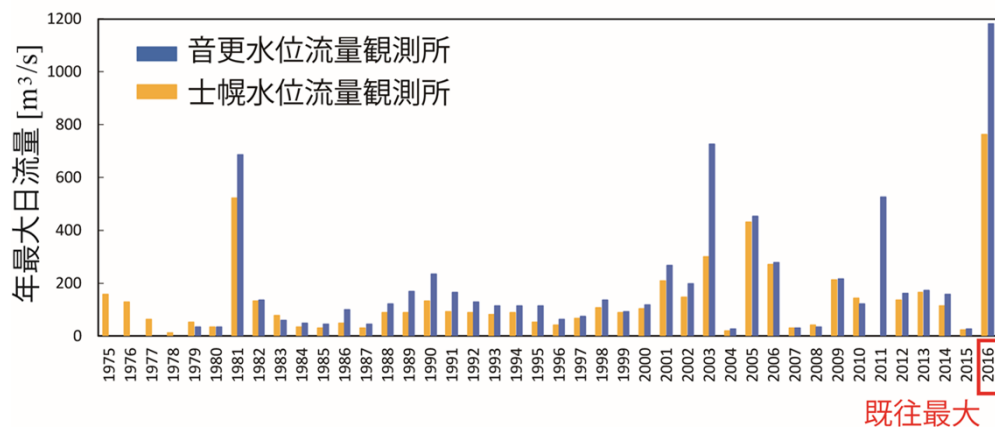


図2-8 音更川(土幌と音更観測所)における年最大日流量
(国土交通省水文水質データベースよりデータ取得)

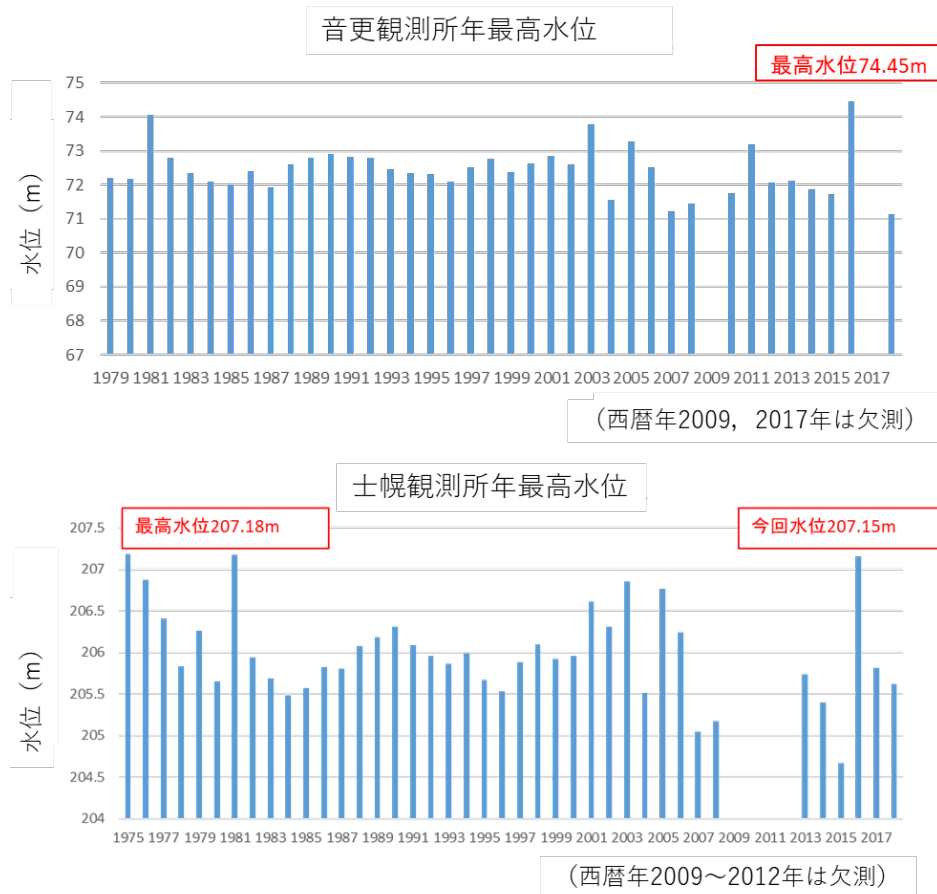


図 2-9 音更川(土幌と音更観測所)における年最大水位
(国土交通省水文水質データベースよりデータ取得)

測され、観測史上はじめて計画高水位 (74.3 m) を超えていたことが分かる (ただし、現地での出水後の調査により水位は堤防高を超えていないことが確認されている)。その一方で、上流部に位置する土幌観測所では、2016年8月洪水時の水位は既往最高水位 (1981年) を超えておらず、避難判断水位 (207.30m) にも到達していなかったことが確認されている。

図 2-10 に 2016年8月降雨前後において AMEDAS (糠平温泉郷, 土幌) により観測された降雨強度および累積降雨量を示す。図 2-10 によると、3個の台風通過後に前線による降雨、さらに1個の台風によって糠平温泉郷付近の累積降雨量は約2週間で800mmを超えている。帯広地域の年降水量が888mm程度であることを踏まえると、非常に多量の降水が短期間に生じたと言える。さらに、AMEDASの糠平温泉郷 (図 2-10 上) と土幌 (図 2-10 下) を比較すると、今般の豪雨は音更川の源流域である糠平温泉郷付近において顕著であったことが分かる。

図 2-11 に 2016年8月降雨前後において音更観測所および土幌観測所で記録された水位および流量ハイドログラフを示す。図 2-11 に示す土幌観測所の水位と流量ハイドログラフを確認すると、一連の4波の洪水波が確認できる。一連の洪水の中で流量ピークは4波目の洪水で確認され、この最大波であった4波目の出水により、次の2.4.2節で述べる通り、大規模な流路蛇行化と側岸侵食が急激に進行した。

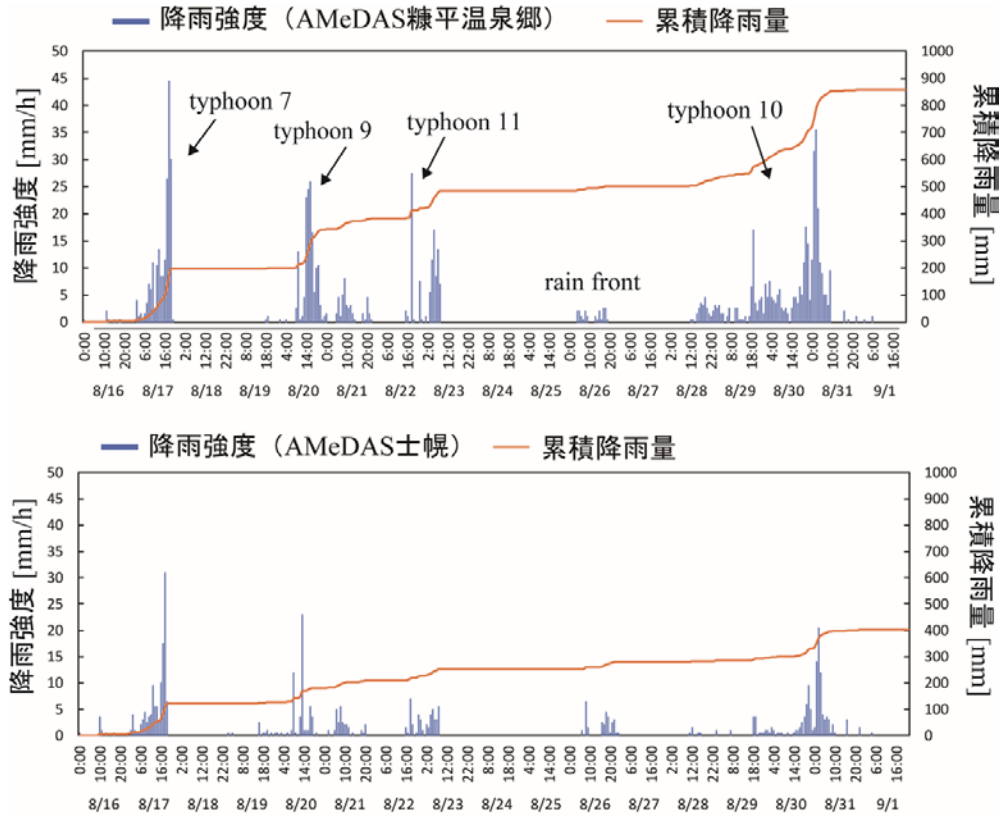


図2-10 2016年8月降雨前後におけるAMEDAS（糠平温泉郷，士幌）により観測された降雨強度および累積降雨量



図2-11 2016年8月降雨前後における音更川(士幌観測所)の水位・流量ハイドログラフ(北海道開発局提供, 暫定値)

2.4.2 音更川中下流域（国管理区間）における被災状況

図2-12に、2016年8月洪水にて音更川の国管理区間（KP0.0~KP30.0）で被災した箇所を示す。今般の出水では、音更川下流域のKP21.2付近で4波目の出水時に堤防の破堤が確認された。また、音更川の随所で低水護岸の流失や破損、高水敷の浸食が確認された。流路拡幅と側岸侵食のタイミングに関しては、2011年9月出水と同じく流量減水期において発達し、破堤に至った状況が現地で

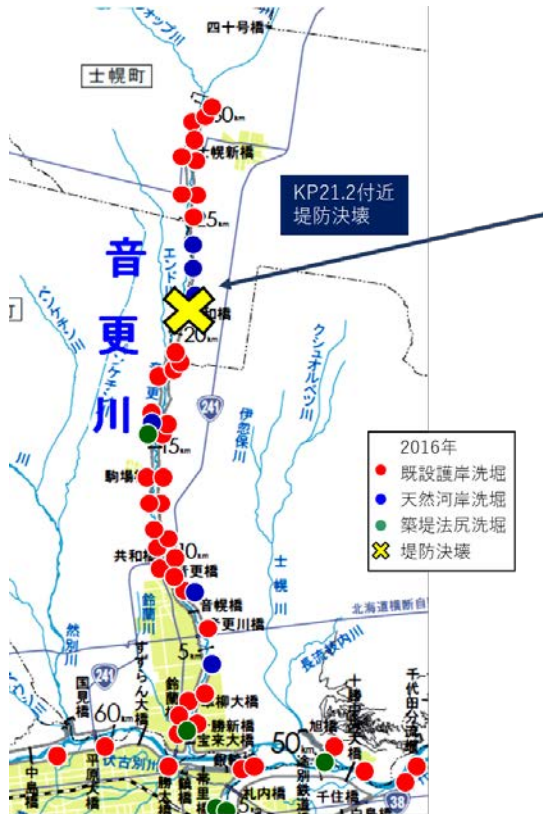


図 2-12 2016 年 8 月洪水による河岸侵食（侵食幅 20m 以上）の発生箇所（開発局提供²⁸⁾）

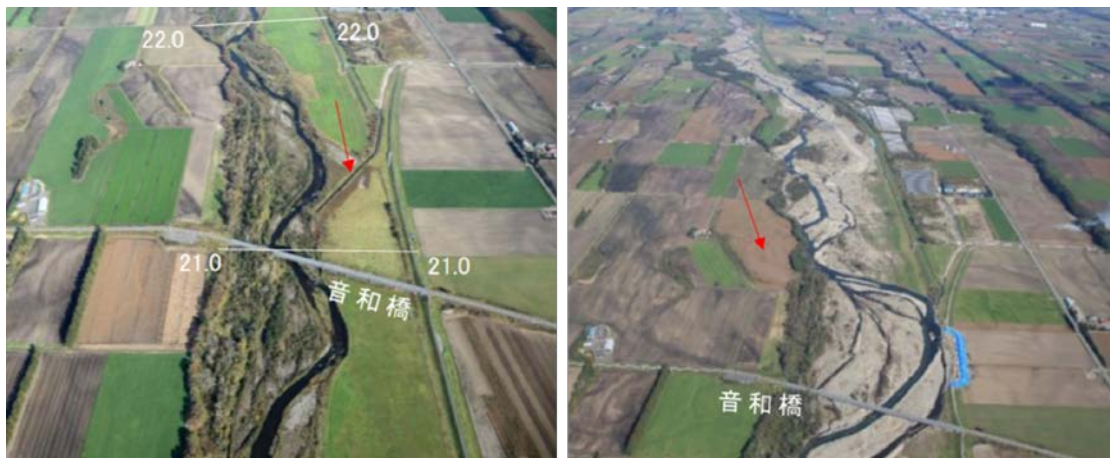


図 2-13 2016 年 8 月洪水前後の破堤地点 (KP21.2) の様子（開発局提供）

確認されている。

図 2-13 より出水前後の写真を比較すると、破堤箇所において流路が大きく湾曲していることが分かる。現地データによると、破堤区間における最終的な側方移動距離は約 170m にも及んだ。これは、既往出水に比べ、2016 年 8 月洪水の出水継続時間は非常に長期に及んだためと考えられている²⁹⁾³⁰⁾。川村ら²⁹⁾³⁰⁾は、音更川の国管理区間における出水前後の低水路と高水敷の河床高の変化を比較し、土砂の堆積と侵食傾向と流路の側方移動についての考察を行い、全体的に元低水路部では堆積傾向、高水敷部で侵食傾向が確認されることを報告している（図 2-14）。この結果より、元低水路部には高水敷から流出した大量の土砂が堆積していること、ならびに既往報告²²⁾²³⁾が指摘する

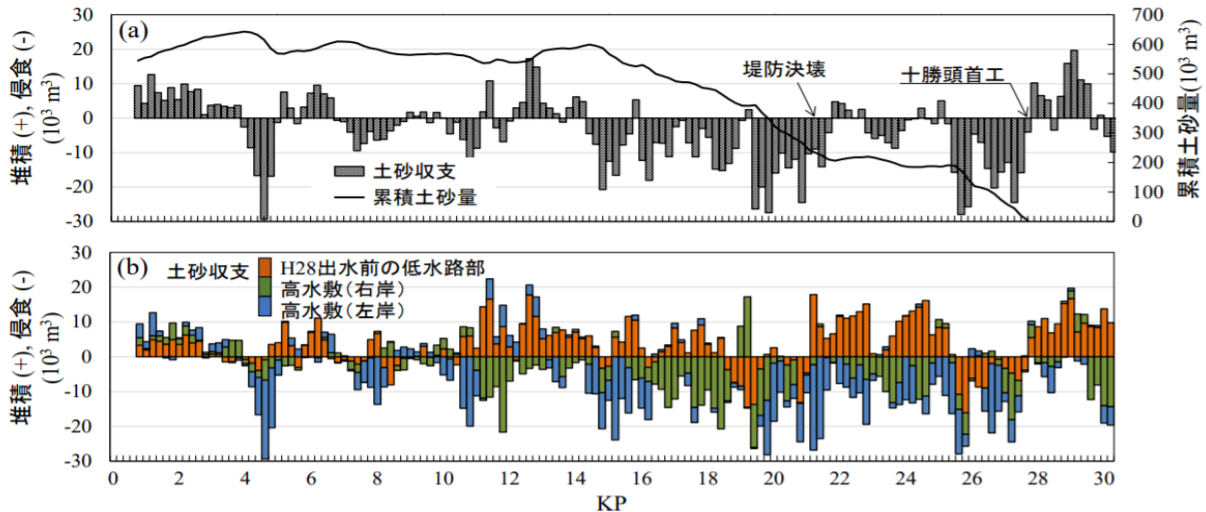


図 2-14 2016 年 8 月洪水における音更川中下流域(国管理区間,KP0.0~KP30.0)における低水路と高水敷の堆積・侵食(川村ら²⁹⁾³⁰⁾より引用)

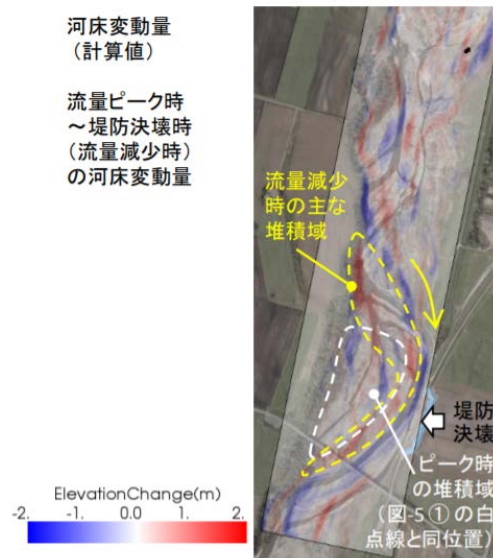


図 2-15 数値計算を用いた再現計算による音更川 KP21.2 付近(2016 年 8 月洪水で破堤した箇所)の流量減少期における堆積と侵食箇所(川村ら^{29),30)}より引用)

ように低水路が埋没することで高水敷へ向かう流れが形成されたことが考えられ、今般の出水では流量低下時に更なる側岸侵食が進むことで堤防決壊に至ったものと推察されている。ただし、川村らの報告²⁹⁾³⁰⁾でも指摘されているが、流量低下時に流路の側方移動が発達しやすいメカニズムが存在する(図 2-15)としても、今後の将来降雨予測のように流量規模が大きい場合ほど流体力が大きく、かつ河道内の土砂の移動量も相対的に大きくなることを踏まえると、必ずしも流量減少期だけに危険性があるわけではないことに留意するべきである。

続いて、2016 年 8 月洪水における音更川中下流域 (KP0.0~KP30.0) で確認された河岸侵食幅²⁹⁾³⁰⁾を図 2-16 に示す。これは、上述した 2011 年 9 月洪水における検討⁶⁾と同様に侵食箇所の横断方向

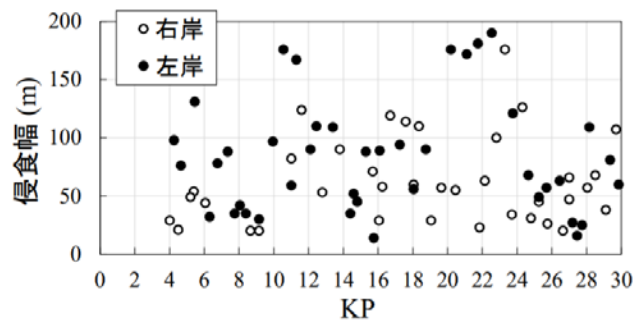


図-2 音更川侵食幅

図 2-16 2016 年 8 月洪水における音更川中下流域(KP0.0~30.0)の侵食幅²⁹⁾³⁰⁾

の最大幅を侵食幅と定義し、音更川の区間において出水前後の航空写真の河岸線を重ね合わせることで蛇行振幅ごとの侵食幅を求めたものである。図 2-17 と 2011 年 9 月洪水 (図 2-6) と比べると、2016 年 8 月洪水では 100~200m 規模の侵食が多数で発生しており、大規模な側方侵食は流量そのものが大きいほど発生することが分かる。

音更川の河岸侵食対策では、既往の洪水履歴を背景とし、堤防防護の観点から必要な高水敷幅を 80m と設定している³¹⁾。しかし、2016 年 8 月洪水時に確認された側岸侵食幅 (図 2-16) は堤防決壊箇所のみならずそれ以外の複数個所においても 80m を超えており、今後、将来降雨を考慮した対策を考えるにあたり、音更川の堤防防御の考え方の見直し・検討が必要となる。

2.5 結語

第2章では、音更川について、これまでの河道変遷と侵食災害の発生状況、河道変動と侵食特性に関する既往研究、及び 2016 年 8 月洪水による河道被災の状況等について整理を行った。ここでの主な結論を以下に述べる (音更川上流区間の被害状況および流路変動のプロセスについては第3章より検討を行う)。

- (1) 音更川のうち、中下流区間(国管理区間)については、2016 年以前の出水に関しても、多くの侵食災害の発生が報告されているが、特に 2011 年出水の場合、最大流量が 2003 年、1981 年出水に次いで 3 番目であるにも拘わらず侵食幅(横断方向への侵食の拡大)の大きな河岸決壊が多数発生した。これは、ピーク流量は相対的に小さいが大流量が比較的長時間継続したという特徴を有していたことによると考えられる。
- (2) 音更川の側岸侵食に関する既往の研究の多くが流量ハイドログラフに着目しており、水位上昇のみでなく、流量ハイドログラフの形状自体が音更川の流路蛇行化と側岸侵食リスクに大きく影響することが指摘されている。
- (3) 急流河川における複断面河道では、流量規模が大きくなる場合に低水路と高水敷相互への流れの流入・流出が増大し、兩岸堤防までの河道全体での流路変動が生じて堤防決壊へと至る可能性が高まる

ことから、堤防防護対策がより重要となる。

- (4) 2016年出水の際、音更川の中下流区間(国管理区間)においても堤防決壊を含む多くの侵食災害が発生し、侵食幅(横断方向への侵食の拡大)は100mを超える箇所も多数確認されており、気候変動による降雨変化の想定も踏まえると、堤防防御の考え方についての更なる検討が必要である。

参考文献

- 1) 桑村貴志：地形データを用いた河道変遷の調査－音更川の新旧のデータを題材として－，北海道開発局技術研究発表会，6p，2013.
- 2) 福岡捷二，高畑洋，岡部博一，柳本千早：急勾配複断面蛇行流れの水面形と水面変動，水工学論文集，43，pp.317-322，1999.
- 3) 北海道開発局帯広開発建設部治水課・(独)土木研究所寒地土木研究所寒地水圏研究グループ：平成23年9月2日からの停滞前線による大雨災害．十勝川水系音更川の堤防の一部流出に関わる調査報告，68p，2012.
- 4) 永多朋紀，渡邊康玄，安田浩保，伊藤丹：砂州地形に誘発された蛇行発達，土木学会論文集B1(水工学)，69，pp.I_1099-I_1104，2013.
- 5) T. Nagata, Y. Watanabe, H. Yasuda, and A. Ito: Development of a meandering channel caused by the planform shape of the river bank, *Earth Surf. Dynam.*, 2, pp.255-270, 2014. doi:10.5194/esurf-2-255-2014.
- 6) T. Iwasaki, Y. Shimizu, I. Kimura: Numerical simulation of bar and bank erosion in a vegetated floodplain: A case study in the Otofuke River, *Advanced in Water Resources*, 93, pp.118-134, 2016. doi: 10.1016/j.advwatres.2015.02.001.
- 7) 桑村貴志・渡邊康玄：出水時の河岸侵食を伴う流路変動の発達要因，河川技術論文集，22，pp.163-168. 2016.
- 8) 土木学会 2016年8月北海道豪雨災害調査団：2016年8月北海道豪雨土木学会調査団報告書，142p，2017.
- 9) T. Furuichi, N. Osanai, S. Hayashi, N. Izumi, T. Kyuka, Y. Shiono, T. Miyazaki, T. Hayakawa, N. Nagano, and N. Matsuoka: Disastrous sediment discharge due to typhoon-induced heavy rainfall over fossil periglacial catchments in western Tokachi, Hokkaido, northern Japan, *Landslides*, 2018. doi: 10.1007/s10346-018-1005-1.
- 10) 長谷川和義：自然河川の蛇行形状の特性と水路側面の侵食機構に関する研究，北海道大学工学研究科修士論文，1967.
- 11) 藤田裕一郎，村本喜雄，宮坂裕文：河川における側岸侵食，京大防災研究年報，26，B-2，pp.427-444，1983.
- 12) 清水康行：河道平面形状の形成における河床・河岸の変動特性の相互関係について，水工学論

- 文集, 47, pp.643-648, 2003.
- 13) G. Parker, Y. Shimizu, G. V. Wilkerson, E. C. Eke, J. D. Abad, J. W. Lauer, C. Paola, W. E. Dietrich, and V. R. Voller: A new framework for modeling the migration of meandering rivers, *Earth Surf. Process. Landforms*, 36, pp.70–86, 2011. doi: 10.1002/esp.2113.
 - 14) 山口里実, 伊藤丹: 側岸侵食性河道における砂州性蛇行流路の発達特性とその数値実験, *土木学会論文集 B1(水工学)*, 70, pp.I_985-I_990, 2014.
 - 15) 旭一岳, 泉典洋, 渡邊康玄, 永多朋紀, 桑村貴志, 川村治: 音更川における滞筋部の蛇行形状の発達と河岸侵食評価, *河川技術論文集*, 19, pp.205-210, 2013.
 - 16) 黒木幹男, 岸力: 中規模河床形態の領域区分に関する理論的研究, *土木学会論文報告集*, 342, pp.87-96, 1984.
 - 17) 関根正人, 小笠原基: 網状流路の形成過程における河床と河岸との相互作用, *水工学論文集*, 48巻, pp.1089-1094, 2004.
 - 18) M. Tal, and C. Paola: Effects of vegetation on channel morphodynamics: results and insights from and insights from laboratory experiments, *Earth Surf. Process. Landforms*, 35, pp.1014–1028, 2010, doi: 10.1002/esp.1908.
 - 19) C. L. Jang, Y. Shimizu, and T. Miyazaki: Vegetation effects in braided rivers with erodible banks, *Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE*, 47, pp.985-990, 2003. doi: 10.2208/prohe.47.985.
 - 20) 久加朋子, 山口里実, 渡邊健人, 清水康行: 植生分布を考慮した網状河川の流路変動に関する実験的検討, *土木学会論文集 B1(水工学)*, 73, pp.I_883-I_888, 2017.
 - 21) 神田佳一, 藤田裕一郎, 森田佳宏: 高水敷からの帰還流による階段多自然型護岸の被災に関する実験, *水工学論文集*, 42, pp.463-468, 1998.
 - 22) 渡邊康玄, 大山史晃: 洪水時に発生した高水敷の洗掘原因, *河川技術論文集*, 7, 6p, 2001.
 - 23) 大山史晃, 渡邊康玄: 洪水時に発生した低水路の土砂堆積及び高水敷の河床洗掘と砂州形成との関係, *水工学論文集*, 46, pp.713-718, 2002.
 - 24) 三輪式: 扇状地複断面河道における低水路河岸と高水敷の侵食, *水工学論文集*, 37, pp.623-628, 1993.
 - 25) 福岡捷二, 渡辺明英: 複断面蛇行水路における流れ場の3次元解析, *土木学会論文集*, 586/II-42, pp.39-50, 1998.
 - 26) 横山洋, 清水康行: CIP法を用いた急勾配複断面蛇行水路の数値計算, *水工学論文集*, 45, pp.601-606, 2001.
 - 27) 桑村貴志, 永多朋紀, 旭一岳: 出水時における音更川の流路変動特性と堤防防護の対策について, *北海道開発局技術研究発表会*, 6p, 2012.
 - 28) 館野奈々, 河合崇, 大西正容: 平成28年8月洪水における十勝川水系での対応について, *北海道開発局技術研究発表会*, 6p, 2016.
 - 29) 川村里実, 岩崎理樹, 矢部浩規: H28年出水時の音更川の河道変化について—土砂動態の観点から—, *北海道開発局技術研究発表会*, 6p, 2017.
 - 30) 山口里実, 久加朋子, 清水康行, 泉典洋, 渡邊康玄, 岩崎理樹: 河道内の土砂動態と流路変動の

関係土木学会論文集 B1(水工学), 74, pp.I_1153-I_1158, 2018.

- 31) 北海道開発局: 平成28年8月北海道大雨激甚災害を踏まえた水防災対策検討委員会資料(最終閲覧日: 2020年11月20日), https://www.hkd.mlit.go.jp/ky/kn/kawa_kei/ud49g7000000f010.html

3章 2016年8月洪水における音更川上流区間における大規模な流路蛇行化プロセスの検討

3.1 はじめに

平成28年8月は、3個の台風（7，11，9号）が上陸したことに加え、下旬には前線及び台風10号が接近し記録的な大雨となり、北海道内各地で河川・道路・鉄道・農業等で甚大な被害が発生した¹⁾²⁾。特に、今般の洪水では、多くの観測所において計画高水位を上回る既往最大水位を記録するとともに、各河川の中上流部の河道内において大規模な流路変動が発生し、これに起因する災害が多発したことが特筆される³⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾⁷⁾⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾など。これらの報告において被災状況等の特徴として、(1)低水路内における蛇行流の発達とそれに伴う大規模な流路幅の拡大が発生したこと、(2)流路幅の拡大に伴い各地で河岸侵食および堤防の一部流失や決壊、橋梁等の構造物の被災（特に橋台背面や取付部の侵食が多発）に発展したこと、(3)河川水位が堤防高を超えていないにもかかわらず側方侵食により堤防が決壊したことなどがあげられている。

平成28年8月洪水による被災のなかでも、十勝川支川音更川上流区間（北海道管理区間）では大規模な流路の蛇行化により、一連区間の左右岸7箇所の堤防決壊が発生した（図3-1）。土砂が活発に移動する条件を有する中上流部の急流河川区間においては、今般の音更川の対象区間ほどでないにしろ類似の過去災害が数多く発生しており、たとえば音更川中下流域ではこれまで地形図を用い

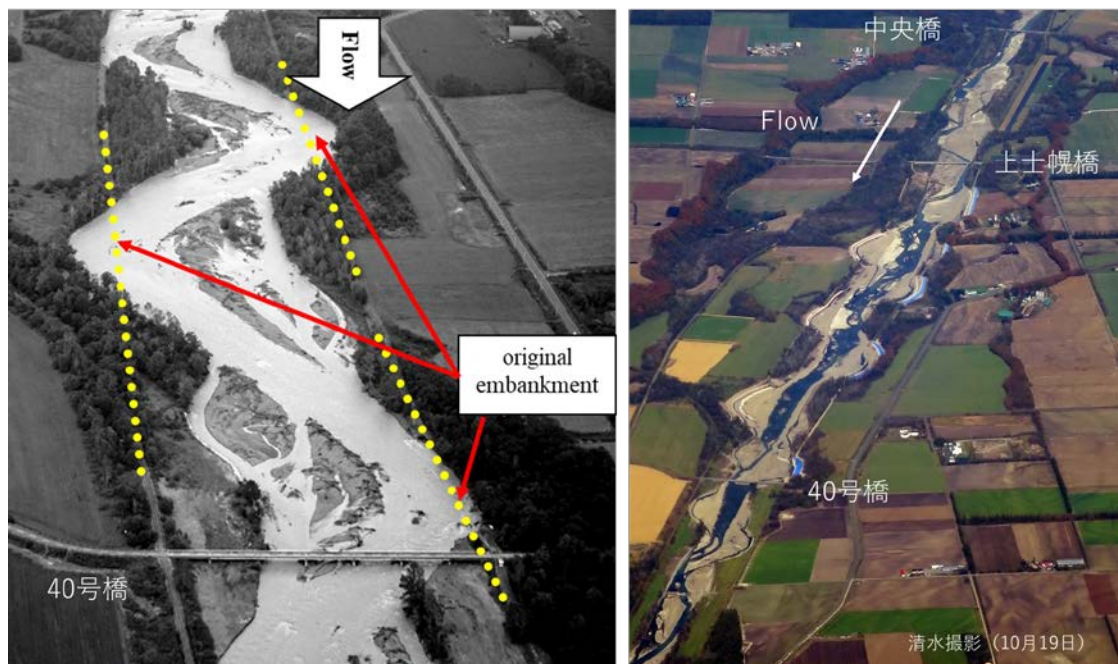


図3-1 2016年8月洪水による音更川上流区間の被災状況(左右岸7か所破堤)

左上)2016年9月1日撮影(開発局提供), 右)2016年10月19日撮影(清水康行氏提供)

た経年的な河道変遷の分析に基づく川幅の治水上の評価が行われてきた¹¹⁾。しかしながら、今回の音更川上流区間の災害では流量流下能力が十分であっても流路の側方移動により堤防決壊することが改めて確認され、急勾配河川の整備においてこれまで以上に河道の大規模な変動の可能性を踏まえることが必要であり、特に出水に伴う砂州や蛇行流の発達による河岸や堤防の侵食メカニズムに関する知見の蓄積・充実を図り、侵食の可能性を推定する手法の確立が必要と考えられた。現状では、急勾配河川における河道の大規模な変動に関する知見は非常に限られており⁴⁾⁵⁾⁶⁾など、とくに実河川において「いつ」「どこで」「どのくらいの規模」の河道変化が発生するのかを定量的に予測し、河岸侵食リスクを評価する段階には至っていない。

永田ら¹²⁾や Iwasaki et al.¹³⁾、桑村ら¹⁴⁾の音更川 2011 年 9 月洪水を対象とした報告では、音更川下流域の川幅の広い急勾配区間では流量減水期時に洪水前半から中盤にかけて蛇行内岸側に発達した砂州地形に誘発され、流れが偏向することで蛇行流路が河岸侵食を伴いながら振幅を増大させ、堤防の侵食決壊に至る場合があることが指摘されている。また、Nagata et al.¹⁵⁾は急流河川における堤々間の蛇行度が 10 度を超える付近から固定砂州を有する単列蛇行流路が発達する傾向を示すことを指摘している。しかしながら、今回被災が確認された音更川上流区間（中下流域に比べて堤々間が狭くかつ直線化された区間）に関する既往研究は殆ど存在せず、大規模流路変動プロセスとそれに伴う側岸侵食リスクを明らかにすることは未だ重要な課題として残されている。そこで、本章では音更川当該区間をモデルケースとし、現地データに基づいて流量規模と蛇行振幅の規模などを整理することで河道変化特性を把握するとともに、流路変動を再現する数値解析を実施することで非定常流量下における流路の変動のプロセスについて考察した。

3.2 音更川上流で発生した河道変動

十勝川支川の音更川上流（道管理区間）は、流域面積約 500km²、勾配 1/120 程度、堤間約 200m、砂混じり礫の河床材料で構成される河川であり、当該区間の上流には発電用の糠平ダムが 1956 年に建設されている。ここでは、音更川上流域において一連区間の左右岸 7 か所に亘って堤防決壊した区間を対象（図 3-1）とし、出水前後の現地データを用いて河道の平面形状の変化および河床変動量についての検討を行った。

3.2.1 平面形状の変化

図 3-2 に、当該区間近傍の土幌観測所の水位と流量（暫定値）データを示す。また、図 3-3 に今般の出水前後における当該区間内の河道の平面形状変化が分かる写真を示す。図 3-2 および図 3-3 を比較すると、今般の出水前の河道（図 3-3-①, 2016.8.7 撮影）は、樹林が繁茂した河川敷地内においてある程度の蛇行は確認できるものの、既設の護岸も相まって比較的安定した河道の様相であった。一方、4 波目の出水後にドローンにより撮影された写真（図 3-3-③, 2016.9.15 撮影）では、大規模な蛇行流が発生するとともに流路幅が拡大し、左右岸交互に 7 箇所及ぶ堤防決壊にまで及んだ河道の変動が明瞭であり、大規模な河道の変動が発生し一連の河道災害が発生したことが確



図 3-2 音更川士幌水位観測所水位ハイドログラフ(北海道開発局提供, 暫定値)
[2016年8月7日~9月18日, 図中の日付はと図 3-3 に対応]

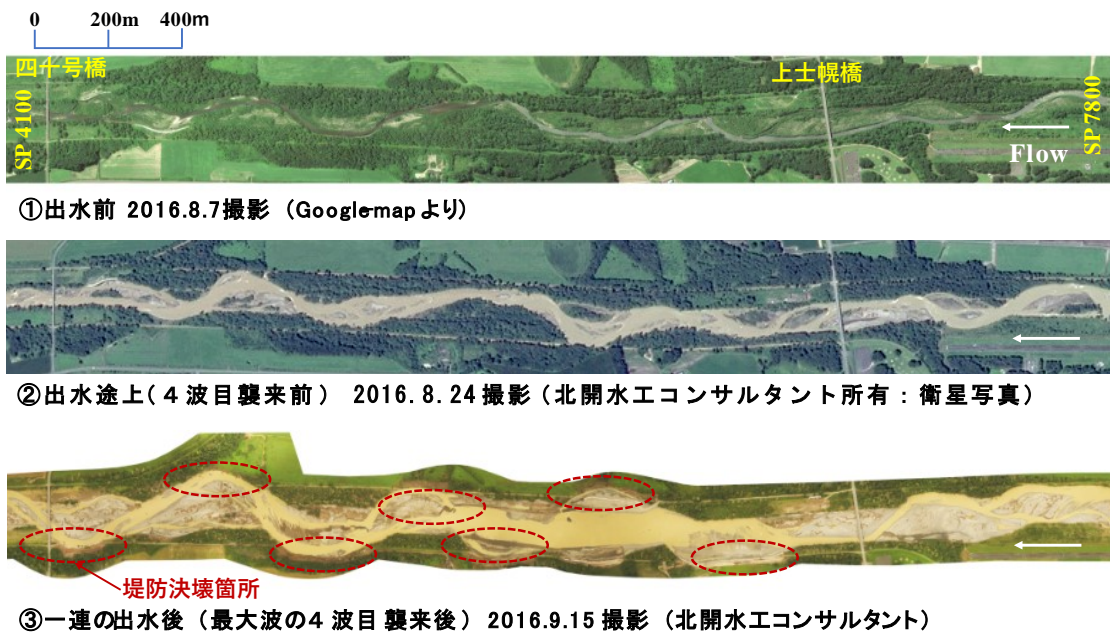


図 3-3 更川上流区間で発生した急激で大規模な河道変動のステージ毎の空中写真

- ① 2016年8月7日撮影(Google map)
- ② 2016年8月24日撮影(北開水工コンサルタント所有の衛星写真)
- ③ 2016年9月15日撮影(北開水工コンサルタント提供, UAV 撮影画像)

認できる。そこで、既往最大出水が発生する直前である3波目の後の写真を確認すると(図 3-3-②, 2016.8.24 撮影), 当該区間では河岸侵食が確認でき流路幅の若干の拡大や蛇行発達の兆候が見受けられるものの、まだ堤防まで至るような蛇行流の発達や河岸侵食は確認できない。このことから、当該区間の大規模な河道の変動は4波目の出水によって短期間に急速に発生したことが明らかである。

出水による河道諸元(平面形状)の変化について、撮影された3ステージの写真を用い、堤防が

ほぼ直線で一定の堤防間隔（約 200 m）であることから、左岸堤防を基線として左右岸の河岸と主流線の位置（写真の水面等から推定）の変化を計測した。図 3-4 に、①出水前、②3 波後、③出水後の計測結果（左右岸の河岸位置、及び主流線位置）を順に示す。また、図 3-5 にこれらの結果を重ね合わせた結果を示す。

結果より、いずれの図からも河道の平面形状の変化は 3 波目までは小規模な変化に止まっている

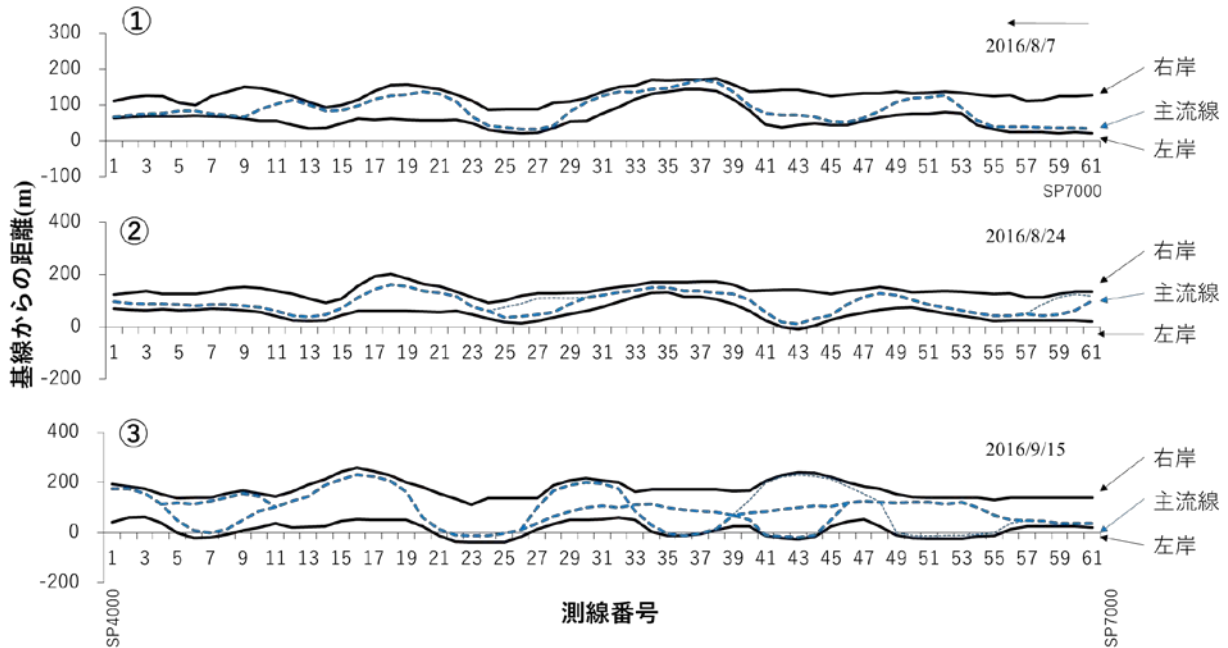


図 3-4 ①出水前、②3 波後、③出水後の左右岸の河岸位置および主流線位置

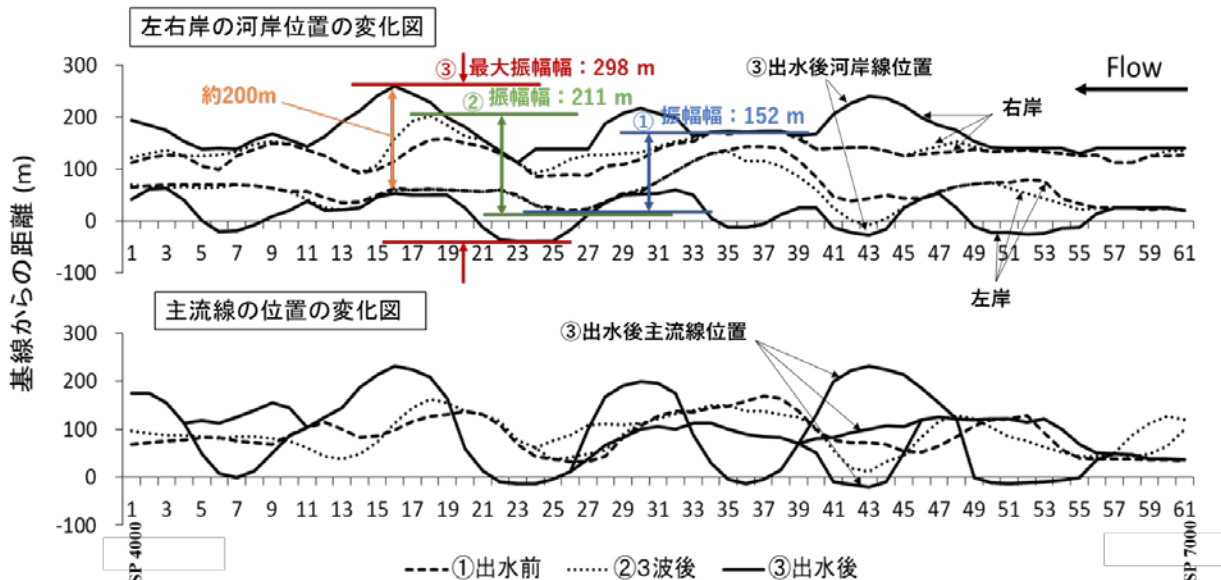


図 3-5 出水による河道諸元の変化、上) 左右岸の河岸位置の変化、下) 主流線の位置の変化

横軸は測線番号を示す、

(測線番号と縦断距離との対応、および各測線での詳細な計測値は Appendix3-1 参照)

表 3-1 水路幅と最大振幅の変化

項目	出水前	出水途中	出水後
平均水路幅	63m	85m	160m
(拡大率)		(1.35)	(2.54)
最大振幅幅	152m	211m	298m
(拡大率)		(1.39)	(1.96)

ことが分かる。しかし、4波目の出水によって、流路は急激かつ大規模に拡大し、河岸・堤防の決壊が急速に進行したことが河道の諸元の変化として確認できる。主流線位置については、出水前は単列蛇行流路の様相であったが、4波目の洪水後は複数本に分岐したことが分かる。これは、河道内の流路が植生の消失と共に拡幅したため、流路の一部がかつてのような複列砂州形状に戻っていると推察される¹⁶⁾。

表 3-1 に、図 3-4 および図 3-5 を計測した際の当該区間における水路幅および最大振幅の変化量を示す。表 3-1 に示すように、定量的な水路平均幅は ① 63m → ② 85m (1.35 倍) → ③ 160m (2.54 倍) まで変化した。本データから、4波目の出水により急激に拡大が進んだことが分かる。蛇行流路の最大振幅幅についても、① 152m → ② 211m (1.39 倍) → ③ 298m (1.96 倍) と、水路平均幅と同様に4波目により急激に拡大している。主流線の蛇行の波長については、出水前については必ずしも明瞭ではないが、出水後は概ね 700m 程度であり、3波後と4波後でほぼ同程度の波長であったと判読され、顕著な変化は確認できなかった。

3.2.2 河床変動量

図 3-6 に、出水前後の河床変動量を示す。出水前のデータは H25 年度のものを利用している。図より、堆積場所と侵食場所を確認すると、低水路への主な堆積 (2 m 以上) は堤防決壊が生じた区間の近くに集中しているように見える。これは、出水中に河岸から供給された土砂は比較的近くの砂州に堆積したことを示すものと考えられる。

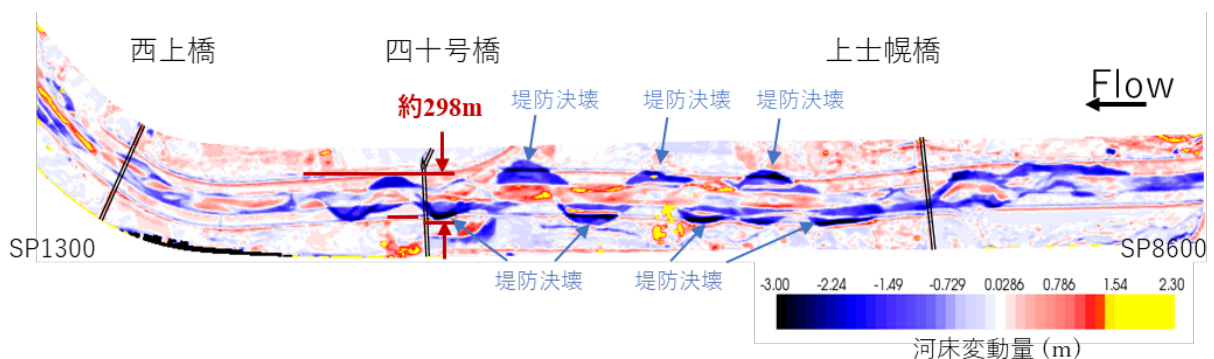


図 3-6 河床変動量コンター図

(開発局提供データ利用, 出水前は H25 年度データ, 2016 年 8 月洪水後のデータは暫定値)

3.2.3 低水護岸の破壊、痕跡水位

図3-8に音更川上流区間における出水後の河岸付近の様子分かる写真を示す。今般の災害では低水護岸が設置されていたが、その大部分が流失・損壊していたことが確認されている。このことは、低水路河岸に護岸が存在しているにも関わらず、それを乗り越えてあるいは破壊して堤防決壊に至ったことを示すものである。この点については、後半の第5章にて改めて検討を行う。

図3-9に音更川上流区間における左右岸の決壊を免れた堤防の痕跡水位を示す。現地での痕跡水位調査では、当該区間におけるピーク水位は堤内地盤より1.2~1.6m程度上昇していたものの、外水氾濫は発生していないことが確認されている。このことから、決壊した堤防はピーク水位時にはまだ存在して機能を発揮しており外水氾濫を防いだと考えるのが妥当である。流量ピークを過ぎた後については、音更川の既往研究報告¹²⁾¹³⁾¹⁴⁾などから推察すると、水位の低下とともに河道内の土砂堆積が進行し、固定砂州の発達に伴って流れの蛇行性が強まり堤防の侵食および決壊に至るというプロセスであったと推察される。しかし、これらの既往報告の大半は音更川中下流域を対象としており、流量低下がなぜ蛇行発達を促すのかについて、本プロセスを明らかにすることは未だ課題として残されている。そこで、次節では音更川当該区間をモデルケースとし、流路変動を再現する数値解析を実施することで非定常流量下における流路の変動のプロセスについて考察した。

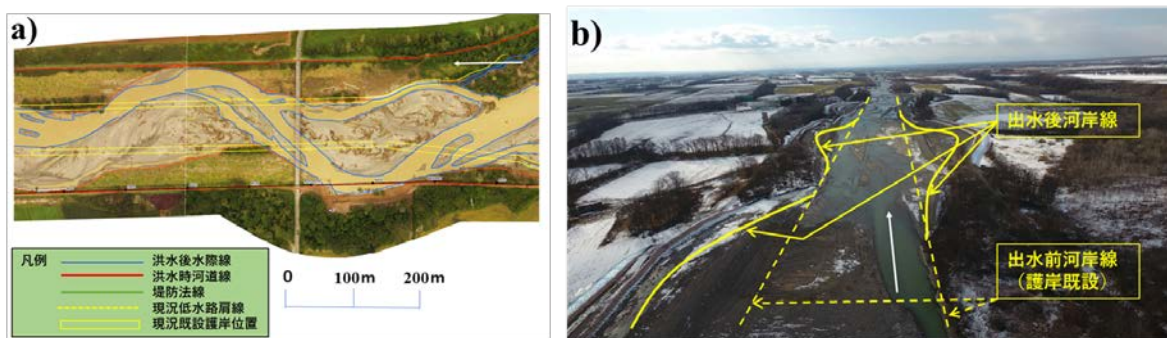


図3-8 当該区間(一部)の UAV による写真(低水護岸の流失)

a) 四十号橋前後を上空から UAV 撮影した写真, b) 当該地区の UAV 斜め写真

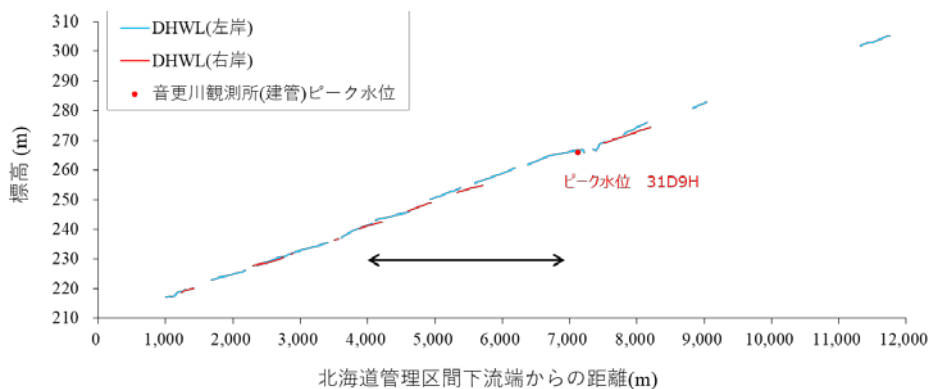


図3-9 痕跡水位調査結果((株)北開水工コンサルタント提供),

図中の矢印は図3-4と図3-5の表示区間を示す

3.3 数値解析による非定常流量下における蛇行流路の発達

音更川上流区間で発生した河岸・堤防の侵食を具体的な事例とし、中上流河川の砂州や蛇行流の発達による河岸や堤防の侵食メカニズムに関する知見の蓄積・充実を図ることを目的とし、iRIC Nays2D モデル¹⁷⁾¹⁸⁾などを用いた数値解析による再現計算を行った。

3.3.1 数値計算モデル (iRIC Nays2D) について

数値解析に用いた Nays2D は、北海道大学工学院清水康行教授らが中心となって開発している河川に関する様々な現象の再現や予測に有効なモデルであり、「一般曲線座標で非定常平面 2 次元流れと河床変動を計算する解析モデル」を核として、混合粒径多層モデルや河岸侵食モデル等を加えたソルバであり、同グループが開発する計算条件設定や計算結果可視化ツール等の処理に関する iRIC GUI に組み込まれた形で無料公開されたフリーソフト¹⁷⁾¹⁸⁾などである。以下に、Nays2D モデルを構成している基礎方程式および河岸侵食を考慮するために用いた斜面崩壊モデルを説明すると共に、今回の解析にて追加した出水途中における植生流失モデルについて概説する。なお、モデル内の基礎方程式は直交座標系 (x, y) を一般化された曲線座標系 (ζ, η) に変換されている。

流れ基礎方程式

【連続式】

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{h}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{hu_\xi}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{hu_\eta}{J} \right) = 0 \quad (1)$$

【運動方程式】

$$\begin{aligned} & \frac{\partial u_\xi}{\partial t} + u_\xi \frac{\partial u_\xi}{\partial \xi} + u_\eta \frac{\partial u_\xi}{\partial \eta} + \alpha_1 u_\xi u_\xi + \alpha_2 u_\xi u_\eta + \alpha_3 u_\eta u_\eta \\ & = -g \left[\left(\left(\frac{\partial \xi}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial \xi}{\partial y} \right)^2 \right) \frac{\partial H}{\partial \xi} + \left(\left(\frac{\partial \xi}{\partial x} \frac{\partial \eta}{\partial x} \right) + \left(\frac{\partial \xi}{\partial y} \frac{\partial \eta}{\partial y} \right) \right) \frac{\partial H}{\partial \eta} \right] \\ & - \frac{C_f u_\xi}{hJ} \sqrt{\left(\frac{\partial \eta}{\partial y} u_\xi - \frac{\partial \xi}{\partial y} u_\eta \right)^2 + \left(-\frac{\partial \eta}{\partial x} u_\xi + \frac{\partial \xi}{\partial x} u_\eta \right)^2} + D_\xi - \frac{F_\xi}{\rho h J} \end{aligned} \quad (2)$$

$$\frac{\partial u_\eta}{\partial t} + u_\xi \frac{\partial u_\eta}{\partial \xi} + u_\eta \frac{\partial u_\eta}{\partial \eta} + \alpha_4 u_\xi u_\xi + \alpha_5 u_\xi u_\eta + \alpha_6 u_\eta u_\eta$$

$$= -g \left[\left(\left(\frac{\partial \xi}{\partial x} \frac{\partial \eta}{\partial x} \right) + \left(\frac{\partial \xi}{\partial y} \frac{\partial \eta}{\partial y} \right) \right) \frac{\partial H}{\partial \xi} + \left(\left(\frac{\partial \eta}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial \eta}{\partial y} \right)^2 \right) \frac{\partial H}{\partial \eta} \right] - \frac{C_f u_\eta}{hJ} \sqrt{\left(\frac{\partial \eta}{\partial y} u_\xi - \frac{\partial \xi}{\partial y} u_\eta \right)^2 + \left(-\frac{\partial \eta}{\partial x} u_\xi + \frac{\partial \xi}{\partial x} u_\eta \right)^2} + D_\eta - \frac{F_\eta}{\rho h J} \quad (3)$$

$$u_\xi = \frac{\partial \xi}{\partial x} u + \frac{\partial \xi}{\partial y} v, \quad u_\eta = \frac{\partial \eta}{\partial x} u + \frac{\partial \eta}{\partial y} v \quad (4)$$

$$J = \frac{1}{\frac{\partial x}{\partial \xi} \frac{\partial y}{\partial \eta} - \frac{\partial x}{\partial \eta} \frac{\partial y}{\partial \xi}} \quad (5)$$

$$C_f = \frac{gn^2}{h^{1/3}} \quad (6)$$

ここで、 h は水深、 t は時間、 u_ξ と u_η は一般曲線座標系の ξ と η 方向の水深平均流速、 H は水位、 g は重力加速度、 α_1 から α_6 は流速成分を直交座標から一般化曲線座標系に変換した際に現れる係数、 C_f は河床せん断係数、 D_ξ と D_η は一般化曲線座標系に変換された際の拡散項、 F_ξ と F_η は ξ と η 方向の植生による抵抗力、 ρ は水の密度、 u と v は直交座標系の x と y 方向の水深平均流速、 n はマンニングの粗度係数である。

F_ξ と F_η は植生密度によって推定され、次のように運動量方程式に抗力として表される。

$$F_\xi = \frac{1}{2} \rho C_{dv} \lambda_v h u_\xi \sqrt{\left(\frac{\partial \eta}{\partial y} u_\xi - \frac{\partial \xi}{\partial y} u_\eta \right)^2 + \left(-\frac{\partial \eta}{\partial x} u_\xi + \frac{\partial \xi}{\partial x} u_\eta \right)^2} \quad (7)$$

$$F_\eta = \frac{1}{2} \rho C_{dv} \lambda_v h u_\eta \sqrt{\left(\frac{\partial \eta}{\partial y} u_\xi - \frac{\partial \xi}{\partial y} u_\eta \right)^2 + \left(-\frac{\partial \eta}{\partial x} u_\xi + \frac{\partial \xi}{\partial x} u_\eta \right)^2} \quad (8)$$

ここで、 C_{dv} は植生の抗力係数、 λ_v は植生の密生度であり、次のように単位体積に示す植生の遮断面積として決定される。

$$\lambda_v = \frac{n_v d_v}{A_v} \quad (9)$$

ここで、 A_v はサンプリングエリア面積、 n_v は植生の数、 d_v はサンプリングエリア内の植生の平均直径である。

[樹木流失モデルの追加]

本研究では、大規模な出水中に植生が時空間的に異なる場所で流失することを考慮するため、上述のモデルに一部修正を行い、次のように植生の密生度 λ_v を河床侵食量の関数として定義した。

$$\lambda_v = \begin{cases} \text{const.} & (|z_{re}| < r_v) \\ 0.0 & (|z_{re}| \geq r_v, z_{re} < 0) \end{cases} \quad (10)$$

ここで、 r_v は樹木の流失が生じる侵食高 (ex.ヤナギの平均根長など)、 z_{re} は各計算セルにて逐次計算された河床高と初期河床高とを比較した河床変動量である。本モデルでは、河床低下した場における z_{re} が r_v を超えた場合、その計算セルの植生密度をゼロしている。これは、植生がモデル内で流失することを意味するものである。

流砂量式

【平衡掃流砂量式】

本研究で対象とする音更川は、砂まじりの石礫が卓越する河川である。これより、流砂量式には掃流砂のみを考慮し、以下の芦田・道上式¹⁹⁾を用いている。

$$\frac{q_{bs}}{\sqrt{sgd^3}} = 17\tau_*^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \left(1 - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}}\right) \quad (10)$$

ここで、 q_{bs} は水深平均流速の方向の全掃流砂量、 τ_* は無次元掃流力、 τ_{*c} は無次元限界掃流力 (岩垣の式²⁰⁾より算定)、 s は河床材料の水中比重、 d は河床材料の粒径である。さらに、ここで求めた全掃流砂量は、流線曲率による二次流を考慮した河床近傍流速^{18)など}と河床勾配の影響を考慮して ζ と η 方向の掃流砂量ベクトルに変換される^{18)21)など}。

河床変動量の計算

【流砂の連続式】

一般座標系における流砂の連続式を以下に示す。

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{z_b}{J} \right) + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{q_{b\xi}}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{q_{b\eta}}{J} \right) \right) = 0 \quad (19)$$

ここで、 z_b は河床高、 $q_{b\xi}$ と $q_{b\eta}$ は ζ と η 方向の単位幅掃流砂量の反変成分、 λ は河床材料の空隙率である。

【崩落モデル】

本計算では、計算中に局所的に深掘れが生じ、隣り合うメッシュ間の河床高の差が安息角以下になった場合、崩落モデル (図3-10) を適応した。具体的には、隣り合うメッシュの河床高の大きい方から小さい方へ、安息角を満足するように土砂の移動を行っている^{17)など}。

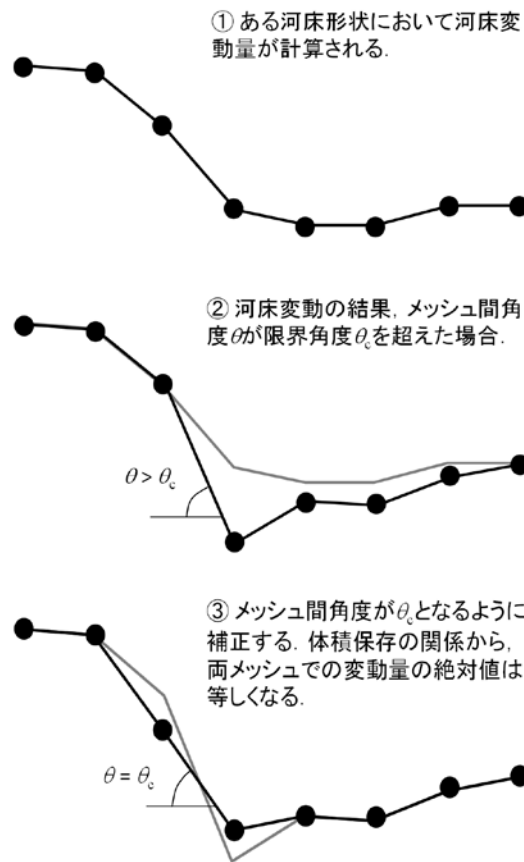


図 3-10 崩落モデル¹⁷⁾

3.3.2 解析条件

平面2次元河床変動解析モデルには、上述のとおり、出水中の局所洗堀に伴い植生が流出する条件を追加した iRIC Nays2D を用いた。計算範囲は、音更川 SP1300～SP8600 の約 7.3km 区間とし、上流端には比較的川幅変化の認められない中央橋付近を選定した（図 3-1）。

計算条件を表 3-2 に示す。計算格子サイズは、縦断方向に 7m、横断方向に 4m とし、計算のタイムステップは 0.2 秒とした。計算格子の粗度係数には 0.03 を、河床材料および上流端からの供給砂には現地調査より得られた平均粒径 $d_m = 55\text{mm}$ を与えた（図 3-11）。計算に用いるハイドログラフは既往最大流量を記録した 4 波目のみを対象とし、図 3-12 に示す音更川の土幌観測所で得られた暫定値（帯広建設開建提供）を用いた。

ヤナギ等の河道内樹木の繁茂領域については、出水前の航空写真を参考に植生域を設定した。植生の密生度 λ_v および植生の平均根長 r_v には、十勝川水系の別支川である札内川における既往の現地調査結果²²⁾を参考に、各々を 0.03、0.2m で与えた。これより 2016 年 8 月洪水の再現計算を行い、特に非定常流量下における蛇行流路の発達過程と河岸侵食特性の把握を試みた。

表 3-2 主な計算条件

主な計算条件	
計算範囲	SP1300～sp8600 ※上流端は川幅変化の小さい中央橋付近を選定
計算格子サイズ	縦断方向 7m, 横断方向 4m
流量データ	音更川土幌観測所で得られたハイドログラフ (暫定値)
河床材料	現地調査より得られた平均粒径 $d_m=55\text{mm}$ の均一粒径
粗度係数	0.03 (マンニングの粗度係数)
流砂量式	芦田・道上の平衡流砂量式 ¹⁹⁾ ※上流端から平衡流砂量を与え, 上流端の初期河床は変化しない条件
河岸侵食	隣り合うメッシュ間の河床高の差が安息角以下になるように河岸侵食を考慮
植生域	写真データから植生域を設定し, 密生度 0.03, 流出洗掘深 0.2m

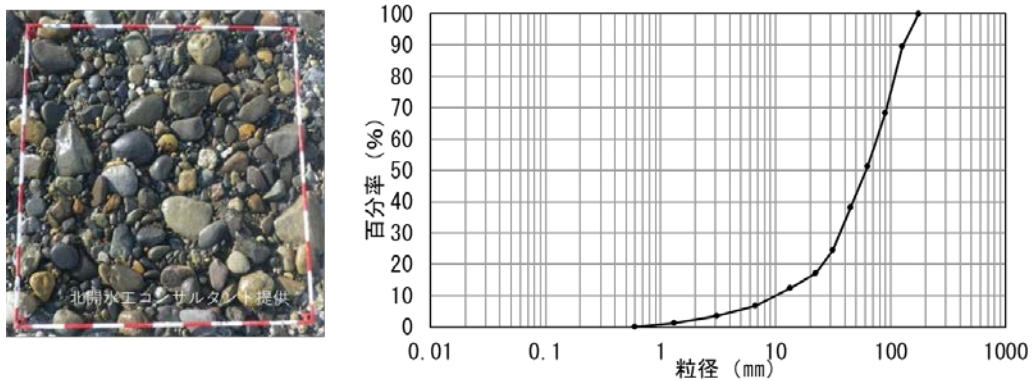


図 3-11 当該区間における河床材料の写真と粒径加積曲線((株)北開水工コンサルタント提供)

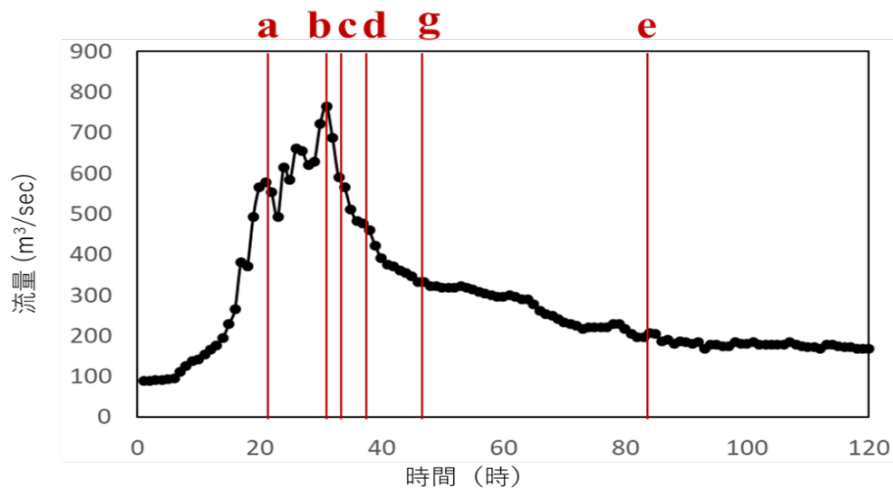


図 3-12 数値計算に用いた実績の流量ハイドログラフ(暫定値, 土幌観測所)
(a～e は時系列を表す記号)

3.3.3 計算結果と考察

(1) 水位と河道の平面形状の再現性

図 3-13 に、計算終了時の河床変動量コンター図（河川周辺の衛星写真に重ね合わせ）を示す。計算結果の平面形状と現地データとを比較すると、堤防決壊箇所の位置に若干の違いはあるものの、流路の蛇行化に伴い左右岸連続での破堤が再現できていること、川幅の拡幅距離が約 200m 程度と現地データを再現できていること、蛇行の波長に大きな変化が生じていないことなどが再現できている。

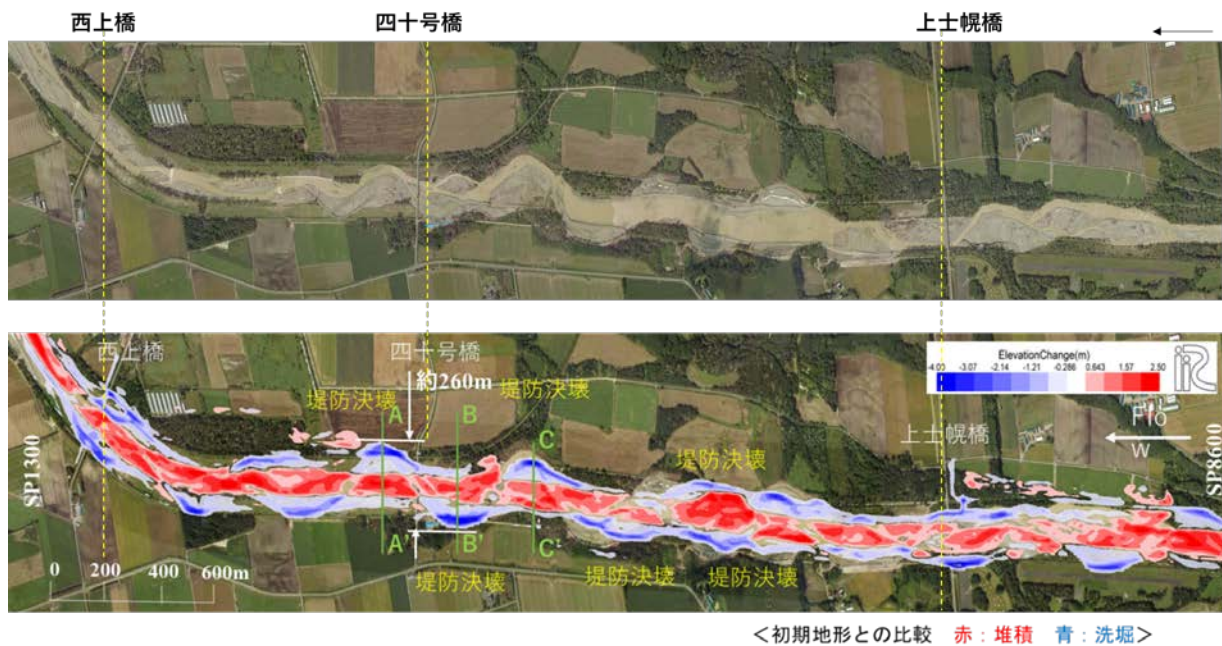


図 3-13 計算終了時の河床変動量コンター図(A,B,C は図 3-18 の測線を示す)

上) 被災後の航空写真(開発局提供)

下) 河床変動量コンター図(計算)

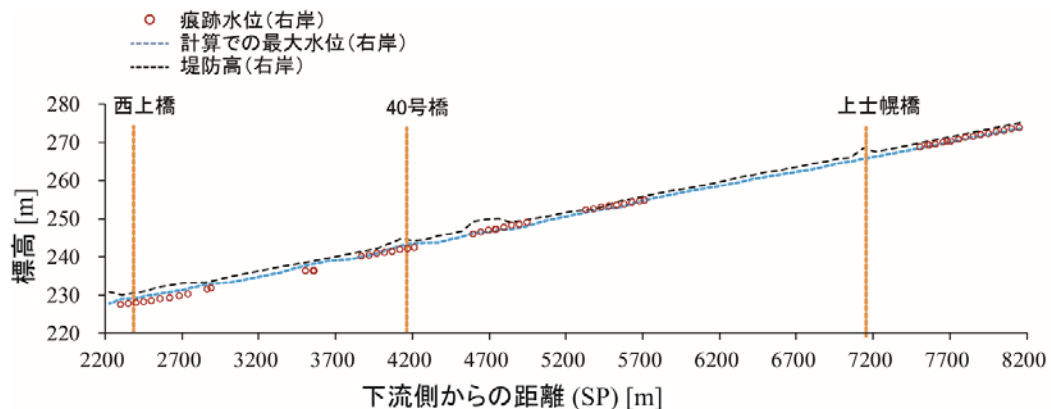


図 3-14 右岸堤防における痕跡水位と計算水位を重ねた図

図3-14に当該区間の右岸堤防における痕跡水位と計算水位を重ねた図を示す。図3-14より、計算水位は現地データと同じく堤防高を超えておらず、堤防は計算流量ピーク時に存在し、その後の流量低下時に決壊に至ることが再現できていると分かる。これらの結果から、当該数値解析モデルは本研究における流路変動特性の考察に十分な精度があるものと判断した。

(2) 非定常流量下における流路の蛇行化のプロセス

図3-15から図3-17に数値解析による水深、流速、河床変動量の時間変化をコンター図で示す。図3-15より水深の時間変化を比較すると、水深は時系列aや時系列b（ピーク時）付近にて最も大きく、出水ピークを過ぎると時間と共に値が小さくなる様子が見てとれる。同様に、図3-16より流速の時間変化についても、合成流速は時系列aや時系列b（ピーク時）付近にて最も高速な流れの範囲が広いことが分かる。一方、図3-17より河床変動量の時間変化を比較すると、当該区間の流路の蛇行化は出水ピーク後に次第に明瞭化する様子が示された。つまり、出水後半より出水前半から出水ピークにかけての方が河道内の流速や掃流力が大きい条件であったにも関わらず、音更川当該区間では流量低下時に流路が側方移動し、蛇行化に伴う堤防決壊が進むことが分かる。

続いて、図3-18に数値解析による堤防決壊箇所測線（A-A'、B-B'、C-C'断面）の横断形状の時間変化を示す。堤防決壊箇所の河床高の横断形状を確認すると、流路の側方移動に伴う堤防の決壊は、流量低減期である時系列d付近（図3-12）で生じていることが分かる（図3-18）。各断面では低水路に土砂が堆積しながら流路の側方移動が生じており、土砂の堆積が流れの偏向をもたらしたものと推察される。そこで、図3-19にA-A'断面における掃流砂量と累積流砂量を示す。

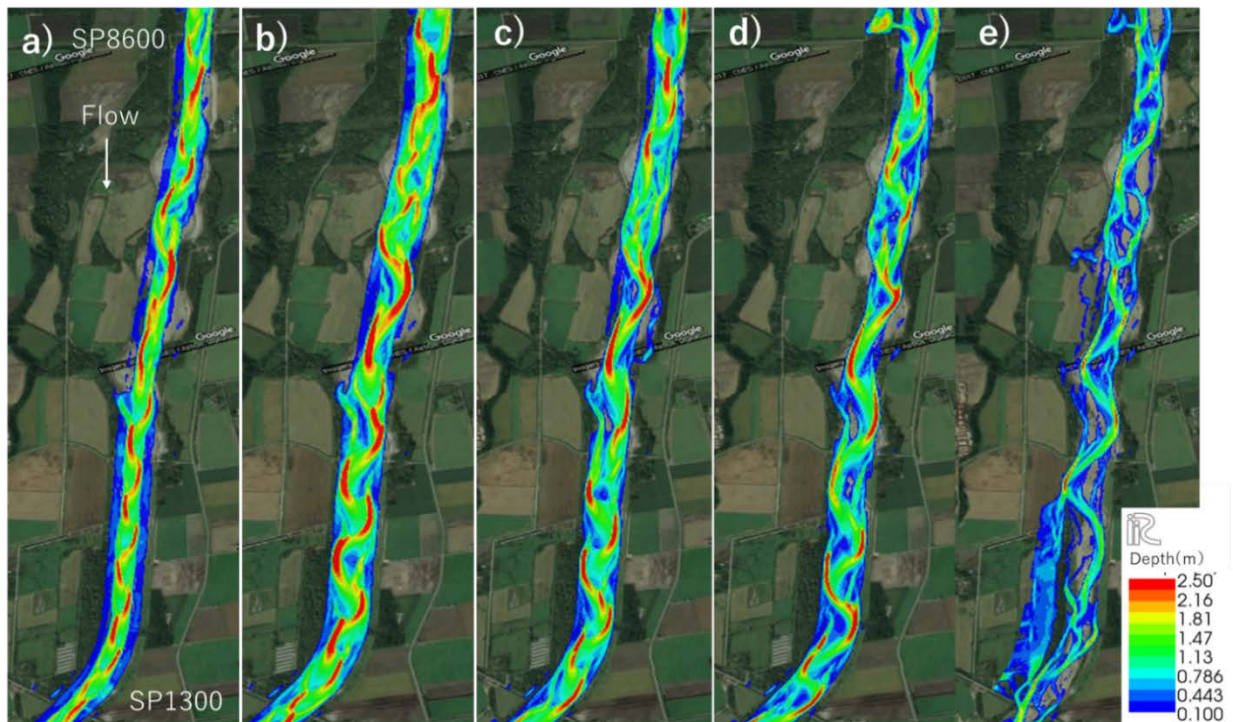


図3-15 数値解析による水深(m)の時間変化コンター図(画像背景:Google Earth 2016/9)

図中のa~eは図3-12に示す時系列記号に該当する

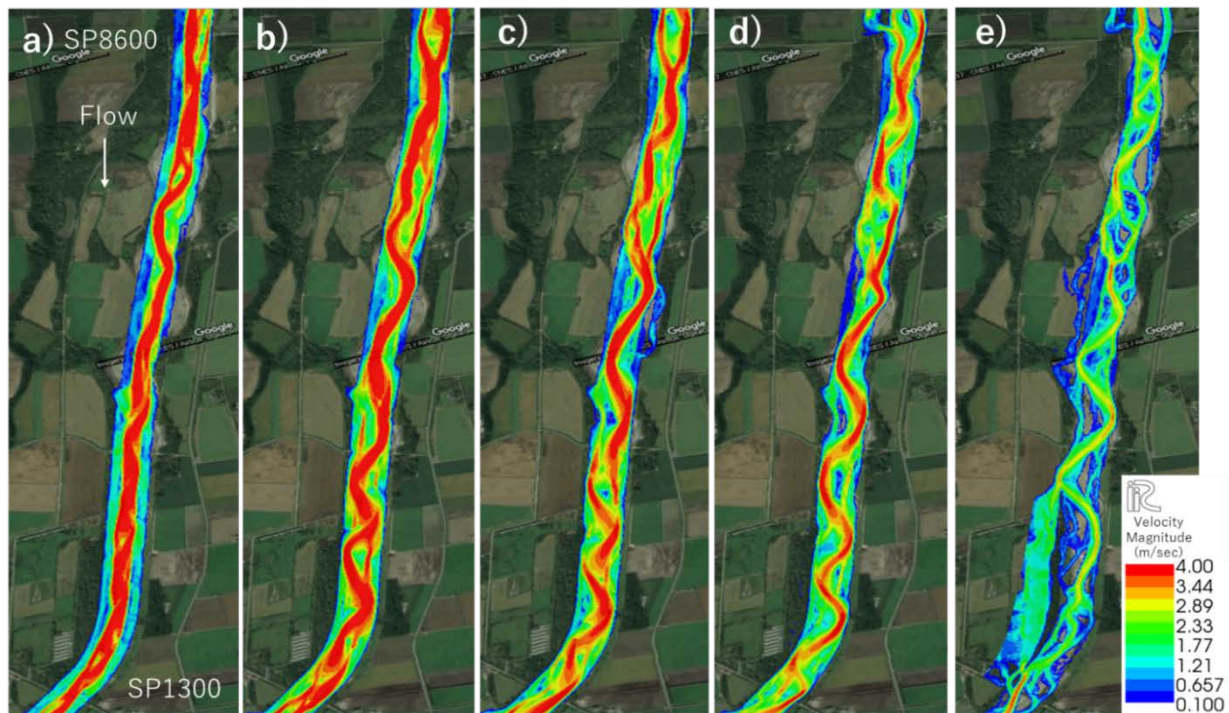


図 3-16 数値解析による流速(m/sec)の時間変化コンター図(画像背景:Google Earth 2016/9)
 図中の a~e は図 3-12 に示す時系列記号に該当する

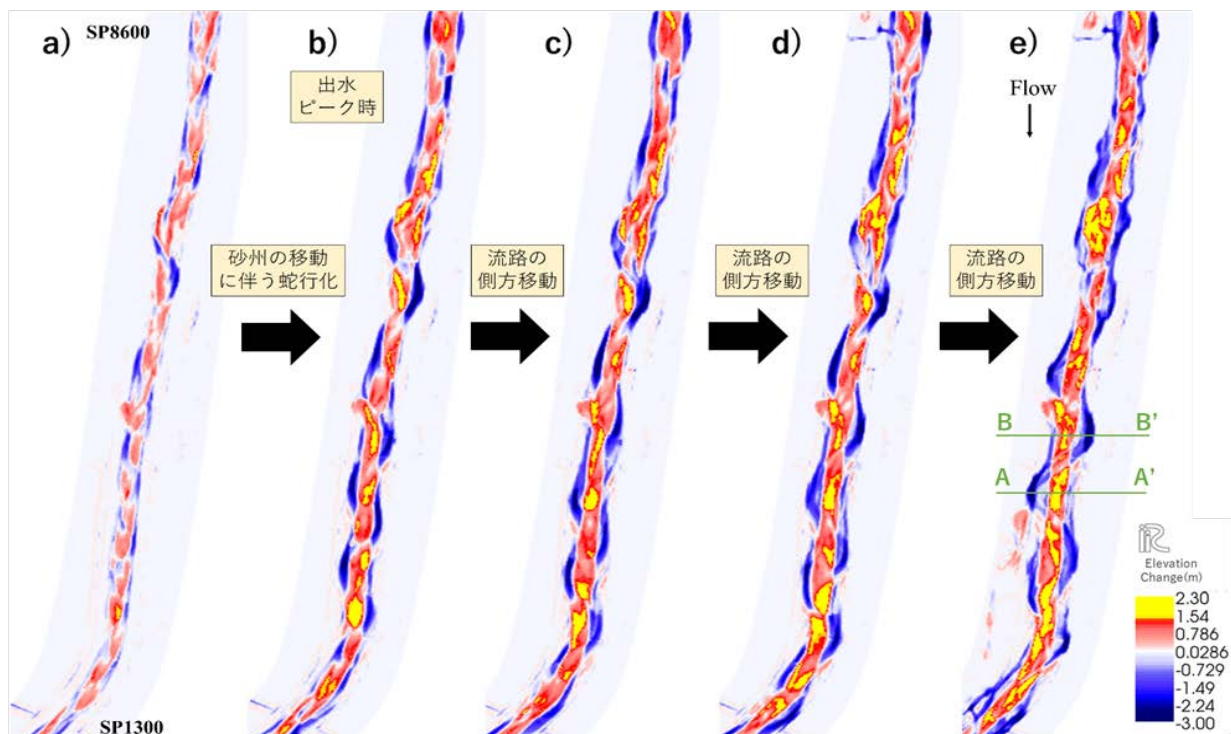


図 3-17 数値解析による河床変動量(m)の時間変化コンター図(画像背景:Google Earth 2016/9)
 図中の a~e は図 3-12 に示す時系列記号に該当する
 (一部の動画データを添付の CD に掲載 動画-2)

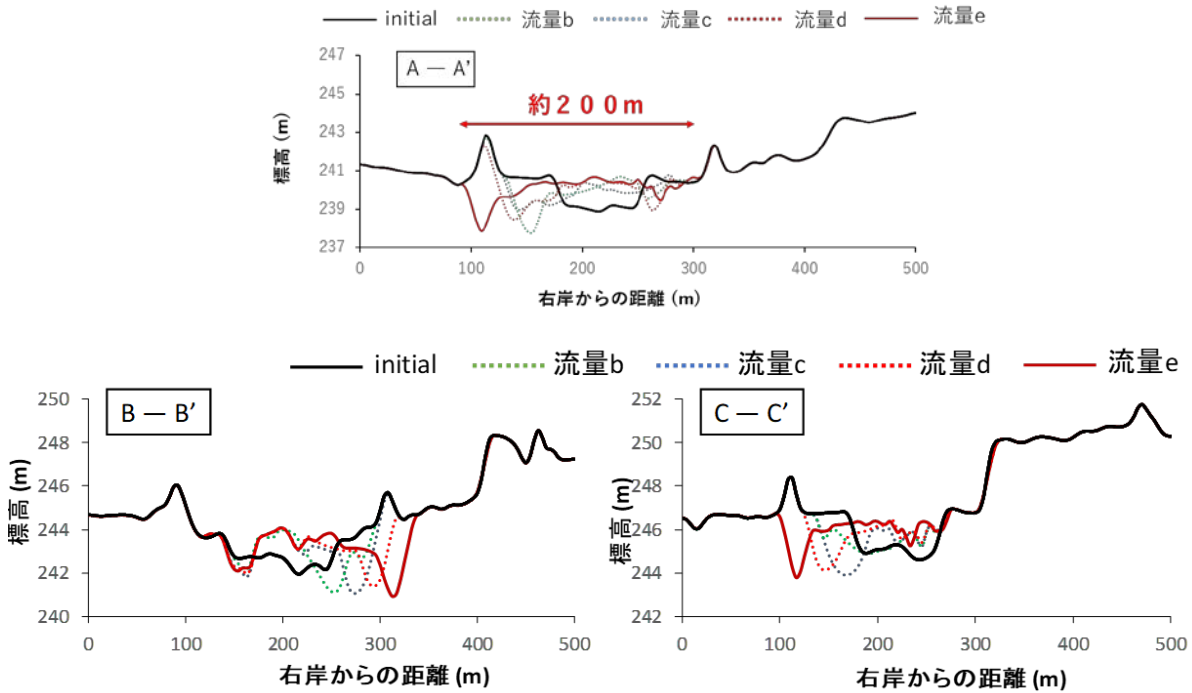


図 3-18 数値解析による堤防決壊箇所測線の横断形状の時間変化
(A-A', B-B', C-C' 断面, 測線位置は図 3-13 参照)

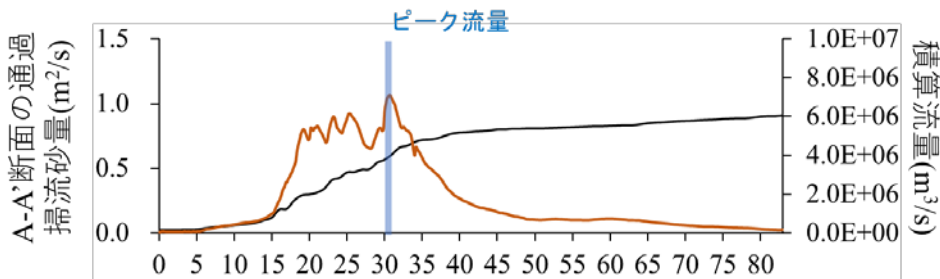


図 3-19 A-A' 断面における掃流砂量と積算流量 (計算)

図 3-19 によると、掃流砂量は流量ピーク時点までは増え続けているが、流量減水期になると急激に減少している。つまり、流量ピークを過ぎた時点において、それまで移動していた多量の土砂が急激に停止し始めたと分かる。

図 3-20 に、図 3-13 に示す測線 A—A' と測線 B—B' 付近の時系列 b, d, g における河床変動量コンター図に掃流砂ベクトルを重ねたものを示す。図 3-20 より流量変化と流路変動特性との関係に着目すると、流量低下時、低水路内の水深は次第に浅くなる反面、流路内の河床高は次第に上昇する傾向が認められる。これは、それまで移動していた土砂が停止することで河道内への土砂の堆積が進行し、砂州が発達するためである。このことから、掃流砂ベクトルから分かるように、低水路内にて流れが偏向しやすく、流路の蛇行化や分岐といった、活発な流路変動が生じやすい状況が形成されると推察される。

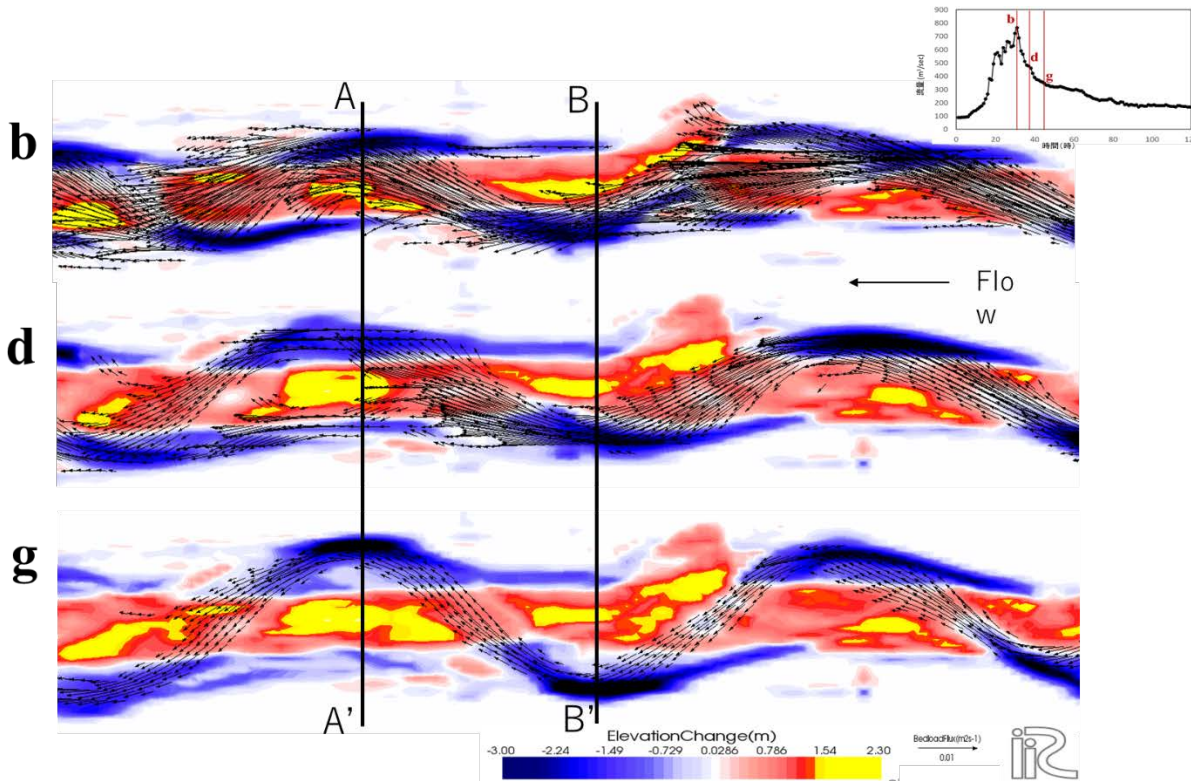


図 3-20

数値解析による四十号橋付近における河床変動量コンター図に掃流砂ベクトルを重ねた図

藤田ら²³⁾によると、側岸侵食が始まると砂州の前進が停止することで砂州の波高が成長すると指摘されている。したがって、流量低下時に流路が側方に移動し、堤防や河岸まで到達した場合、側岸侵食により土砂が河道内に供給されることが更なる流路の側方移動が促す可能性も考えられる。以上のことから、前述したように中上流部の急勾配区間における河川整備に際しては、流量流下能力を確保するのみでは想定以上の大規模出水が生じ多量の土砂が移動するような場合、河岸侵食リスクを十分に抑制できない可能性が示された。たとえ流量ピーク時に外水氾濫しなかったとしても、流量低下時に流路の大規模な側方移動が生じ、堤防破堤に至る可能性があることに留意する必要がある。

なお、本計算では侵食による樹木流失を考慮することで実河川での事例を再現した。本区間において、樹木が蛇行に及ぼした影響に関しては久加・山口らによる研究⁷⁾を参照されたい。

3.4 結論

2016年8月、音更川上流区間では大規模な流路の変動に伴う左右岸連続7箇所の堤防決壊が生じた。本研究では、当該区間を急流河川災害のモデルケースとし、現地調査データから出水規模と流路変動特性との関係性を把握するとともに、数値解析による再現計算を行い流路の変動要因について検討を行った。結果は以下の通りである。

- (1) 痕跡水位調査によると、決壊した堤防はピーク水位時には存在しており外水氾濫を防いだものの、その後の流量低下時に決壊に至ったと推察された。
- (2) 当該区間の大規模な蛇行の発達は4波目の出水（既往最大流量）によって短期間に急速に発生した。この際、当該区間の堤防接近箇所等には低水路護岸が設置されていたが、出水後には大部分が破壊流失していた。4波目の大規模な出水時には、蛇行の波長はそれほど変化しないのに対して、蛇行の振幅と水路幅は短時間で著しく増大した。
- (3) iRICNays2Dモデルは、再現計算の結果、本研究における音更川の当該区間における検討に必要な精度を有していると評価できた。本数値解析によると、流量増加時は砂州の流下に伴いながら流路が蛇行化して側岸が侵食され、流量低下時には流路内の河床高が次第に上昇して砂州が発達することで低水路内の流れが偏向し、河岸の侵食が横断方向に拡大し河道の急激で大規模な変動が生ずる状況が創出されたと推察された。

参考文献

- 1) 土木学会 2016 年 8 月北海道豪雨災害調査団: 2016 年 8 月北海道豪雨土木学会調査団報告書, 142p, 2017.
- 2) 北海道開発局帯広開発建設部治水課・(独)土木研究所寒地土木研究所寒地水圏研究グループ: 平成 23 年 9 月 2 日からの停滞前線による大雨災害. 十勝川水系音更川の堤防の一部流出に関わる調査報告, 68p, 2012.
- 3) 石田義明, 山口里実, 久加朋子, 岩崎理樹, 清水康行, 川村育男, 泉典洋: 札内川・戸蔦別川合流地点における堤防決壊と氾濫原からの還流による被害特性の検証, 河川技術論文集, 23, pp.1-6, 2017.
- 4) 渡邊健人, 久加朋子, 山口里実, 清水康行: 大規模出水時における河道内樹木と流路変動特性の関係: 札内川を事例として, 土木学会論文集 B1(水工学), 74, pp. I_1015-I_1020, 2018.
- 5) 赤堀良介, 山口里実, 久加朋子: 平成 28 年 8 月北海道豪雨災害における流路内の流木集積状況と水理的条件に関する検討. 河川技術論文集, 25, pp.261-266, 2019.
- 6) 久加朋子, 清水康行, 宮本具征, 劔持浩高, 酒谷賢治, 泉典洋, 山口里実, 岩崎理樹, 石田義明: 2016 年北海道豪雨災害におけるペケレベツ川の被災状況と流路変動特性の検証. 河川技術論文集, 23, pp.55-60, 2017.
- 7) 井上卓也, 水垣滋, 前田俊一, 矢部浩規: 土砂供給シナリオと河岸侵食—平成 28 年北海道豪雨における橋梁被災を例とした検討—寒地土木研究所月報, 9-16, 2019.
- 8) T. Furuichi, N. Osanai, S. Hayashi, N. Izumi, T. Kyuka, Y. Shiono, T. Miyazaki, T. Hayakawa, N. Nagano, N. Matsuoka: Disastrous sediment discharge due to typhoon-induced heavy rainfall over fossil periglacial catchments in western Tokachi, Hokkaido, northern, Japan. Landslides, 2018, doi: 10.1007/s10346-018-1005-1.
- 9) 松岡直基: 2016 年 8~9 月の北海道における豪雨災害に関する報告 1 気象の概要について, 寒地土木研究所月報, 769, pp.42-47, 2017.
- 10) ムハマドイザーズハズミービンスハイミ, 山田朋人, 久加朋子, 清水康行, 奥田醇, 星野剛: 2016 年北海道豪雨災害を対象としたアンサンブル気象予測を用いた河川水位, 河床変動及び氾濫形態の予測可能性, 土木学会論文集 B1 (水工学), 75, pp. I_1435-I_1440, 2019.
- 11) 桑村貴志: 地形データを用いた河道変遷の調査—音更川の新旧のデータを題材として—, 北海道開発局技術研究発表会, 6p, 2013.
- 12) 永多朋紀, 渡邊康玄, 安田浩保, 伊藤丹: 砂州地形に誘発された蛇行発達, 土木学会論文集 B1(水工学), 69, pp.I_1099-I_1104, 2013.
- 13) T. Iwasaki, Y. Shimizu, I. Kimura: Numerical simulation of bar and bank erosion in a vegetated floodplain: A case study in the Otofuke River, Advanced in Water Resources, 93, pp.118-134, 2016. doi: 10.1016/j.advwatres.2015.02.001.
- 14) 桑村貴志・渡邊康玄: 出水時の河岸侵食を伴う流路変動の発達要因, 河川技術論文集, 22, pp.163-168. 2016.

- 15) T. Nagata, Y. Watanabe, H. Yasuda, and A. Ito: Development of a meandering channel caused by the planform shape of the river bank, *Earth Surf. Dynam.*, 2, pp.255–270, 2014. doi:10.5194/esurf-2-255-2014.
- 16) 山口里実, 伊藤丹: 側岸侵食性河道における砂州性蛇行流路の発達特性とその数値実験土木学会論文集 B1(水工学), 70, pp.I_985-I_990, 2014.
- 17) iRICsoftware: (最終閲覧日: 2020年11月20日), <https://i-ric.org/ja/>
- 18) 清水康行: 河道平面形状の形成における河床・河岸の変動特性の相互関係について, *水工学論文集*, 47, pp.643-648, 2003.
- 19) 芦田和男, 道上正規: 移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, *土木学会論文集*, 206, pp.59-69, 1972.
- 20) 岩垣雄一: 限界掃流力に関する基礎的研究 (I) 限界掃流力の流体力学的研究, *土木学会論文集*, 41, pp.1-21, 1956.
- 21) 長谷川和義, 藤田豊彦, 目黒嗣樹, 竜澤宏昌: 河床不安定および分級不安定をともなう急勾配混合 砂礫河床の形態, *水工学論文集*, 44, pp.659-664, 2000.
- 22) 永多朋紀, 渡邊康玄, 清水康行, 井上卓也, 船木淳悟: 礫床河川における河道変化と植生動態に関する研究, *水工学論文集*, 60, pp.1081-1086, 2016.
- 23) 藤田裕一郎, 村本喜雄, 宮坂裕文: 河川における側岸侵食, *京大防災研究年報*, 26, B-2, pp.427-444, 1983.

Appendix3-1(1)

図3-5に示す河岸位置の詳細データ(出水前・途上・出水後に撮影された写真から計測)

※左岸堤防を基線とした河岸位置と水路幅(m), 堤防ラインを超過した河岸位置データに着色

測線	測線番号	左堤防	出水前(8月7日)			出水途上(8月24日)			出水後(9月15日)			右堤防
			左河岸	右河岸	水路幅	左河岸	右河岸	水路幅	左河岸	右河岸	水路幅	
4100	1	0	69	127	58	63	137	74	63	175	112	210
4150	2	0	69	125	56	67	125	58	40	154	114	210
4200	3	0	69	106	37	64	125	61	0	138	138	206
4250	4	0	70	100	30	65	127	62	-21	140	161	202
4300	5	0	69	125	56	69	134	65	-19	139	158	200
4350	6	0	68	138	70	68	148	80	-7	156	163	200
4400	7	0	63	150	87	63	153	90	9	169	160	206
4450	8	0	56	148	92	56	148	92	20	156	136	215
4500	9	0	56	137	81	42	137	95	38	144	106	230
4550	10	0	45	125	80	25	125	100	20	163	143	250
4600	11	0	35	108	73	22	108	86	22	192	170	270
4650	12	0	37	93	56	25	93	68	25	212	187	290
4700	13	0	50	100	50	46	108	62	46	242	196	200
4750	14	0	63	115	52	60	158	98	54	260	206	200
4800	15	0	60	140	80	60	193	133	50	246	196	200
4850	16	0	62	156	94	62	203	141	50	229	179	205
4900	17	0	60	158	98	60	184	124	50	200	150	200
4950	18	0	58	150	92	58	164	106	25	181	156	205
5000	19	0	57	144	87	57	156	99	-13	156	169	200
5050	20	0	60	130	70	60	135	75	-35	135	170	200
5100	21	0	50	112	62	47	112	65	-38	112	150	200
5150	22	0	31	87	56	31	92	61	-38	138	176	200
5200	23	0	25	88	63	19	101	82	-38	138	176	200
5250	24	0	21	89	68	14	119	105	-18	138	156	200

測線			出水前(8月7日)			出水途上(8月24日)			出水後(9月15日)			右堤防
	左堤防	左堤防	左河岸	右河岸	水路幅	左河岸	右河岸	水路幅	左河岸	右河岸	水路幅	
5300	25	0	24	88	64	24	128	104	13	138	125	200
5350	26	0	37	106	69	37	128	91	35	188	153	200
5400	27	0	54	110	56	51	131	80	50	208	158	200
5450	28	0	56	119	63	62	132	70	52	218	166	200
5500	29	0	77	138	61	77	144	67	54	208	154	200
5550	30	0	96	150	54	96	153	57	60	200	140	200
5600	31	0	116	154	38	116	160	44	50	163	113	195
5650	32	0	131	171	40	131	171	40	5	172	167	200
5700	33	0	137	169	32	133	171	38	-12	173	185	200
5750	34	0	144	171	27	116	172	56	-13	172	185	200
5800	35	0	144	171	27	115	173	58	-6	173	179	200
5850	36	0	140	173	33	106	173	67	12	173	161	200
5900	37	0	117	158	41	87	163	76	25	165	140	200
5950	38	0	85	138	53	60	138	78	25	168	143	200
6000	39	0	47	140	93	25	140	115	-13	206	219	200
6050	40	0	38	142	104	0	142	142	-22	228	250	200
6100	41	0	44	142	98	-8	142	150	-27	240	267	200
6150	42	0	50	135	85	4	135	131	-16	238	254	200
6200	43	0	44	125	81	27	125	98	25	222	197	200
6250	44	0	44	129	85	44	137	93	44	200	156	200
6300	45	0	56	132	76	55	144	89	54	185	131	200
6350	46	0	66	133	67	66	153	87	25	175	150	200
6400	47	0	72	138	66	72	144	72	-10	154	164	200
6450	48	0	75	133	58	75	133	58	-22	142	164	200
6500	49	0	75	135	60	63	135	72	-23	140	163	200
6550	50	0	80	137	57	53	137	84	-25	140	165	200
6600	51	0	78	134	56	44	134	90	-24	140	164	205
6650	52	0	44	130	86	34	130	96	-14	140	154	203
6700	53	0	33	125	92	22	125	103	-13	131	144	200
6750	54	0	25	128	103	25	128	103	14	140	126	200
6800	55	0	25	112	87	25	112	87	25	140	115	200
6850	56	-4	25	113	88	25	113	88	25	140	115	200
6900	57	-5	22	125	103	25	125	100	25	140	115	200
6950	58	-6	25	125	100	25	136	111	25	140	115	202
7000	59	-8	21	128	107	21	135	114	21	140	119	206
7050	60	-10	25	128	103	25	142	117	25	142	117	204
7100	61	-4	29	128	99	29	146	117	28	146	118	203

Appendix3-1 (2)

図 3-5 に示す主流線位置データ(出水前・途上・出水後に撮影された写真から計測)

※左岸堤防を基線とした主流線位置(m)

測線	測線番号	左堤防	出水前 (8/7)	出水途上(8/24)		出水後 (9/15)			右堤防
			主流線 1	主流線 1	主流線 2	主流線 1	主流線 2	主流線 3	
4000	1	0	68	97		174			210
4050	2	0	72	91		175			210
4100	3	0	75	88		156			206
4150	4	0	78	88		113	113		202
4200	5	0	83	85		48	118		200
4250	6	0	83	81		8	113		200
4300	7	0	75	85		0	125		206
4350	8	0	72	85		14	140		215
4400	9	0	68	81		50	156		230
4450	10	0	88	75		86	144		250
4500	11	0	104	62		103	103		270
4550	12	0	115	44		125			290
4600	13	0	100	38		144			200
4650	14	0	83	48		188			200
4700	15	0	86	73		213			200
4750	16	0	99	112		232			205
4800	17	0	116	145		225			200
4850	18	0	127	162		208			205
4900	19	0	130	155		164			200
4950	20	0	137	138		60			200
5000	21	0	131	130		13			200
5050	22	0	110	117		-10			200
5100	23	0	68	77		-13			200
5150	24	0	43	62	62	-13			200
5200	25	0	38	37	75	-4			200
5250	26	0	33	42	88	12	12		200

第3章 2016年8月洪水における音更川上流区間における大規模な流路蛇行化プロセスの検討

測線		左堤防	出水前 (8/7)		出水途上(8/24)		出水後 (9/15)			右堤防
			主流線 1	主流線 1	主流線 2	主流線 1	主流線 2	主流線 3		
5300	27	0	33	48	110	38	100		200	
5350	28	0	43	56	111	66	167		200	
5400	29	0	82	89	110	83	190		200	
5450	30	0	108	113	113	100	200		200	
5500	31	0	127	122		106	196		195	
5550	32	0	137	132		100	175		200	
5600	33	0	136	139		112	87		200	
5650	34	0	145	150		113	30		200	
5700	35	0	148	150		100	-4		200	
5750	36	0	159	138		90	-13		200	
5800	37	0	170	137		85	-4		200	
5850	38	0	164	131		82	15		200	
5900	39	0	137	125		70	70	70	200	
5950	40	0	99	104		80	50	130	200	
6000	41	0	77	56		83	-10	200	200	
6050	42	0	72	19		94	-15	222	200	
6100	43	0	72	11		100	-20	231	200	
6150	44	0	68	33		108	-10	225	200	
6200	45	0	55	46		105	50	213	200	
6250	46	0	53	85		119	119	185	200	
6300	47	0	65	116		125		155	200	
6350	48	0	84	128		122		122	200	
6400	49	0	108	122		119		0	200	
6450	50	0	119	103		122		-12	200	
6500	51	0	122	85		122		-13	205	
6550	52	0	128	75		115		-12	203	
6600	53	0	93	63		122		-10	200	
6650	54	0	57	52		100		-6	200	
6700	55	0	40	44		69		0	200	
6750	56	-4	39	44		50		37	200	
6800	57	-5	39	50	50	48		48	200	
6850	58	-6	38	44	87	47			202	
6900	59	-8	36	48	113	38			206	
6950	60	-10	36	64	126	38			204	
7000	61	-4	35	100	119	37			203	

4章 音更川上流区間における流量ハイドログラフ形状の違いによる側岸侵食リスクの変化

4.1 ピーク流量生起時間の違いに関する検討

4.1.1 はじめに（検討の視点）

河川中上流部の急流区間における流路の変動特性とそれに伴う堤防侵食リスクを予測することは、河川管理上重要な課題である。一般に、急流区間では流路変動特性が河川下流域の沖積地を流れる緩流河川と異なり、出水時に河川水位が計画高水位を超えずとも流路の変動に起因する侵食現象により堤防が決壊に至ることが知られている¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾など。したがって、急流区間の河川において適切な整備・管理を行うには、下流の沖積河川（緩流区間）における整備・管理に関する観点とは異なる知見・技術が求められる⁶⁾。

急流区間における主な洪水リスクは、高速な流れとともに大量の土砂が移動することで河床や河道形状が大規模に変動するため、一出水中に侵食や堆積が急速に進行して河道の急激で大規模な変動を招き、堤防決壊や河川敷地外の土地や施設に侵食や堆積による災害が発生することである。計画的に整備・管理を進めるためには、急流河川における出水時の急激で大規模な河道変動メカニズムを把握し、河川ごとの特性を踏まえたうえで、河岸・堤防・地盤等の侵食リスクを推定することが必要となる。しかしながら、急流河川にみられるような急激で大規模な側方侵食を伴う流路変動のメカニズムには未解明な部分が多く、まずは、既往の災害における支配的要因を分析・整理し、それぞれの要因に対する流路変動の応答を把握することが肝要となる。

2016年北海道豪雨災害時、音更川上流域では流量ピーク後の流量低下時に流路の大規模な変動が生じ堤防決壊に至ったことは前述のとおりである。急流河川における流路の変動は、出水前の流路形状、流量ハイドログラフ形状、植生繁茂状況、低水護岸等の整備状況、上流からの土砂供給量など多岐に渡る要因が影響していると考えられるが、第3章の検討を踏まえ、第4章においては流量ハイドログラフ形状の違いに着目する。具体的には、音更川上流区間の河道変動を対象事例とし、異なるハイドログラフ形状に対する流路変動の応答を数値解析により検討する。流量が増加または減少する過程や流量ピーク値自体がどの程度流路変動に影響を与え、堤防等の侵食リスクに関わるパラメーターになり得るかを検討し、今後、急流河川の侵食リスクを推定する手法を確立するうえでの基礎的知見を得ることが目的である。

4.1.2 数値解析の解析条件

ここでは、音更川上流域を対象とし、積算流量 $[\Sigma (\text{流量} \cdot \text{時間})]$ (対象期間：図4-1aに示す0～90時間)を統一し、ハイドログラフ形状のみ異なる場合における流路変動の応答を数値解析より検討する。数値解析には、第3章にて当該区間の流路変動特性の考察に十分な精度があることを確

認している数値解析モデル (iRIC Nays2D⁷⁾) を用い、計算条件は流量データを除いた全ての項目を再現計算 (第3章, 表 3-2) と揃えた。

計算ケースとして設定した流量ハイドログラフ形状を図 4-1 に示す。図 4-1a に示す Case 1 は、2016 年 8 月の再現計算 (第3章) である。Case 1 では、音更川土幌観測所で得られた実績流量の暫定値 (帯広開発建設部) の流量ハイドログラフ形状を与えている。Case A および Case B は、Case 1 とほぼ同じ積算流量 (1.03×10^8 [m³])、かつ同じ洪水ピーク流量値のもと、ハイドログラフ形状のみ異ならせた場合の河道変動の変化を把握するためのものである。Case A は、Case 1 よりも速くピーク流量に到達し、その後ゆっくり減水する流量ハイドログラフ形状とした。一方、Case B は Case 1 よりもゆっくりピーク流量に到達し、その後、速やかに減水する形状とした。

次いで、図 4-1b に示す Case C, D は、Case 1 とほぼ同じ積算流量 (1.03×10^8 [m³]) であるが、異なるピーク流量と洪水継続時間を与えた場合の変化を把握するものである。Case C および Case D では、Case 1 の実績流量をベースとし、流量が各々 300 m³/sec, 500 m³/sec に達した後、定常流にて出水が継続する条件を想定している。

4.1.3 計算結果と考察

(1) ピーク流量到達時間の違いが流路変動特性に与える影響

図 4-2 に、出水前後の実績と Case 1 の計算終了時における河床変動量コンター図を示す。第3章と同じ結果であるが、蛇行侵食による 7 か所に亘る左右岸一連の堤防決壊が再現されていること、侵食後の川幅 (A-A'断面の場合、現地: 200m, 再現: 200m)、および流路の最大振幅幅 (A~B 断

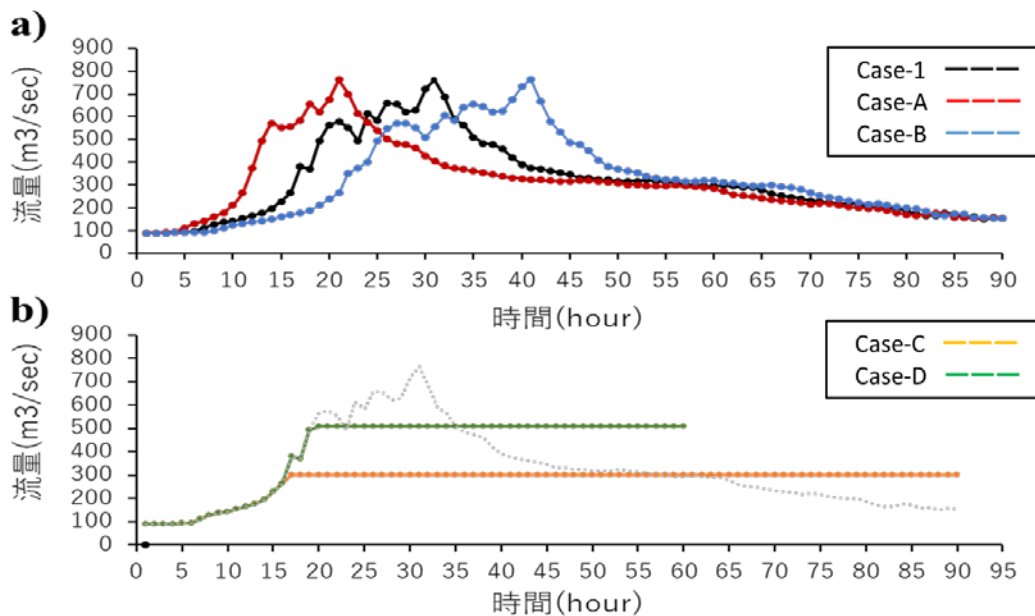


図 4-1 数値解析に用いた流量ハイドログラフ

a) ピーク流量と積算流量は同一でピーク生起時間が異なる: Case 1, Case A, Case B

b) 初期は実績, その後, 一定流量が継続する: Case C, Case D

(詳細な流量データは Appendix4-1(1)参照)

面の場合で、現地：298m、再現：260m）が概ね再現されていることが分かる。

図4-3に、ハイドログラフ形状を異ならせた Case A と Case B の計算終了時の河床変動量コンター図を示す。また、図4-4に測線 A-A'、測線 B-B'断面における各ケースの河床高の時間変化を示す。図4-3および図4-4より、Case 1, Case A, Case Bにおいてハイドログラフの形状が異なるにも関わらず、全てのケースにて類似する流路変動が生じ、計算終了時の最終的な破堤箇所、及び測線 A-A'、測線 B-B' 断面の川幅の拡幅距離はほぼ類似することが分かる。

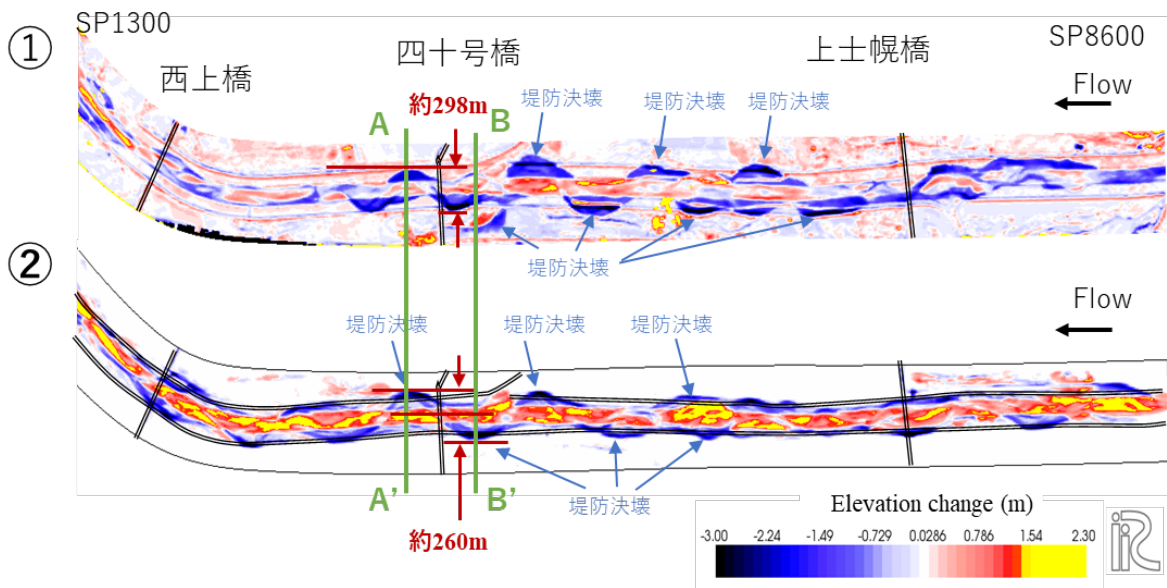


図 4-2 河床変動量コンター図

① 実績出水前後(出水前は H25 年度データ), ② Case 1 計算終了

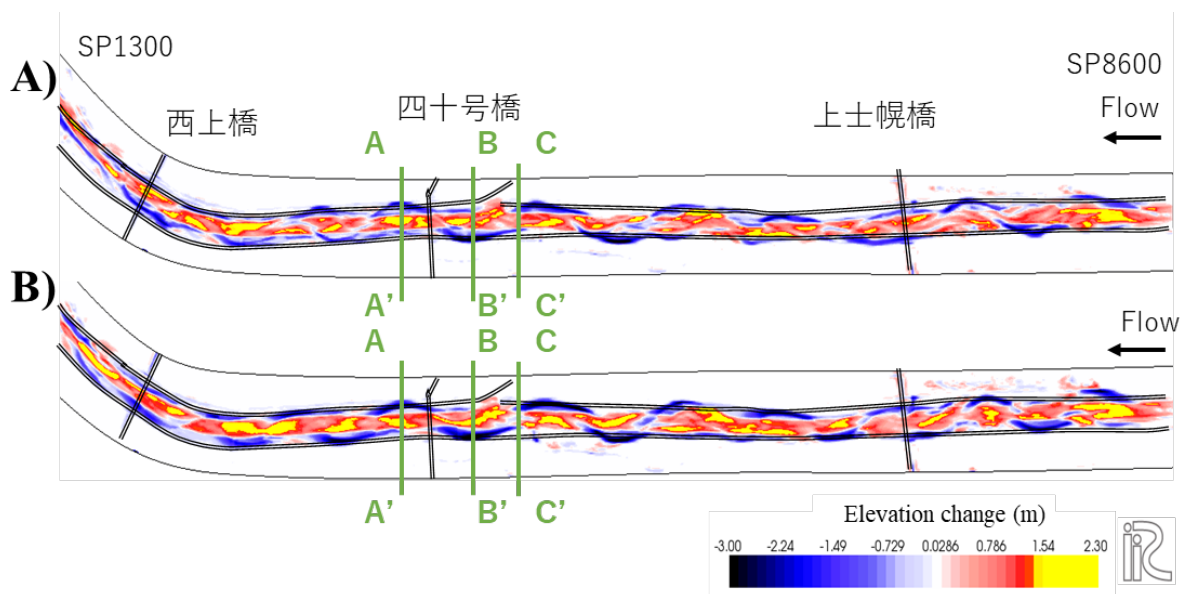


図 4-3 河床変動量コンター図

A) Case A 計算終了時, B) Case B 計算終了時

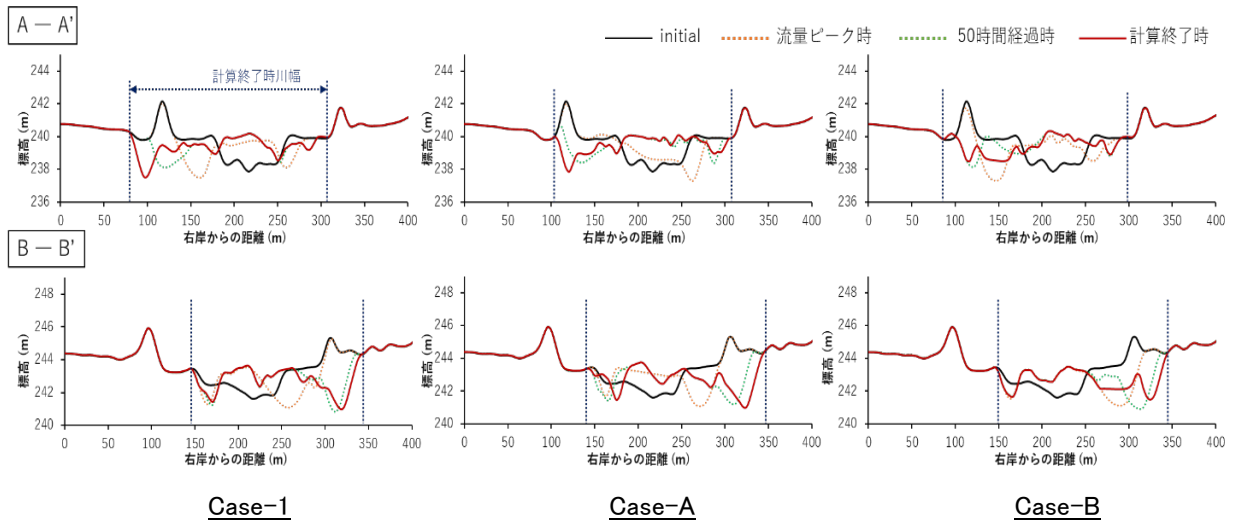


図 4-4 堤防決壊箇所における河床高の時間変化

上段)測線 A-A' 断面, 下段)測線 B-B' 断面

続いて、ピーク流量の到達時間の違いが堤防決壊リスクに与える影響を把握するため、測線 B-B' を代表点とし、図 4-5 に各ケースの堤防の法面流失時刻と完全流失時刻をヒドログラフに重ねた図を示す。図 4-5 によると、Case 1~Case 3 の最終的な流路形状は上述 (図 4-2, 4-3, 4-4) のとおり類似していたものの、法面流失 (破堤開始) と堤防完全流失時刻はケースごとに大きく異なる結果が示された。

堤防侵食に至るまでの時間を比較すると、最も早く堤防侵食が始まった流量ヒドログラフ形状は、ピーク流量到達時間が Case 1 よりも早い Case A であった。また、そのタイミングは流量減水期であり、堤防が完全に流失するまでにかかる時間は約 5 時間と、その他 2 ケースに比べてゆっくり堤防決壊に至った。一方で、最も堤防の侵食・破堤の遅い流量ヒドログラフ形状は Case B であった。Case B では比較的ゆっくりと流量上昇しており、他 2 ケースと異なり堤防侵食はピーク流量到達前に始まり、その後、3 時間程度と比較的短い時間で堤防が決壊した。これは、当該区間における本計算条件下では、Case B のようにゆっくりと流量上昇させた場合、最も水位上昇する洪水ピ

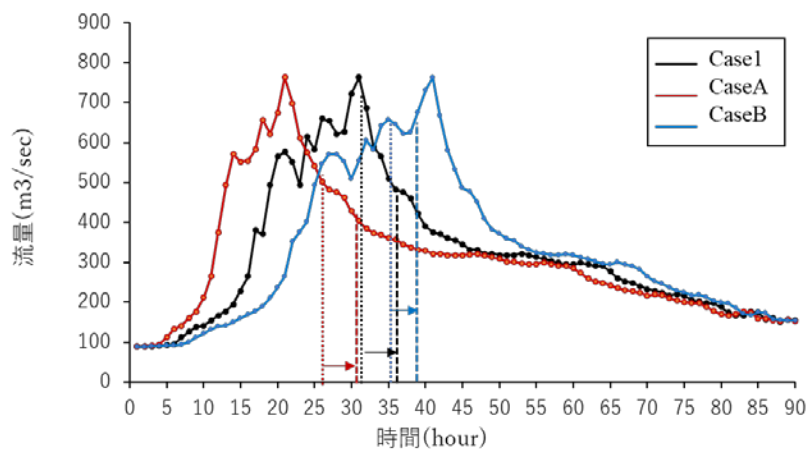


図 4-5 堤防の法面流失が始まってから完全流失するまでの時刻

矢印は測線 B-B' における法面流失から堤防完全流失までの時間を示す

ーク到達の前に堤防決壊が発生する可能性を示すものである。

(2) ピーク流量到達時間の違いが侵食リスクに与える影響の考察

本計算条件下では積算流量とピーク流量を統一し、出水ピーク到達時間のみを異ならせた場合、次のような侵食リスクの可能性が懸念された。

- (i) 音更川の当該区間における最終的な堤防侵食リスクはいずれのケースもほぼ同等であること
- (ii) しかし、そのタイミングは流量ハイドログラフ形状によって異なり、ピーク到達後に堤防決壊する場合もあれば、ピーク流量到達前に堤防決壊に至る場合もあり得ること

これまで、急流河川においては出水後半にダム操作等にて流量をゆっくり減衰させることが流路の蛇行化を促す要因の一つである可能性が指摘されてきたり。しかし、本結果からは、降雨条件やダム操作等により流量増加がゆっくりと生じた場合、出水ピークの前に堤防侵食リスクが高まり出水ピーク時には堤防が失われ外水氾濫の発生に繋がることもあり得ることが示された。そこで、ここでは流量増減に伴い侵食が発生する時刻が異なる点について、数値計算における低水路内の掃流砂輸送量との関係性から考察を行う。

図4-6に、Case 1, Case A, Case Bの各々の積算流量とC-C'断面(図4-3参照)における通過掃流砂量を図4-6に示す。図より土砂の輸送量の時間変化を比較すると、流量が速く増加するCase Aにおいて、より早い時刻に多量の土砂が動きだすことが分かる(図4-6 b)。この土砂は砂州の波高を

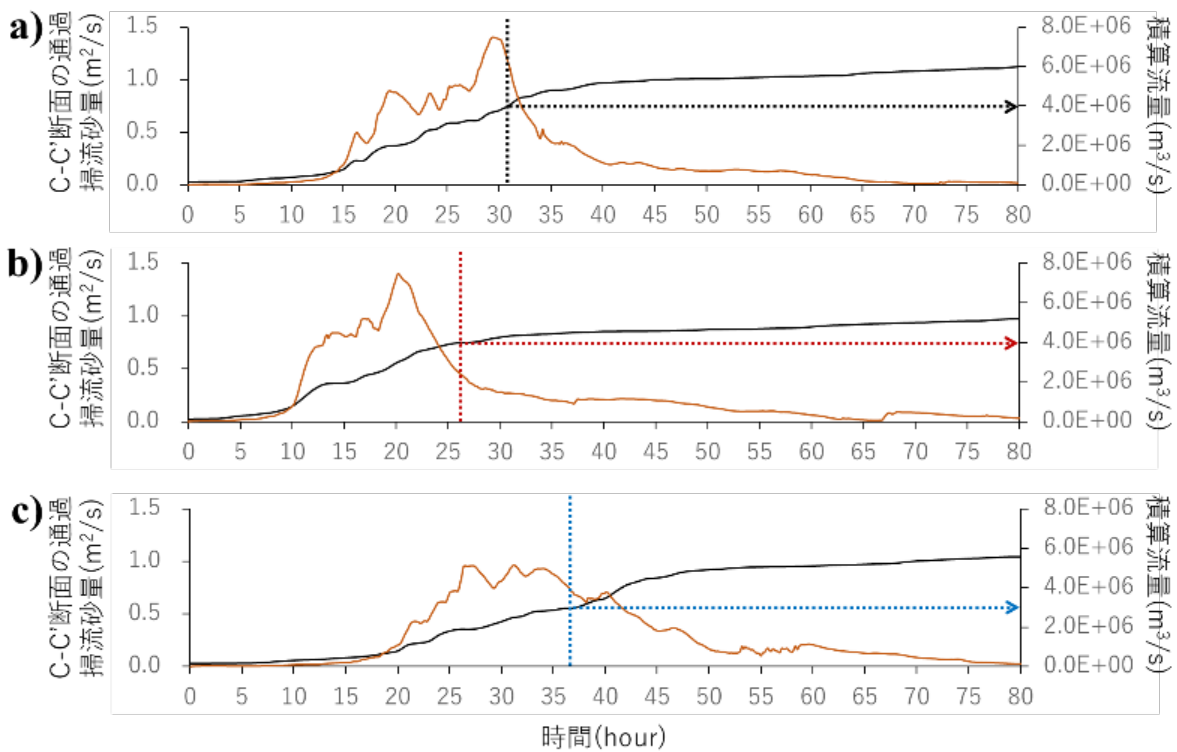


図4-6 測線C-C'における積算流量と断面通過掃流砂量の時間変化

図中の点線は堤防法面の流失時刻を示す a) Case 1, b) Case A, c) Case B

他の2ケースよりも早く発達させ、比較的短時間で堤防侵食・破堤を導いたものと推察される。

次に、Case 1～Bにおける堤防侵食開始（破線矢印）までの積算流量値を比較すると、Case1では 4.05×10^7 [m³/sec]、CaseAでは 3.99×10^7 [m³/sec]、CaseBでは 3.00×10^7 [m³/sec]であった。また、堤防侵食開始までのC-C'断面における通過掃流砂量の積算値は、Case 1にて 897.6 m²、Case Aにて 822.3 m²、Case Bにて 541.9 m²であった。これより、Case Bの堤防決壊に至る積算流量および積算掃流砂量は、Case1とCase Aに比べて7割程度であることが分かる。低水路内に形成された砂州地形が蛇行発達をもたらすためには、ある程度の波高を持った砂州が形成されている必要があると報告されているが、本結果は、そうした状況の創出には、出水ピーク値の大きさよりも、ある程度以上の大きな流量が継続することの方が大きく影響することを示すものと考えられる。

そこで、次に、当該区間における“ある程度大きな流量”とはどの程度かを確認することを目的に、図4-7にCase 1, Case A, Case Bの測線B-B'断面における比高差、最深河床高、および堆積領域の横断方向への発達（初期河床より河床高が上昇した領域の横断方向最大幅）について、その時間変化を示す。図4-7aおよび図4-7bより、各ケースの比高差と最深河床高を比較すると、流量の上

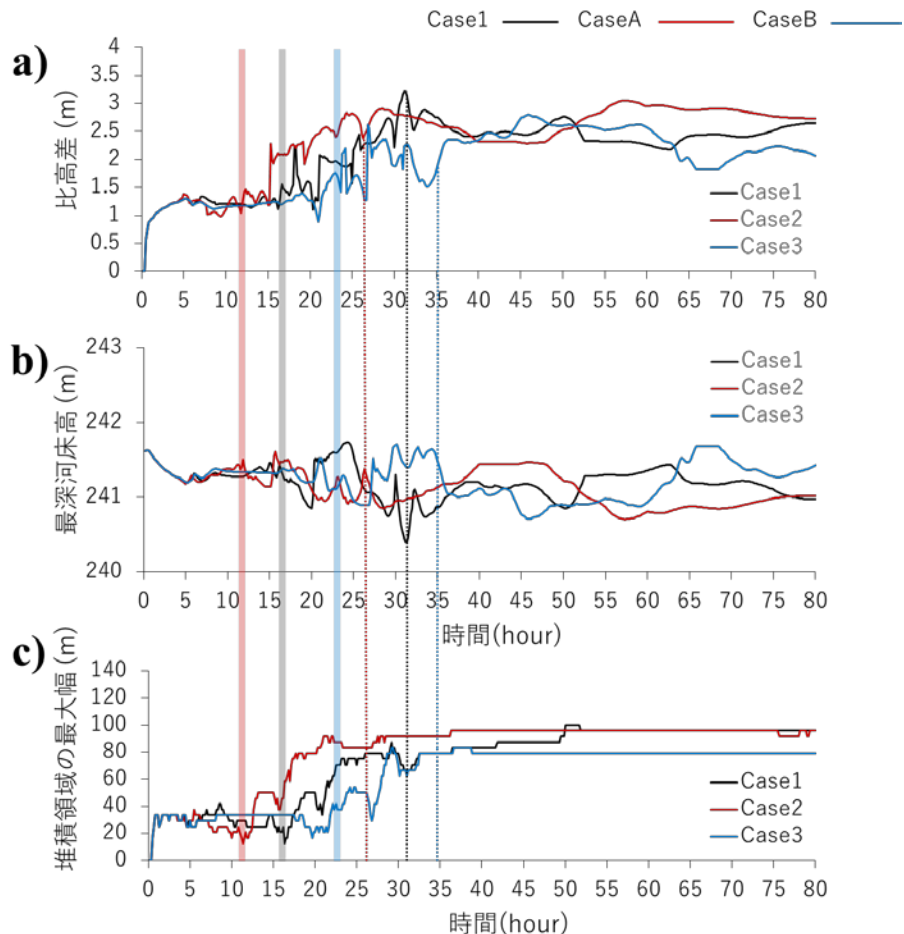


図4-7 Case 1, Case A, Case Bの測線B-B'断面における時間変化,,

a) 比高差, b) 最深河床高, c) 堆積領域の最大幅(発達)

点線は各ケースの堤防表面流失時刻, 棒線は各ケースの流量 400m³/sec を超えた時刻を示す

図中の点線と棒線の色は凡例の色に対応する

昇速度が速い Case A ほど砂州の波高の成長速度が速いことが分かる。一方、流量をゆっくり増加させた Case B を確認すると、砂州の比高差や最深河床高は、破堤時においても Case 1 や Case A ほど発達しないことが分かる。これは、“ある流量”を超えると、それ以上砂州の波高が高くなるとも、流路が横方向へと移動し始め、堤防侵食リスクが時間経過と共に増大することを示すものと考えられる。

ここで、流路の蛇行化のタイミングは、図 4-7c に示す流路が横方向へ拡大し始めるタイミングと概ね一致するものと仮定する。図 4-7c より堆積領域の最大幅が発達し始める時刻を読み取ると、Case 1 では計算開始より約 16 時間経過後、Case A では約 11 時間経過後、Case B では約 23 時間経過後ごろから堆積領域の最大幅が発達していることが分かる。これらの時間と各ケースの流量を比較すると、いずれのケースも概ね流量 400 m³/sec 程度を超える時刻（図内の棒線）と一致した。このことは、音更川当該区間における砂州地形が急激な蛇行発達を促し始める“ある流量”とは、流量 400 m³/sec 付近を超えたあたりに存在するのではないかと推察される。

図 4-8 に、Case 1, Case A, Case B における堤防表法面流失時における測線 B-B' の河床変動量の積算図を示す。本図からも、Case B では、堤防流失時における砂州の波高は他 2 ケースよりも小さいことが分かる。これは、Case B では堤防侵食・破堤時にピーク流量を迎えていないため、その他 2 ケースに比べてゆっくりと砂州の波高が発達するためと考えられる。つまり、Case B のようにゆっくり流量増加する場合、河床の鉛直方向の変化量は小さくとも、流路が大規模に横移動するような流路変動特性が現れるようである。

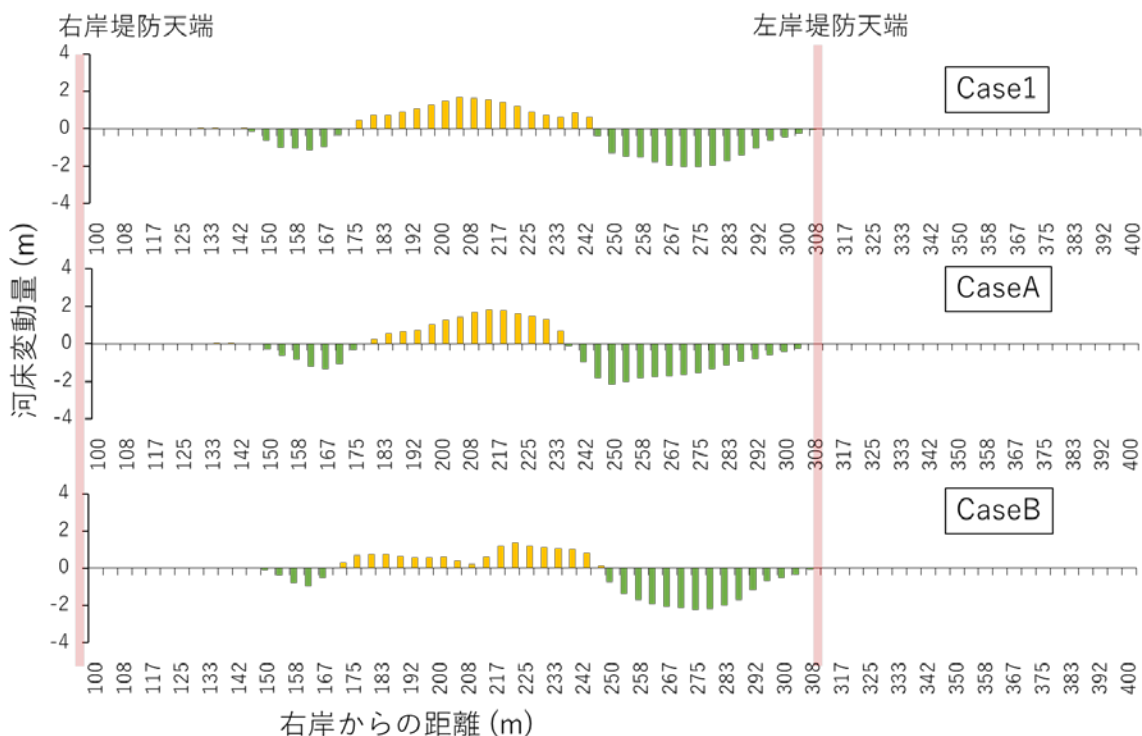


図 4-8 堤防表法面流失時における測線 B-B' における河床変動量積算図

(3) 高流量の継続時間が流路変動特性に与える影響

ここでは、流量の大きさと継続時間による影響を確認する。図4-9に、Case CおよびCase Dの計算終了時の河床変動量コンター図を示す。

図4-9より、実績流量に続いて流量300 m³/secが継続したCase Cでは、計算開始から90時間経過後も堤防決壊に至らなかったことが分かる。一方、実績流量に続いて流量500 m³/secが継続したCase Dでは、計算開始から約35時間経過後に堤防表法面が流失し、41時間後に堤防は完全に流失した。これより、本計算条件下における音更川当該区間では、流量300 m³/sec程度の出水であれば長時間継続しても破堤する可能性は低いが、流量500 m³/sec程度を超えた出水が15~20時間ほど続くと、出水中の水位が堤防を越流せずとも流路の蛇行化に伴い堤防下部が損傷し、破堤に至る可能性が示された。これは、前述のCase 1, A, Bにて推察された、音更川当該区間において砂州地形が蛇行発達を促す流量（400 m³/secを超えたあたり）と矛盾しない結果である。

今後、この点に関しては急勾配河川における侵食リスクを考慮した河川整備を検討するにあたって重要な知見の一つとなると考えられるので、条件を単純化した実験水路と数値解析にてより詳細に検討していく必要があると考えられる。

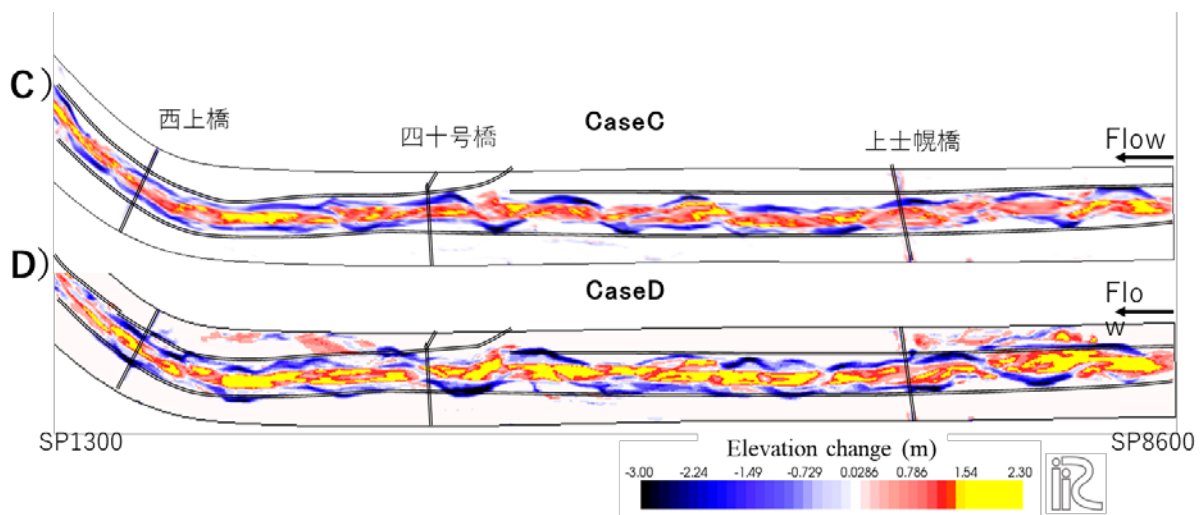


図4-9 河床変動量コンター図, C)Case C, D)Case D

4.1.4 結語

2016年8月、音更川上流区間では急激で大規模な流路の変動とそれに伴う左右岸連続7箇所堤防決壊が生じた。本章の4.1節では、音更川当該地区を急流河川災害のモデルケースとし、ピーク流量生起時間の異なるハイドログラフ形状に対する流路変動の応答を数値解析により検討した。結果は以下の通りである。

- (1) 数値解析にて、積算流量と洪水ピーク流量を実績値と統一した条件のもと流量ハイドログラフの形状のみ異ならせた場合、全てのケースにて同様な場所での類似規模の堤防決壊が生じた。

ただし、堤防侵食のタイミングは異なり、流量が速く上昇する場合はピーク流量後の出水後半に堤防侵食が生じ、流量をゆっくり増加させたケースではピーク流量到達前に堤防侵食が始まり決壊した。このことは、降雨条件等により流量増加がゆっくりと生じた場合、出水ピークの前の堤防侵食リスクが高まり、出水ピーク時における外水氾濫の危険性の増大に繋がることを意味する。

- (2) 本計算条件下の当該区間では、ピーク流量自体の大きさよりも、砂州の波高の成長に必要なある程度の高流量が長期間続くことが流路の蛇行化を促す主要因であると示された

参考文献

- 1) 永多朋紀, 渡邊康玄, 安田浩保, 伊藤丹: 砂州地形に誘発された蛇行発達, 土木学会論文集 B1(水工学), 69, pp.I_1099-I_1104, 2013.
- 2) 桑村貴志, 渡邊康玄: 幅広水路における非定常流下での砂州形成実験, 水工学論文集, 47, pp.233-238, 2003.
- 3) 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, 46, pp.163-168, 2002.
- 4) Iwasaki T., Shimizu Y., Kimura I.: Numerical simulation of bar and bank erosion in a vegetated floodplain: A case study in the Otofuke River, *Advanced in Water Resources*, Vol.93, pp.118-134, 2016.
- 5) 石田・山口・久加・岩崎・清水・川村・泉: 札内川・戸蔦別川合流地点における堤防決壊と氾濫原からの還流による被害特性の検討, 河川技術論文集, 23, pp.1-6, 2017.
- 6) 土木学会災害調査団: 2016年8月北海道豪雨災害調査団緊急報告会資料, 2017.

4.2 ピーク流量規模の違いに関する検討

4.2.1 はじめに（検討の視点）

気候変動に伴う降雨特性の変化が顕在化しつつある今日、大規模な出水の頻度が増加する可能性を踏まえ、それに対応する適応策としての治水施設の整備や管理法を検討することは重要な課題である。しかし、急流河川の一般的な河道計画は、疎通させるべき流量に対応する河積を確保するための断面形状は規定されているものの、想定される外力による土砂移動を考慮した侵食・堆積による河道の変動とそれに伴う川幅拡幅の可能性を必ずしも十分に勘案したうえで策定されているとは言い難い。

急流河川における流路の変動は、出水前の流路形状、流量ハイドログラフ形状、植生繁茂状況、低水護岸等の整備状況、上流からの土砂供給量など多岐に渡る要因が影響していると考えられる¹⁾²⁾³⁾⁴⁾など。4.1節では、2016年北海道豪雨災害にて被災した音更川上流区間（図3-1）を対象として流量ハイドログラフ形状に着目し、流量の増加または減少する過程等がどのように流路変動に影響を与えるかを検討した。しかしながら、急流河川にみられるような大規模な側方への侵食を伴う流路変動のメカニズムには未解明な部分も多く、たとえば出水規模自体の増大が流路変動特性に与える影響、それに伴う河岸、地盤、堤防等の侵食リスクの変化など未解明な部分も多い。

このような状況のもと、第1章に示したように、十勝川水系の将来洪水流量は1.5～1.7倍程度まで変化する可能性が指摘⁵⁾されており、安全確保の観点からも、こうした状況下でのリスクを把握し、それを踏まえた河道計画を検討しておくことは肝要である。

そこで、4.2節では、今後の急流河川の侵食リスクを推定する手法を確立するための知見を得ることを目的に、4.1節と同様に音更川上流域を対象とし、将来洪水流量を想定した流量規模の増大が流路変動特性に与える影響について数値解析を用いて検討した。また、第6章に先立ち、それらの結果を踏まえた今後の急流河川の河道計画についても考察した。

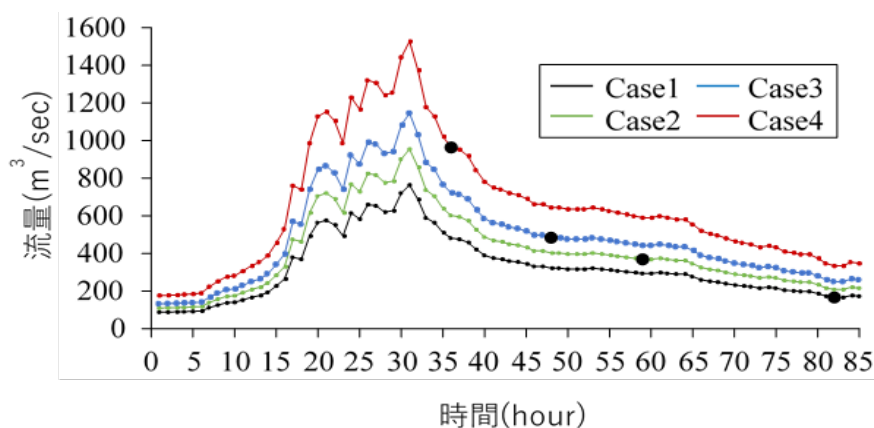


図 4-10 数値解析条件のハイドログラフ

Case1 は実績、Case2～4 は Case1 と相似だがピーク流量が異なるように設定

図中の黒丸は Case1 と同じ積算流量となる時刻を示す

（詳細な流量データは Appendix4-1(2)参照）

4.2.2 数値解析の解析条件

ここでは、音更川当該区間を対象とした将来降雨変化に伴う洪水流量の増加を想定することとし、2016年北海道豪雨災害時の実績流量ハイドログラフ形状を1.0倍～2.0倍まで増加させた場合における流路変動の応答を数値解析より検討した。数値解析には、3.2節および4.1節と同様に、iRIC Nays2Dモデル⁶⁾を用いることとし、流量ハイドログラフを除いては、種々の計算条件についても同様とした。

計算ケースの流量ハイドログラフ形状を図4-10に示す。図4-10に示すCase1は、2016年8月の再現計算(3.2節)である。Case1では、音更川士幌観測所で得られた実績流量の暫定値(帯広開発建設部)の流量ハイドログラフ形状を与えている。Case2, Case3およびCase4は、それぞれCase1の洪水ピーク流量を1.25倍, 1.5倍, 2.0倍までハイドログラフを引き伸ばし、時間分布については実績ハイドログラフと相似形とした。これらは、仮に将来降雨変化に伴う洪水流量増大が既往最大洪水の更新をもたらした場合、流路変動特性および変動に伴う河岸・堤防侵食リスクがどのように変化するか、その特性を把握するためのものである。

4.2.3 計算結果と考察(音更川の将来洪水量を想定した流路変動特性)

(1) 積算流量が同じ時刻における流路形状の違い

図4-11に、Case1からCase4の積算流量が同じ時刻(図4-10に示すハイドログラフの黒点)における河床変動量コンター図を示す。

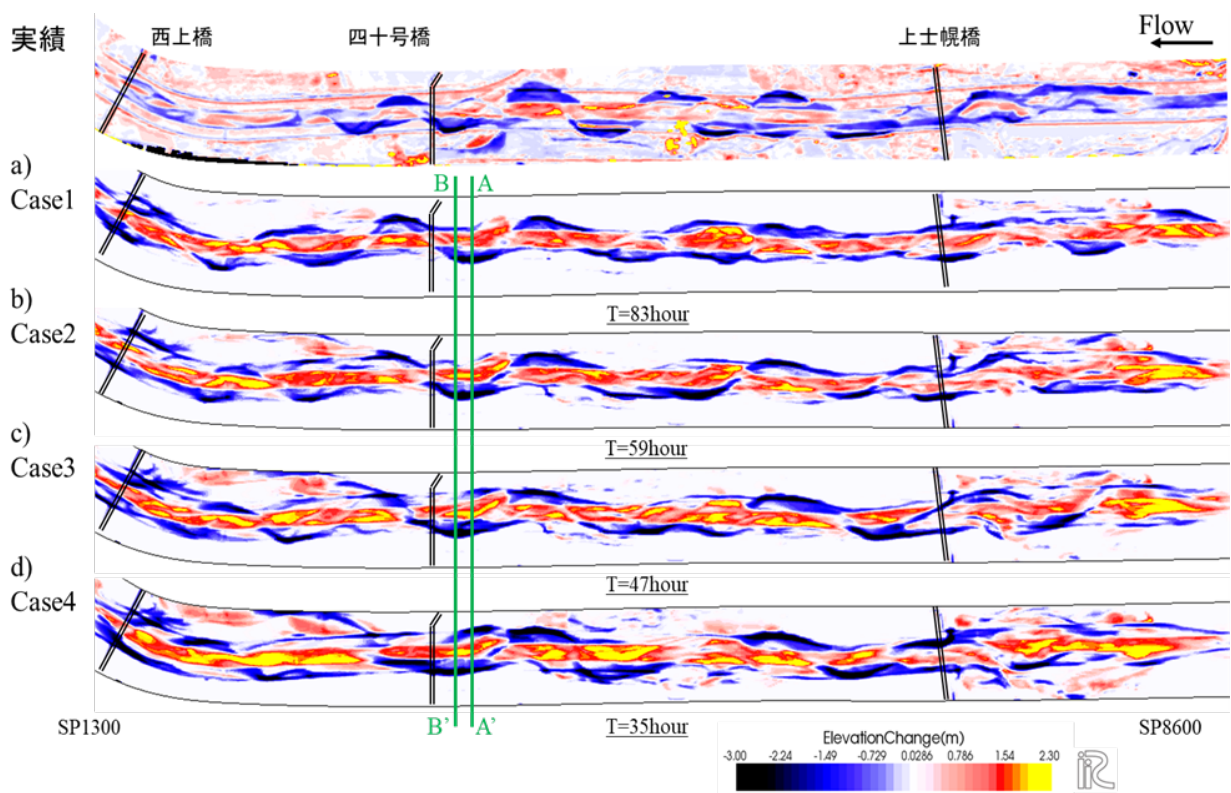


図4-11 積算流量が同じとなる時刻(図4-10の黒点)の河床変動量コンター図
a) Case 1(実績流量), b) Case 2(1.25倍), c) Case 3(1.5倍), d) Case 4(2.0倍)

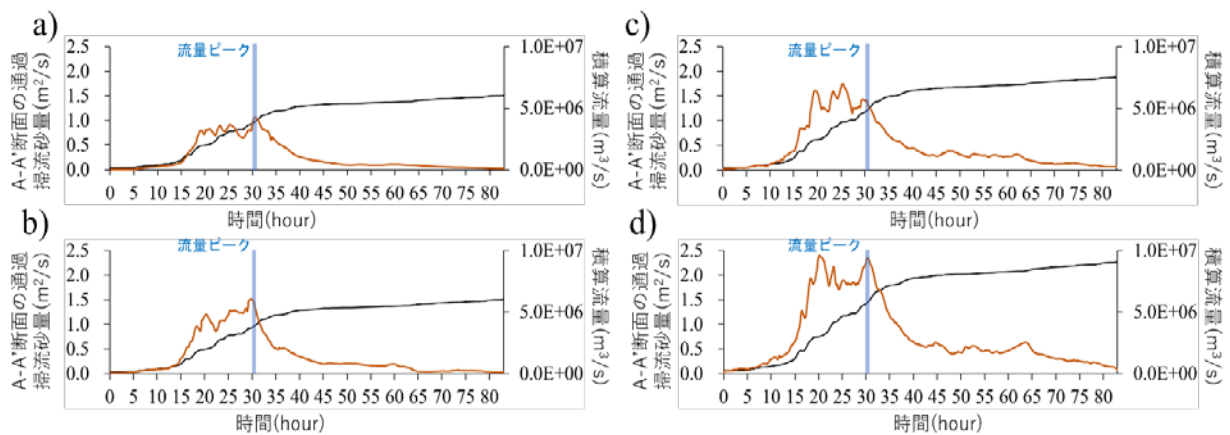


図 4-12 測線 A における積算流量と断面通過掃流砂量の時間変化

a) Case 1(実績), b) Case 2(1.25 倍), c) Case 3(1.5 倍), d) Case 4(2.0 倍)

4-1 節の検討では、積算流量を統一した条件のもとヒドログラフのピーク時刻のみずらした場合、計算終了時の流路の平面形状は類似し、堤防侵食箇所もほぼ同じように再現された。一方、本計算のようにピーク流量が異なる(流量規模が異なる)場合には、積算流量が同じになる時刻 (Case1-83 hr, Case2-59 hr, Cas-3-47 hr, Case4-35 hr) における流路の平面形状は、特に流量規模のより大きなケースにおいて明瞭に異なった。

図 4-11 に示すとおり、低水路内の河床変動量を比較すると、ピーク流量が大きいケースほど河床高の増大が大きく(図内の黄色の領域)、低水路に短時間で土砂が堆積していることが分かる。これは、図 4-12 に示す測線 A-A' 断面における通過掃流砂量の図から分かるとおり、流量規模が大きいほど流量増加中に低水路内を流れる土砂輸送量が大きく、その後、流量減水に転じた際にそれまで流れていた土砂が多量に砂州上に取り残されるためである。

(2) 計算終了時における流路形状の違い

図 4-13 および図 4-14 に、Case 1 から Case 4 の計算終了時(各ケースとも 83 hr)の河床変動量コンター図と水深コンター図を示す。図 4-13 より流路の平面形状を比較すると、Case 1 (図 4-13a) と Case 2 (図 4-13b) に比べ、Case 3 (図 4-14c) と Case 4 (図 4-14d) では蛇行流路の平面形状を維持できていないように見える。とくに、Case 4 では水深コンター図(図 4-15d)からも分かる通り、堤防を超えた堤内地側に新たな流路が分岐しており、現状の堤防で囲まれた「複断面河道内の河道維持対策」を超えた領域まで流路変動していることが分かる。

本計算では 2016 年北海道豪雨災害時に音更川当該区間において堤防や低水護岸が出水途中に流失したことから、計算内にこれら構造物による河岸侵食の抑制効果を考慮していない。つまり、本結果によると、音更川当該区間では流量が 1.5 倍以上にまで増大し、現況の川幅において低水護岸や堤防(堤体と基板)が出水途中に河岸侵食に伴い流失するような状況が想定された場合、流路全体が複列・網状の様相を呈すとともに、流路の一部は堤防決壊を招くだけでなく、堤防ラインを越えて堤内地に侵食・堆積域を拡大させる可能性もあることが示された。

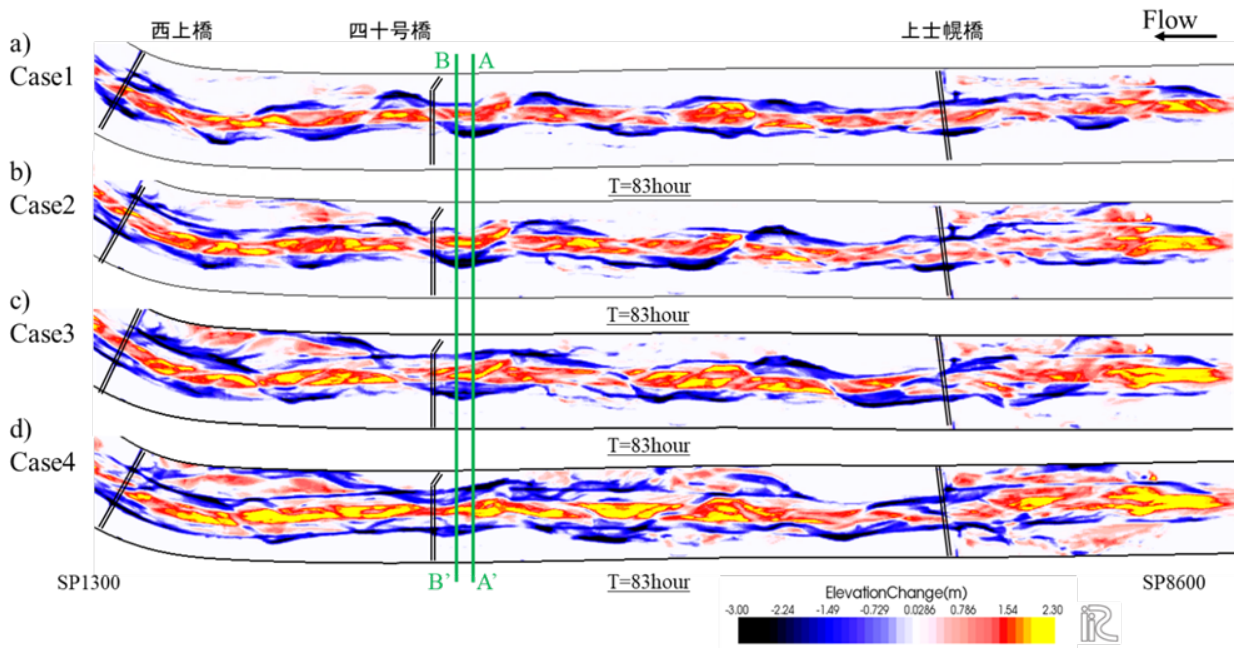


図 4-13 計算終了時の河床変動量カウンター図

a) Case 1(実績流量), b) Case 2(1.25 倍), c) Case 3(1.5 倍), d) Case 4(2.0 倍)
b)

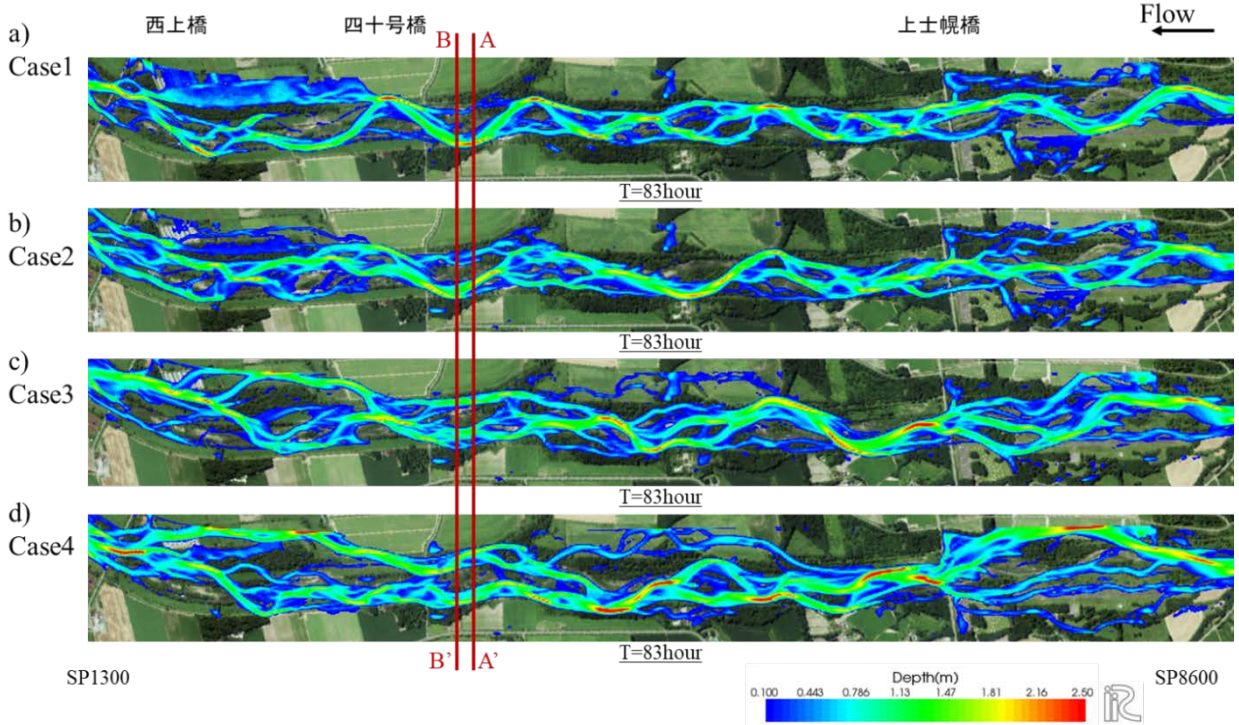


図 4-14 計算終了時(T=83 hour)の水深カウンター図

a) Case 1(実績流量), b) Case 2(1.25 倍), c) Case 3(1.5 倍), d) Case 4(2.0 倍)

(3) 将来洪水流量を想定した場合における川幅拡幅

ここでは、流量規模増大に伴う流路の平面形状の変化が川幅の拡幅に与える影響を検討する。図 4-15 に、測線 A-A' における横断河床形状の時間変化を示す。また、図 4-16 および図 4-17 には、測線 A-A' 断面と測線 B-B' 断面における河岸侵食幅と積算侵食断面積の時間変化を示す。測線 B-B' 断面は、流量の大きなケースほど時間経過とともに蛇行部が A-A' 断面よりも下流へ前進したため、比較用に示している。

図 4-15 より、各ケースの低水路の最終的な川幅を比較すると、川幅は前述の流路の平面形状の違いに関わらず、流量規模が増加するほど大きくなるのが分かる。これは、将来、降雨・流量が増大するほど、それに比例して川幅拡幅および堤防浸食リスクが高まることを示すものである。

続いて、図 4-16 に示す測線 A-A' と測線 B-B' 断面における河岸侵食幅の変化を比較する。図中の黒丸は、積算流量が同じ時刻を示している。図 4-16 から、各ケースの河岸侵食幅は、流量ピーク値に対応して大きくなるのが分かる。ただし、同じく図 4-16 より、河岸の侵食幅は各ケースで、ある一定値付近まで広がると次第に漸近し、拡幅が止まる様子も見てとれる。これは、流量 1.25 倍以下のケースでは、流量低下に伴い流路蛇行化が停止したためである。

一方で、Case 3 と Case 4 については、もし仮に Case 1 と同じプロセス（第 3 章参照）で流路変動が進むと予想した場合、流量低下時に低水路内に浮州が出現することで流れが偏向し、流量がかなり小さくなるまで更なる蛇行化が進むはずである。しかし、本計算条件下によると、Case 3 と Case 4 は計算終了時においても流量が十分大きい（400 m³/sec 付近）にも関わらず、Case 1 や Case 2 よりも先に拡幅が停止した（図 4-16）。

この要因について、図 4-17 に示す測線上の積算侵食断面積の変化より考察する。図 4-17 によると、流量規模の大きい Case 3 と Case 4 では、流量ピーク通過後、砂州上に急速な土砂の堆積が認め

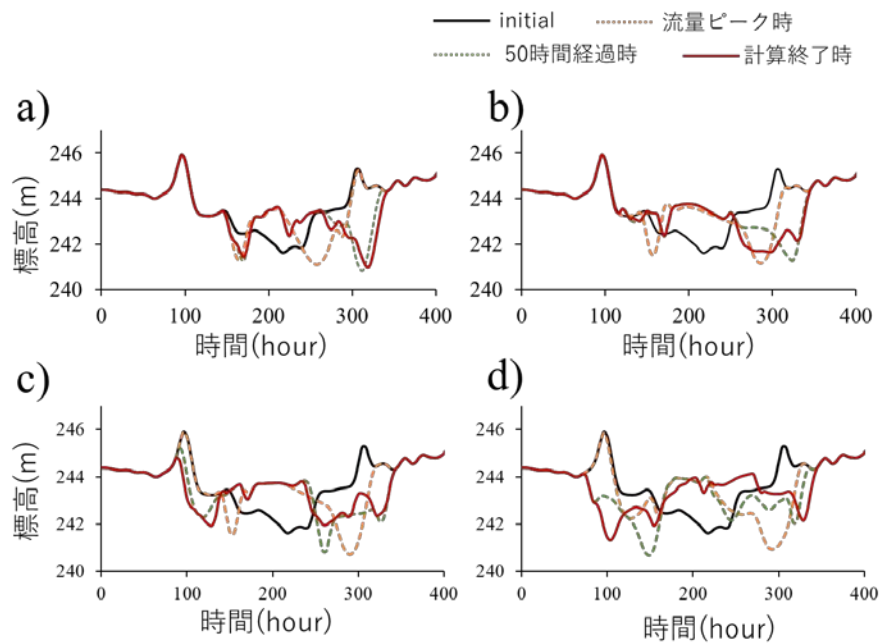


図 4-15 測線 A-A' における横断河床形状の時間変化

a) Case 1(実績), b) Case 2(1.25 倍), c) Case 3(1.5 倍), d) Case 4(2.0 倍)

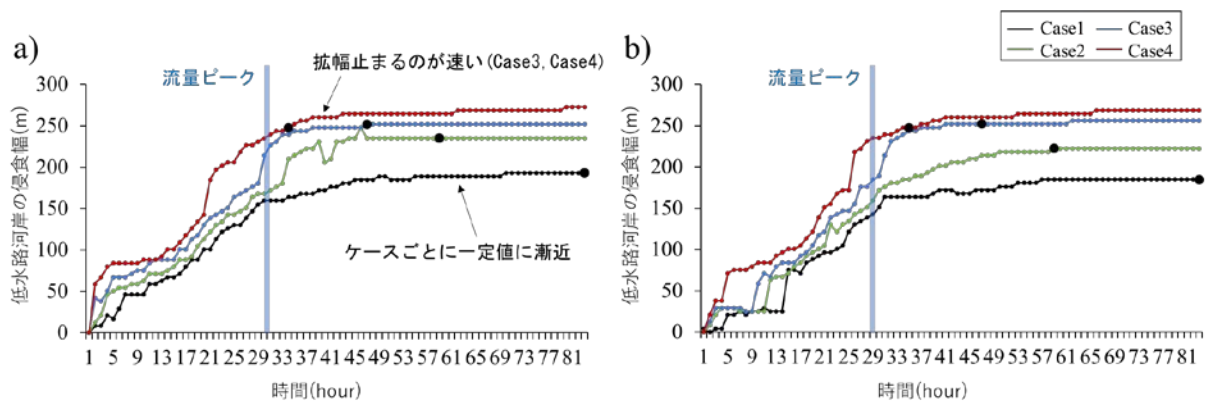


図 4-16 低水路の河岸侵食幅の時間変化(黒点:積算流量が同じ時刻を示す)

a) 測線 A-A', b) 測線 B-B' (測線 A-A' より 75m 下流地点)

(計算結果の詳細なデータは Appendix4-2 参照)

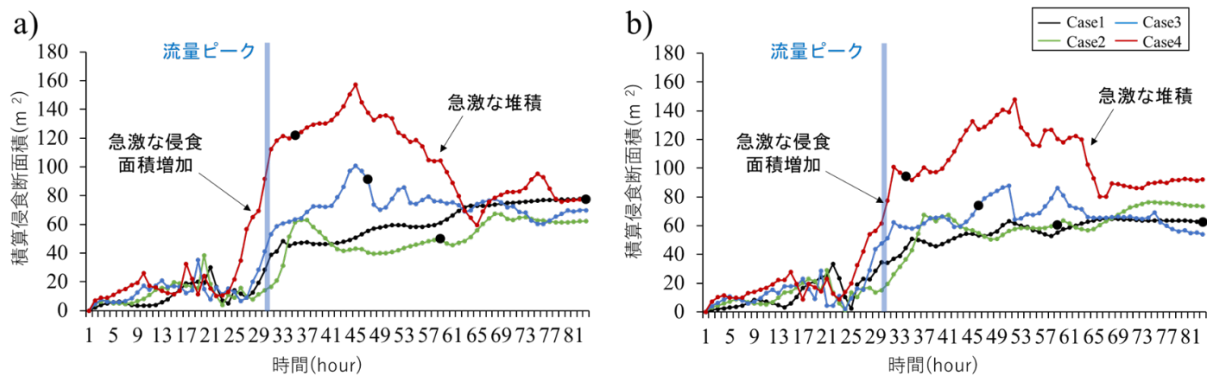


図 4-17 測線上の積算侵食断面積(m²)の時間変化(黒点:積算流量が同じ時刻を示す)

b) 測線 A-A', b) 測線 B-B' (測線 A-A' より 75m 下流地点)

(計算結果の詳細なデータは Appendix4-3 参照)

られる。つまり、Case 3 と Case 4d では低水路全体の河床高が Case 1 や Case 2 に比べて上昇することで川幅水深比 (B/H) が大きくなり、流路形態が蛇行から複列あるいは網状流路へと変化したと考えられる。流路が分岐して、複列・網状の形態に移行したことで、流れ場の掃流力が低下し、川幅拡幅が比較的早い段階で停止したと推察される。

4.2.4 ピーク流量規模の違いに関する考察

音更川では、2016 年北海道豪災害やそれ以前においても、出水ピーク水位に到達する以前に河岸侵食に伴う堤防決壊を幾度も経験してきた。本節では、今後の急流河川の侵食リスクを推定する手法を確立するための基礎的知見を得ることを目的に、4.1 節と同じく音更川上流域を対象に、将来洪水流量を想定した流路変動特性について数値解析から検討した。

堤防ラインを超える侵食災害の発生リスク

数値計算より流量規模の違いに応じて川幅の拡幅がどの程度まで発達するを比較したところ、流量規模が大きいほど拡幅距離が増大するものの、当該区間では出水中に川幅が拡幅し続けることはなく、ケース毎に一定値に漸近した。たとえば流量が2016年出水の1.5倍規模を超えるケースでは、ピーク流量後に流路形態が変化し蛇行流路の複列、網状流路化が始まると同時に、流路拡幅が止まった。ただし、当該区間ではこの段階で既に堤防が決壊しており、堤防ラインを越えて堤内地にも侵食が及び新流路が形成されていた。このことから、気候変動による洪水流量の増大を勘案すると、(1) 急流河川の河道計画においては急激で大規模な河道の変動に伴い堤防ラインを超える侵食災害が発生する恐れが高まると考えられ、(2) 堤防基盤部およびその前面について侵食に対して確実に防御できる構造とすることが肝要となると考えられる。

当該区間の侵食範囲の最大幅

解析結果から当該区間の侵食幅について考察する。本計算では流量が2016年出水の2.0倍まで増大した場合について検討を行った。本計算条件下においては、流量規模が実績の1.5倍以上のケースでは高水敷を含めた河道全体が複列・網状に移行し侵食幅拡大の割合が抑制されることから、河岸の侵食範囲の最大幅の拡大は270m程度までに止まるものと推定された。当該区間の堤防間隔が約200mであることを勘案すると、同一横断面において左岸、右岸の両方の堤防が決壊することが稀だとの前提を置いた場合、左右岸のそれぞれの堤防ラインから堤内側に70m程度までは侵食リスクを有するエリアであると認識する必要があると考えることが出来る。

4.2.5 結語

4.2節では、今後の急流河川の侵食リスクを推定する手法を確立するための基礎的知見を得ることを目的に、既往論文と同じく音更川上流域を対象に、将来洪水流量を想定した流路変動特性について数値解析から検討した。結果は以下の通りである。

- (1) 当該区間では流量規模が大きくなるほど侵食により川幅も大きくなるが、川幅は拡幅し続けることはなく、各ケース一定値に漸近した。これは、流量1.5倍以上ではピーク流量通過後に急速に砂州上に土砂が堆積し、低水路全体の河床高が上昇することで流路形態が蛇行から複列あるいは網状流路へと変化したためと考えられる。ただし、当該区間ではこの段階で既に堤防が決壊しており、堤防ラインを越えて堤内地にも侵食が及び新流路が形成された。急流河川区間の河道計画においては、堤防基盤部およびその前面を侵食に対して確実に防御できる構造が望ましいと考える。
- (2) 流量増大に伴う当該区間の侵食最大幅は、流量規模が実績の1.5倍以上の場合河道形態が複列・網状に移行することで拡大割合が抑制されることから、270m程度と推定された。該区間の堤防間隔が約200mであることを勘案すると、左右岸のそれぞれの堤防ラインから堤内側に70m程度までは侵食リスクを有するエリアであると認識する必要がある。

参考文献

- 1) 山口里実, 久加朋子, 清水康行, 泉典洋, 渡邊康玄, 岩崎理樹: 河道内の土砂動態と流路変動の関係, 土木学会論文集 B1(水工学), 74, pp.I_1153-I_1158, 2018.
- 2) 久加朋子, 山口里美: 側岸に繁茂する植生が流路変動に与える影響, 側岸侵食, 土木学会論文集 B1(水工学), 74, pp. I_1135-I_1140, 2018.
- 3) 永多朋紀, 渡邊康玄, 安田浩保, 伊藤丹: 砂州地形に誘発された蛇行発達, 土木学会論文集 B1(水工学), 69, pp.I_1099-I_1104, 2013.
- 4) 桑村貴志, 渡邊康玄: 幅広水路における非定常流下での砂州形成実験, 水工学論文集, 47, pp.233-238, 2003.
- 5) 北海道開発局: 北海道地方における気候変動予測技術検討委員会最終とりまとめ資料, 2017.
- 6) iRICsoftware: (最終閲覧日: 2020年11月20日), <https://i-ric.org/ja/>

4.3 結論

第4章では、侵食リスクを推定する手法の確立に資する試みとして、音更川上流区間の2016年実績洪水を基本形として、気候変動も視野に入れてピーク流量の生起時間や流量規模の異なるハイドログラフ形状を設定し、数値解析により河道変動・侵食特性の違いについて検討した。結果は以下のとおりである。

- (1) ハイドログラフ形状の違いにより堤防決壊に至るタイミングが異なり、洪水ピーク後の減水期堤防決壊に至るケースだけでなく、洪水がピークに達するより早いタイミングで堤防決壊に至るより危険なケースも想定された。
- (2) 洪水ピーク流量の規模の増大に対応して侵食域の幅が拡大するが、当該区間の場合、実績洪水の1.5倍以上のケースでは流路形態が複列・網状へと移行し、侵食域の拡大割合が抑制されるため、侵食リスクが及ぶ可能性のある範囲の推定が可能となると考えられた。
- (3) 音更川の当該区間については、堤防ラインから70m程度までの範囲は侵食リスクを有するエリアであると考え得るとの結果を得たが、この結果について、様々な視点からの更なる検証と具体的な防災対策への応用について検討を進める必要がある。
- (4) これらから、急流河川の侵食リスクについては、気候変動も勘案すると今後、増大していくことが懸念されるが、現地で発生する現象について、より詳細で多様なデータを収集するとともに様々なケースを想定した数値解析を組み合わせて検討することで、その推定手法の確立に資することが出来ると考えられる。

Appendix4-1 (1)

数値解析に用いた各ケースの流量時系列値 (case-1,A,B)

流量ハイドログラフ (m ³ /s)			
	Case-1	Case-A	Case-B
時間	実績流量	速いピーク	遅いピーク
1	88.5105	88.51	88.51
2	89.2131	89.56	89.04
3	89.9158	91.32	89.56
4	91.3211	93.78	90.27
5	92.7264	112.15	91.32
6	94.8344	132.18	92.37
7	112.15	141.17	93.78
8	126.243	160.25	99.17
9	138.119	176.95	112.15
10	141.171	211.43	122.72
11	153.714	264.8	132.18
12	166.79	375.29	138.88
13	176.948	493.43	141.17
14	194.544	570.86	150.58
15	228.319	552.48	160.25
16	264.796	554.14	169.33
17	380.298	583.25	176.95
18	370.29	657.19	190.15
19	493.432	621.28	211.43
20	564.684	674.67	237.44
21	577.027	763.83	264.8
22	552.475	698.8	351.42
23	493.432	611.97	375.29
24	614.855	575.6	401.08
25	583.248	541.51	493.43
26	660.505	502.74	546.87
27	653.884	481.18	570.86
28	621.276	476.37	570.89
29	627.731	462.13	552.48
30	721.6	428.43	508.19
31	763.831	404.18	554.14
32	687.325	383.92	606.95
33	589.503	373.88	583.25
34	564.684	368.81	641.19
35	510.794	360.42	657.19
36	482.023	356.26	645.73
37	476.369	345.2	621.28
38	459.607	337.87	626.12
39	421.662	331.6	674.67
40	390.439	328.98	732.16
41	375.277	322.26	763.83
42	370.29	322.26	667.76
43	360.417	318.33	579.57
44	355.53	317.64	532.35
45	345.856	317.64	487.78
46	331.595	319.62	476.37
47	331.595	320.96	452.02
48	322.255	316.95	409.18
49	322.255	313.05	381.35
50	317.635	309.18	371.29
51	317.635	302.24	360.42
52	317.635	301.46	353.59
53	322.255	297.58	340.15
54	317.635	295.04	331.6
55	313.048	295.7	324.12
56	308.495	299.49	322.26
57	303.975	295.7	317.64
58	299.488	291.9	317.63
59	295.035	290.62	320.4
60	295.035	285	318.56
61	299.488	272.81	313.05
62	295.035	259.37	307.6
63	290.615	252.34	302.19
64	290.615	248.86	296.82
65	277.555	242.52	295.04
66	260.609	235.73	299.49
67	252.337	230.56	294.15
68	248.25	227.23	290.62
69	240.178	223.28	282.78
70	232.238	216.76	264
71	228.319	220	252.34
72	224.433	217.87	246.64
73	216.76	210.45	237.01
74	220.58	203.92	229.89
75	216.76	200.8	225.21
76	205.502	198.16	216.76
77	201.816	198.16	219.81
78	198.163	189.01	212.26
79	198.163	177.55	203.29
80	187.405	169.75	198.89
81	173.528	166.79	198.16
82	166.79	169.64	184.63
83	166.79	176.44	170.84
84	176.948	173.53	166.79
85	173.528	159.42	174.92
86	156.933	159.24	173.53
87	160.185	154.78	157.59
88	150.528	153.28	156.32
89	156.933	156.03	154.37
90	153.714	153.24	154.36
91	150.528	150.53	150.53

Appendix4-1 (2)

数値解析に用いた各ケースの流量時系列値(case-1,2,3,4)

流量ハイドログラフ (m ³ /s)				
	Case-1	Case-2	Case-3	Case-4
時間	実績流量	1.25倍	1.5倍	Q2.0倍
1	88.5105	110.6381	132.7658	177.021
2	89.2131	111.5164	133.8197	178.4262
3	89.9158	112.3948	134.8737	179.8316
4	91.3211	114.1514	136.9817	182.6422
5	92.7264	115.908	139.0896	185.4528
6	94.8344	118.543	142.2516	189.6688
7	112.15	140.1875	168.225	224.3
8	126.243	157.8038	189.3645	252.486
9	138.119	172.6488	207.1785	276.238
10	141.171	176.4638	211.7565	282.342
11	153.714	192.1425	230.571	307.428
12	166.79	208.4875	250.185	333.58
13	176.948	221.185	265.422	353.896
14	194.544	243.18	291.816	389.088
15	228.319	285.3988	342.4785	456.638
16	264.796	330.995	397.194	529.592
17	380.298	475.3725	570.447	760.596
18	370.29	462.8625	555.435	740.58
19	493.432	616.79	740.148	986.864
20	564.684	705.855	847.026	1129.368
21	577.027	721.2838	865.5405	1154.054
22	552.475	690.5938	828.7125	1104.95
23	493.432	616.79	740.148	986.864
24	614.855	768.5688	922.2825	1229.71
25	583.248	729.06	874.872	1166.496
26	660.505	825.6313	990.7575	1321.01
27	653.884	817.355	980.826	1307.768
28	621.276	776.595	931.914	1242.552
29	627.731	784.6638	941.5965	1255.462
30	721.6	902	1082.4	1443.2
31	763.831	954.7888	1145.747	1527.662
32	687.325	859.1563	1030.988	1374.65
33	589.503	736.8788	884.2545	1179.006
34	564.684	705.855	847.026	1129.368
35	510.794	638.4925	766.191	1021.588
36	482.023	602.5288	723.0345	964.046
37	476.369	595.4613	714.5535	952.738
38	459.607	574.5088	689.4105	919.214
39	421.662	527.0775	632.493	843.324
40	390.439	488.0488	585.6585	780.878
41	375.277	469.0963	562.9155	750.554
42	370.29	462.8625	555.435	740.58
43	360.417	450.5213	540.6255	720.834
44	355.53	444.4125	533.295	711.06
45	345.856	432.32	518.784	691.712
46	331.595	414.4938	497.3925	663.19

47	331.595	414.4938	497.3925	663.19
48	322.255	402.8188	483.3825	644.51
49	322.255	402.8188	483.3825	644.51
50	317.635	397.0438	476.4525	635.27
51	317.635	397.0438	476.4525	635.27
52	317.635	397.0438	476.4525	635.27
53	322.255	402.8188	483.3825	644.51
54	317.635	397.0438	476.4525	635.27
55	313.048	391.31	469.572	626.096
56	308.495	385.6188	462.7425	616.99
57	303.975	379.9688	455.9625	607.95
58	299.488	374.36	449.232	598.976
59	295.035	368.7938	442.5525	590.07
60	295.035	368.7938	442.5525	590.07
61	299.488	374.36	449.232	598.976
62	295.035	368.7938	442.5525	590.07
63	290.615	363.2688	435.9225	581.23
64	290.615	363.2688	435.9225	581.23
65	277.555	346.9438	416.3325	555.11
66	260.609	325.7613	390.9135	521.218
67	252.337	315.4213	378.5055	504.674
68	248.25	310.3125	372.375	496.5
69	240.178	300.2225	360.267	480.356
70	232.238	290.2975	348.357	464.476
71	228.319	285.3988	342.4785	456.638
72	224.433	280.5413	336.6495	448.866
73	216.76	270.95	325.14	433.52
74	220.58	275.725	330.87	441.16
75	216.76	270.95	325.14	433.52
76	205.502	256.8775	308.253	411.004
77	201.816	252.27	302.724	403.632
78	198.163	247.7038	297.2445	396.326
79	198.163	247.7038	297.2445	396.326
80	187.405	234.2563	281.1075	374.81
81	173.528	216.91	260.292	347.056
82	166.79	208.4875	250.185	333.58
83	166.79	208.4875	250.185	333.58
84	176.948	221.185	265.422	353.896
85	173.528	216.91	260.292	347.056
86	156.933	196.1663	235.3995	313.866
87	160.185	200.2313	240.2775	320.37
88	150.528	188.16	225.792	301.056
89	156.933	196.1663	235.3995	313.866
90	153.714	192.1425	230.571	307.428
91	150.528	188.16	225.792	301.056

Appendix4-2 (1)

数値解析による各ケースの水路河岸の侵食幅(m)〈A-A'断面、CASE-1,2,3,4〉

水路河岸の侵食幅 (m) A-A'断面					
	実績流量	1.25倍	1.50倍	2.00倍	
時間	Case-1	Case-2	Case-3	Case-4	
	0	0	0	0	
1	8.4	12.6	42	58.8	
2	8.4	21	37.8	67.2	
3	21	46.2	50.4	79.8	
4	16.8	50.4	67.2	84	
5	29.4	54.6	67.2	84	
6	46.2	54.6	67.2	84	
7	46.2	58.8	71.4	84	
8	46.2	58.8	75.6	84	
9	46.2	63	75.6	88.2	
10	58.8	71.4	84	88.2	
11	58.8	71.4	88.2	88.2	
12	63	71.4	88.2	92.4	
13	67.2	75.6	88.2	100.8	
14	67.2	79.8	88.2	100.8	
15	71.4	88.2	100.8	109.2	
16	79.8	88.2	100.8	117.6	
17	88.2	92.4	113.4	126	
18	88.2	105	117.6	134.4	
19	100.8	113.4	130.2	142.8	
20	100.8	121.8	138.6	184.8	
21	113.4	130.2	142.8	197.4	
22	121.8	134.4	147	201.6	
23	126	142.8	151.2	205.8	
24	130.2	142.8	163.8	205.8	
25	130.2	147	168	218.4	
26	138.6	151.2	172.2	226.8	
27	147	163.8	176.4	226.8	
28	155.4	168	180.6	231	
29	159.6	168	214.2	235.2	
30	159.6	172.2	226.8	239.4	
31	159.6	176.4	231	243.6	
32	159.6	180.6	239.4	243.6	
33	163.8	210	239.4	247.8	
34	163.8	214.2	243.6	252	
35	168	218.4	243.6	256.2	
36	168	222.6	243.6	256.2	
37	168	222.6	247.8	260.4	
38	172.2	231	247.8	260.4	
39	172.2	205.8	247.8	260.4	
40	176.4	210	247.8	260.4	
41	176.4		231	247.8	260.4
42	180.6		231	247.8	264.6
43	180.6		235.2	247.8	264.6
44	184.8		235.2	247.8	264.6
45	184.8		247.8	247.8	264.6
46	184.8		235.2	252	264.6
47	184.8		235.2	252	264.6
48	189		235.2	252	264.6
49	189		235.2	252	264.6
50	184.8		235.2	252	264.6
51	184.8		235.2	252	264.6
52	184.8		235.2	252	264.6
53	184.8		235.2	252	264.6
54	189		235.2	252	264.6
55	189		235.2	252	264.6
56	189		235.2	252	264.6
57	189		235.2	252	264.6
58	189		235.2	252	264.6
59	189		235.2	252	264.6
60	189		235.2	252	264.6
61	189		235.2	252	268.8
62	189		235.2	252	268.8
63	189		235.2	252	268.8
64	189		235.2	252	268.8
65	189		235.2	252	268.8
66	189		235.2	252	268.8
67	189		235.2	252	268.8
68	189		235.2	252	268.8
69	193.2		235.2	252	268.8
70	193.2		235.2	252	268.8
71	193.2		235.2	252	268.8
72	193.2		235.2	252	268.8
73	193.2		235.2	252	268.8
74	193.2		235.2	252	268.8
75	193.2		235.2	252	268.8
76	193.2		235.2	252	268.8
77	193.2		235.2	252	268.8
78	193.2		235.2	252	268.8
79	193.2		235.2	252	273
80	193.2		235.2	252	273
81	193.2		235.2	252	273
82	193.2		235.2	252	273
83	193.2		235.2	252	273
84	193.2		235.2	252	273

Appendix4-2 (2)

数値解析による各ケースの水路河岸の侵食幅(m) <B-B' 断面、CASE-1,2,3,4>

水路河岸の侵食幅 (m) B-B' 断面				
	実績流量	1.25倍	1.50倍	2.00倍
時間	Case-1	Case-2	Case-3	Case-4
	4.2	0	0	0
1	0	8.4	12.6	21
2	4.2	21	29.4	37.8
3	4.2	29.4	29.4	37.8
4	21	29.4	29.4	71.4
5	21	29.4	29.4	75.6
6	25.2	25.2	29.4	75.6
7	21	25.2	25.2	75.6
8	25.2	25.2	25.2	79.8
9	25.2	25.2	58.8	84
10	29.4	25.2	71.4	84
11	25.2	63	67.2	84
12	25.2	67.2	79.8	92.4
13	25.2	67.2	84	96.6
14	75.6	71.4	84	100.8
15	75.6	79.8	84	100.8
16	71.4	84	92.4	105
17	84	92.4	96.6	113.4
18	88.2	96.6	105	121.8
19	92.4	100.8	117.6	138.6
20	96.6	105	121.8	151.2
21	96.6	130.2	138.6	155.4
22	100.8	121.8	142.8	168
23	105	130.2	147	172.2
24	121.8	134.4	147	172.2
25	130.2	142.8	155.4	218.4
26	134.4	147	176.4	222.6
27	138.6	151.2	176.4	231
28	142.8	159.6	184.8	235.2
29	151.2	172.2	189	235.2
30	163.8	176.4	214.2	239.4
31	163.8	180.6	231	239.4
32	163.8	180.6	235.2	243.6
33	163.8	184.8	239.4	247.8
34	163.8	184.8	243.6	247.8
35	163.8	189	243.6	247.8
36	163.8	189	247.8	252
37	163.8	193.2	247.8	252
38	168	197.4	247.8	256.2
39	172.2	201.6	247.8	256.2
40	172.2	201.6	252	260.4

41	172.2	205.8	252	260.4
42	168	205.8	252	260.4
43	168	205.8	252	260.4
44	168	210	252	260.4
45	172.2	210	252	260.4
46	172.2	214.2	252	260.4
47	172.2	214.2	252	260.4
48	172.2	214.2	252	260.4
49	176.4	218.4	252	260.4
50	176.4	218.4	252	260.4
51	176.4	218.4	252	260.4
52	180.6	218.4	252	264.6
53	180.6	218.4	252	264.6
54	180.6	218.4	252	264.6
55	180.6	218.4	252	264.6
56	184.8	218.4	252	264.6
57	184.8	218.4	252	264.6
58	184.8	222.6	252	264.6
59	184.8	222.6	252	264.6
60	184.8	222.6	252	264.6
61	184.8	222.6	256.2	264.6
62	184.8	222.6	256.2	264.6
63	184.8	222.6	256.2	264.6
64	184.8	222.6	256.2	264.6
65	184.8	222.6	256.2	268.8
66	184.8	222.6	256.2	268.8
67	184.8	222.6	256.2	268.8
68	184.8	222.6	256.2	268.8
69	184.8	222.6	256.2	268.8
70	184.8	222.6	256.2	268.8
71	184.8	222.6	256.2	268.8
72	184.8	222.6	256.2	268.8
73	184.8	222.6	256.2	268.8
74	184.8	222.6	256.2	268.8
75	184.8	222.6	256.2	268.8
76	184.8	222.6	256.2	268.8
77	184.8	222.6	256.2	268.8
78	184.8	222.6	256.2	268.8
79	184.8	222.6	256.2	268.8
80	184.8	222.6	256.2	268.8
81	184.8	222.6	256.2	268.8
82	184.8	222.6	256.2	268.8
83	184.8	222.6	256.2	268.8
84	184.8	222.6	256.2	268.8

Appendix4-3 (1)

数値解析による各ケースの侵食断面積 (m²) <A-A' 断面、CASE-1,2,3,4>

時間	侵食断面積 (m ²) A-A'断面			
	実績流量	1.25倍	1.50倍	2.00倍
	Case-1	Case-2	Case-3	Case-4
	0	0	0	0
1	2.2092	4.3722	4.5612	7.1694
2	3.8304	6.3798	7.6104	8.7864
3	5.1366	7.2366	6.0606	8.8032
4	5.6868	5.1072	5.7204	10.7604
5	6.2286	4.9056	5.859	13.5072
6	4.7544	4.662	6.6486	14.7882
7	3.8724	5.082	8.4042	17.766
8	3.2424	6.4386	12.5748	19.3368
9	3.4524	8.1774	17.2158	25.9476
10	3.4818	10.9074	14.4396	17.2788
11	3.9228	14.4354	17.4342	16.0356
12	5.6112	15.8172	20.7312	13.713
13	7.9212	15.4434	16.4892	12.2976
14	11.5374	19.782	17.0982	11.3694
15	14.2758	18.7824	16.6278	13.587
16	18.8034	17.4762	12.2976	32.4744
17	18.9252	16.6908	13.9608	21.945
18	19.9164	15.6702	35.0994	11.2728
19	19.1604	38.4804	14.7378	24.15
20	30.0468	18.396	7.6482	15.3468
21	16.422	10.0548	16.2456	10.3572
22	6.9972	3.822	11.2854	10.5924
23	5.145	10.7604	15.1452	12.8982
24	14.0616	8.946	12.8394	21.7014
25	11.8398	15.6618	6.7494	34.6248
26	8.8452	9.8658	8.9292	56.595
27	12.4236	7.9296	20.0676	65.1546
28	19.3662	11.319	28.2954	69.3714
29	28.4214	14.2758	41.3238	91.6188
30	38.7282	16.5648	53.2308	112.245
31	41.2482	20.8698	58.737	118.3938
32	48.3966	31.1514	60.7656	121.5438
33	45.087	51.345	61.8282	119.9352
34	46.9056	61.4418	63.6048	121.905
35	47.2542	63.0084	64.2894	124.4208
36	47.7162	62.8404	68.6952	127.575
37	46.368	58.1658	72.3912	129.5658
38	46.5024	54.6294	72.6222	130.2714
39	46.2084	50.1564	72.0594	130.1664
40	46.3806	46.0908	72.7734	132.5268
41	46.9518	42.7686	78.834	136.8108
42	47.9052	41.4078	86.2218	142.1322
43	49.3038	42.1596	97.041	150.6582
44	50.7192	43.1046	100.7706	157.1262
45	53.0124	42.8148	97.0326	145.0596
46	55.4988	40.4628	91.434	137.8356
47	57.1074	39.4422	73.668	132.405
48	57.7668	39.8412	70.0434	135.4332
49	58.6572	40.089	71.7822	135.87
50	59.283	40.6014	77.6034	133.7112
51	59.577	41.916	83.958	123.7236
52	59.3376	43.5666	85.7346	121.4766
53	58.3758	44.8896	74.7936	117.369
54	58.2834	45.7548	74.2392	118.6584
55	58.359	46.9308	77.07	114.3534
56	58.9302	48.132	79.3884	104.895
57	59.6358	49.2954	76.0326	104.0046
58	61.1646	50.1144	76.083	104.1684
59	63.4914	46.536	74.6718	96.4908
60	66.3684	45.4062	75.2682	88.6914
61	69.426	47.1618	73.3824	79.7286
62	71.8788	48.3882	68.9178	69.5394
63	73.1094	51.219	69.7326	64.4826
64	72.9918	55.839	74.3022	59.4174
65	72.9078	60.3708	75.7176	68.9892
66	73.2648	64.1592	76.5996	75.8058
67	73.7856	67.3806	77.7252	78.6072
68	74.4072	67.0152	75.516	80.682
69	74.8314	63.882	71.8956	82.4166
70	75.1338	63	72.7524	82.6308
71	75.474	64.722	68.5062	83.013
72	75.8016	64.9698	68.1282	85.4238
73	76.0998	63.9702	62.6766	91.4466
74	76.503	62.8026	60.2994	95.0838
75	76.9188	62.8236	60.3204	92.7738
76	77.028	61.9248	62.5926	85.0836
77	77.0532	61.5552	65.2512	77.6664
78	77.175	61.4082	67.2756	75.9444
79	77.322	61.5048	69.6738	76.4358
80	77.511	61.7274	68.8128	76.8432
81	77.616	62.0928	69.8208	77.2716
82	77.8134	62.349	69.9594	77.3808
83	77.931	62.4498	70.9254	76.944
84	77.8638	62.496	73.4496	76.7844

Appendix4-3 (2)

数値解析による各ケースの侵食断面積(m²) <B-B' 断面、CASE-1,2,3,4>

時間	侵食断面積 (m ²) B-B' 断面			
	実績流量	1.25倍	1.50倍	2.00倍
	Case-1	Case-2	Case-3	Case-4
	0	0	0	0
1	1.4826	2.9694	4.0446	7.1148
2	2.0664	4.3764	6.4806	10.185
3	2.4654	5.7708	8.4966	11.6046
4	2.9568	7.266	10.6092	9.6852
5	3.5658	8.7948	9.2274	9.7356
6	4.431	8.4714	7.9632	9.7314
7	6.0312	6.7788	5.9094	13.0704
8	8.421	5.7036	6.9972	13.7088
9	8.127	5.5944	9.6054	15.5904
10	7.035	5.2668	13.1292	16.7118
11	6.1152	6.846	15.435	19.0176
12	4.5444	9.7398	13.0242	22.0584
13	3.2424	13.5702	17.871	22.1844
14	5.8464	13.9818	17.724	27.7032
15	10.3278	16.8756	18.4296	19.2654
16	16.4892	20.0382	22.9866	8.8368
17	19.5846	22.9404	15.9096	19.3788
18	21.0336	21.3318	8.9544	17.0394
19	24.2928	15.015	28.5936	14.1624
20	25.1622	29.0388	4.2798	23.0076
21	33.1464	13.4946	4.4814	12.6504
22	23.4612	5.9934	10.9158	8.6982
23	10.0884	0.9744	1.8438	13.713
24	2.2092	13.3224	9.5046	19.6308
25	18.9924	10.3782	16.0608	32.4702
26	22.9698	16.3968	15.561	41.9244
27	22.4742	16.7916	29.1102	54.1674
28	28.5138	13.6248	43.7724	56.4228
29	34.3728	15.2292	47.5692	61.6602
30	34.0158	19.278	51.0426	77.6286
31	37.065	26.1492	62.2818	100.8714
32	39.0138	31.5252	59.3754	97.1124
33	44.3982	36.3216	58.8546	94.5042
34	50.7906	42.8064	57.8382	91.7868
35	50.1312	54.3396	59.1906	95.3652
36	49.0224	67.5612	61.3494	100.6194
37	46.914	65.4108	65.2596	97.4988
38	45.4818	63.2856	65.5494	97.23
39	47.1408	66.171	66.4944	99.6198
40	49.3374	67.3386	64.1508	105.5208

41	51.3534	63.6216	59.3166	111.4386
42	53.0796	59.3376	59.6106	119.4186
43	54.1926	57.6156	62.5884	126.2604
44	54.2808	56.742	67.6116	132.5058
45	53.1216	54.852	74.1846	127.0752
46	52.9872	52.4496	79.1616	128.6166
47	53.8062	50.4252	81.8118	132.4596
48	56.1666	50.6646	84.0252	136.8738
49	60.2574	53.676	86.5116	140.5782
50	63.105	56.2884	87.8472	139.1712
51	61.6602	57.666	64.3188	147.8358
52	59.9424	58.485	65.1126	128.4738
53	59.2158	58.3128	67.9938	123.3918
54	56.8806	58.359	67.4142	116.3862
55	55.671	58.0524	68.544	115.71
56	53.9784	58.4556	73.3404	126.1638
57	52.6596	59.7324	79.0986	126.7392
58	55.272	60.69	86.289	120.393
59	57.3846	63.4956	80.8962	118.1082
60	58.6194	61.383	73.7982	121.2918
61	59.9634	58.6194	72.3282	122.5098
62	61.3788	57.5064	71.3916	119.9058
63	62.58	56.952	65.9778	102.4632
64	63.7182	57.4224	65.3982	93.1182
65	64.3398	60.4086	65.4654	80.4132
66	64.6422	62.958	65.5326	80.1192
67	64.6884	65.1672	65.7636	89.2626
68	64.6926	67.6956	66.1206	88.9182
69	64.512	70.0896	65.7426	87.8052
70	64.26	72.5592	66.1458	86.9274
71	63.9534	73.9536	65.247	86.079
72	63.6468	75.1296	64.8228	86.331
73	63.4158	76.2888	65.5032	89.1744
74	63.5418	76.2552	69.279	89.922
75	63.5376	75.9864	62.5338	90.3966
76	63.4284	75.8688	59.8374	89.5692
77	63.4326	75.6084	57.5022	91.7952
78	63.525	75.1212	56.133	91.5852
79	63.6342	74.2686	56.679	92.7234
80	63.3276	74.0082	54.9738	92.1102
81	62.8866	73.8276	55.0326	91.3752
82	62.5842	73.6344	54.1422	92.2068
83	62.5086	73.3572	52.6764	93.1518
84	62.5548	73.059	51.2022	93.2442

5章 護岸背後の高水敷侵食と側岸侵食リスク

5.1 はじめに（検討の視点）

扇状地を流れる急流河川では、近年、側方侵食による堤防決壊等の被災が頻発している¹²⁾。これらの侵食特性や既往被災の要因は多くの研究で検証されてはいるが³⁾⁴⁾⁵⁾、実河川においては、河道特性や整備状況に応じて起こり得る侵食現象が大きく異なるため、その特性や要因が十分には把握できていないのが現状である。侵食対策を効果的かつ効率的に実施するためには急流河川において計画的な河道の整備が必要であり、そのためにも河道特性や整備状況に応じた侵食特性の把握が重要となる。

河川の水位が高水敷程度の高さ程度の状況下において、蛇行流が堤防を短時間のうちに侵食し、堤防決壊に至るといふ被災形態は、急流河川特有のものであると考えられる。第3章および第4章の検討でも述べたとおり、洪水時の活発な土砂の移動と堆積に起因する流路変動現象であり、十勝川水系においては、音更川に限らず札内川等の類似の石礫河川において、本被災形態は過去にも数多く確認されてきた。このような被害に対し、河川管理者はこれまで、低水路に護岸工や水制工を設置するとともに、都市部においては堤防前法面をコンクリートで被覆する堤防護岸工の設置を行ってきた。これは、出水時に流路の蛇行が発達し、河岸侵食が進行して災害に至ることを防止することを目的とするものである。しかしながら、2016年8月出水時、十勝川水系の各河川では過去の災害を切っ掛けとして低水路に護岸工が設置されていた箇所においても、護岸工そのものが被災・



図 5-1 既設護岸の被災状況（北開水工コンサルタント撮影）

左) 護岸工そのものが被災，流失した箇所(音更川)

右) 護岸は流失しなかったが，護岸背面の高水敷が洗堀されている箇所(音更川)

流失している個所が多数あることが確認された（写真 5-1 左）。現地調査では、護岸工の流失も相まって高水敷の洗堀・侵食が堤防の基盤部分にまで進行し、堤防決壊を引き起こすという被災プロセスが推定された。また、流失まで至らなかった護岸工についても護岸背面の高水敷が洗堀されている個所（写真 5-1 右）が多数あり、更に出水が継続していれば流失しかねない状況だったことが確認された。このことから既存の護岸工や水制工の構造や設置方法は、今回の出水規模における被害を防ぐうえで、必ずしも十分だったとの評価に至らないとも考えられた。

急流河川に敷設された低水護岸の被災としては、低水路の河床低下や出水時の河床洗堀による護岸根入れ部の損壊が代表的な事例であろう。これに対して、低水護岸背後の高水敷の侵食に伴い護岸が損壊する事例もある。急流河川である音更川において 2016 年出水の際に、非常に多くの箇所で低水護岸が背後の高水敷の侵食により損壊するとともに、特に本研究で対象とした上流区間においては、低水路護岸背後の高水敷の侵食に伴って護岸そのものが損壊し、更に侵食が拡大して堤防決壊に至ったと考えられる箇所が少なからず確認された。堤脚部を防護する護岸の整備が限定的な音更川においては、より大規模な出水時の堤防（堤体および基盤）侵食に対するリスクの評価、具体的な対策工法の検討など、計画的・段階的な整備に向けた検討が求められる。そのためにも、まず低水護岸背後の高水敷の侵食特性を把握することが肝要となる。特に、経験的に（既往の侵食規模より）堤防の防護に必要な高水敷幅が 80 m 以上とされてきた音更川では、40 ～ 80 m 程度の比較的広い高水敷幅が確保されており、低水護岸の直背後で侵食が生じて直ちに堤防侵食に危険が及ぶわけではなく、むしろ低水護岸背後から堤防位置まで横断方向への侵食域の拡大が危険となるため、この過程を明らかにする必要がある。

第3章および第4章の検討では、出水途中に低水護岸が流失して堤防決壊に至っていることから、数値計算に護岸の存在を考慮せずに現象の再現を行った。しかしながら、第1章で述べたように、気象変動による降雨量の増大や流量規模の増大が今後想定されており、低水護岸の流出も相まって高水敷の侵食が進行して堤防まで到達するようなプロセスについても、その過程を把握しておく必要があると考える。低水護岸背後の侵食に関する研究としては、護岸の安定性に関するものや高水敷材料の移動限界に関するものはあるが⁹⁾、上述のような高水敷上の平面的な侵食過程の特性を対象とした研究はほとんどない。このため、本章では、急流河川区間における侵食リスクについて検討するうえで重要な要因である低水護岸背後の高水敷の侵食特性を明らかにすることを目的として、5.2 節にて音更川における護岸および高水敷被災事例について整理すると共に、5.3 節にて開発土木研究所の実験水路を使って、該当する被害が顕著であった音更川の河道特性を考慮した護岸背後の高水敷侵食に関する水理模型実験を実施し、その特性を考察した。

5.2 音更川における護岸・高水敷の被災事例

2016 年出水は、約 2 週間間に 3 波の洪水の来襲の後にピーク流量が既往を大きく上回る規模の 4 波目の洪水が発生した。十勝川水系では、幾つもの支川において流路の蛇行化に伴う被害が確認され（図 5-2）、音更川上流区間（第3章および第4章似て検討）および中流区間（第2章にて概

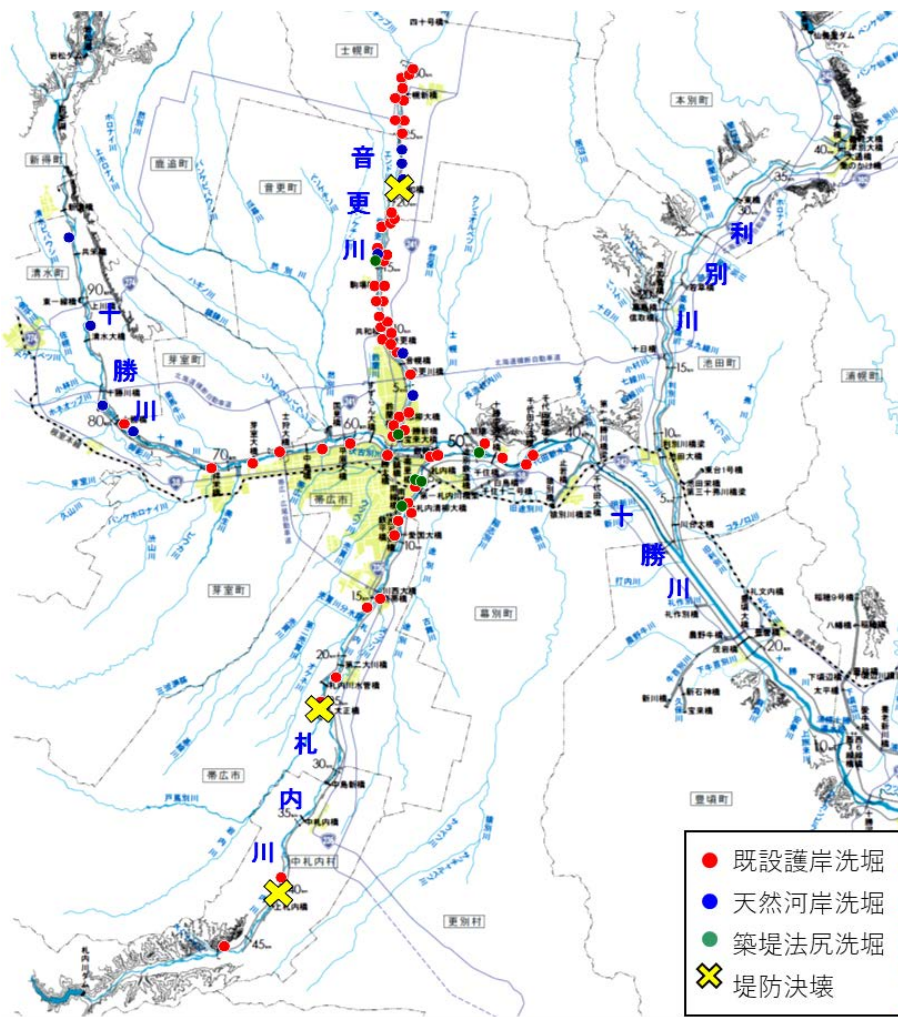


図 5-2 2016 年月出水での十勝川水系における護岸および河岸侵食箇所(開発局提供)

説した音和橋上流)においては、低水路護岸が設置されていたにも拘わらず、侵食が堤防ラインまでに及び多数の堤防決壊が発生したことは、前に述べたとおりである。

(1) 低水護岸および高水敷の流失後に堤防決壊に至る被災状況

図 5-3 に、音更川中下流(国管理区間である音和橋上流, KP20.9 付近)における堤防決壊の時間変化の画像を示す。本画像は、2016 年出水の際に北海道開発局が設置しているビデオカメラにて継続的に撮影されたものであり、越流による堤防決壊とは全く異なる形態で堤防決壊が進行する様子が鮮明に捉えられている極めて貴重なものである(動画データは添付の CD に掲載、動画-3)。

図 5-3 によると、音更川では堤防防護の観点から必要な高水敷幅を 80m と設定し、低水路には護岸が設置されていたが、出水途中にそれらが流失し、河岸を保護する機能が失われていたことが分かる(図 5-3①)。さらに、高水敷の侵食が発達して堤防防まで到達した後、わずか 40 分程度の短時間のうちに堤防侵食が進行し、堤防天端が失われていく様子が記録されている(図 5-3②～図 5-3⑥)。今後の将来洪水を想定した場合、既存の低水護岸背後の高水敷における侵食プロセスを把握

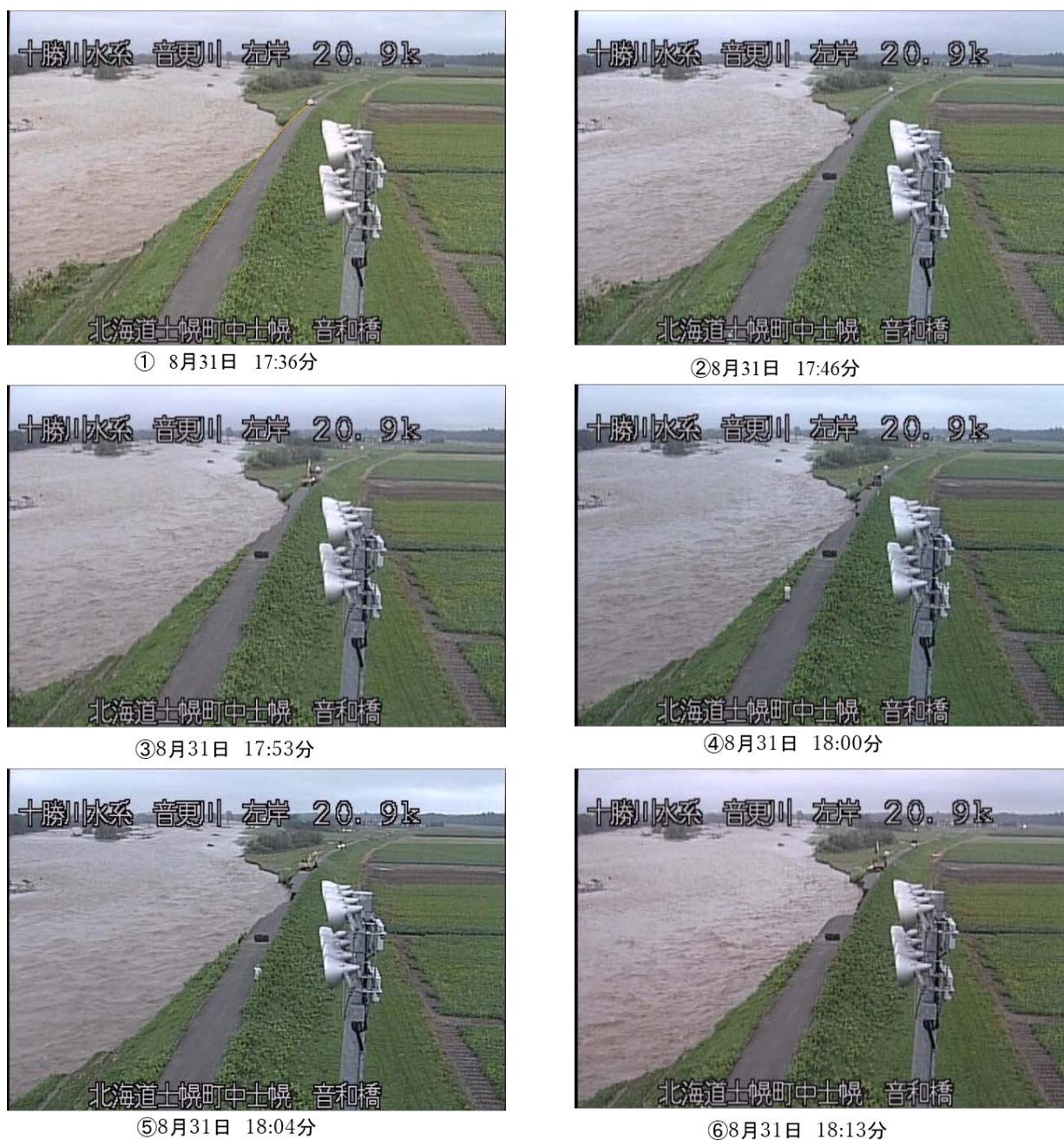


図 5-3 2016 年月出水での音更川(音和橋付近)の堤防侵食進行状況(北海道開発局撮影)

し、堤防まで被害が及ぶプロセスを把握しておくことは重要と考えられる。

(2) 低水護岸および高水敷の被災状況

低水護岸の被災は音更川直轄区間だけでも 20 箇所以上で確認され(図 5-2)、その多くが護岸背後の高水敷の侵食を伴うものであった。図 5-4 に被災例を示す。図 5-4 に示す河床変動量コンター図は、2013 年と 2016 年出水後の LP 測量(帯広開発建設部)の地盤データの差分値である。LP 測量では水面下の計測はできないが、測量時には水位が低いことや急流河川で水深が小さいことを考

えると、この差分値は2016年出水前後の主な変化量としてとらえられる。コンター図と写真より、低水護岸が設置されているにも関わらず、高水敷が堤防付近まで侵食されている箇所が確認できる。

このような高水敷侵食が多数生じた要因は、次のように、高水敷上の掃流力が増大しやすいという音更川の河道特性にある。図5-5に2011年出水の痕跡水位から試算した無次元掃流力と洗掘深（LP差分値）との関係を示す。図は高水敷を縦断方向に約30m、横断方向に約20mで分割したメッシュ毎に評価した値を示している（高水敷上の無次元掃流力を試算する際の粒径に河道内の河床材料の代表粒径を代用している点に留意）。図より無次元掃流力を確認すると、表面侵食の恐れがあるとされる $\tau_* > 0.07$ を示すメッシュが多く存在している。これは、音更川の河床材料が比較的小さいことや水位が高水敷高以上に上昇した時の低水路が受け持つ河積が比較的小さいことが要因として考えられる。実際、2016年出水時、音更川では河岸侵食で発生した土砂が低水路部に堆積す

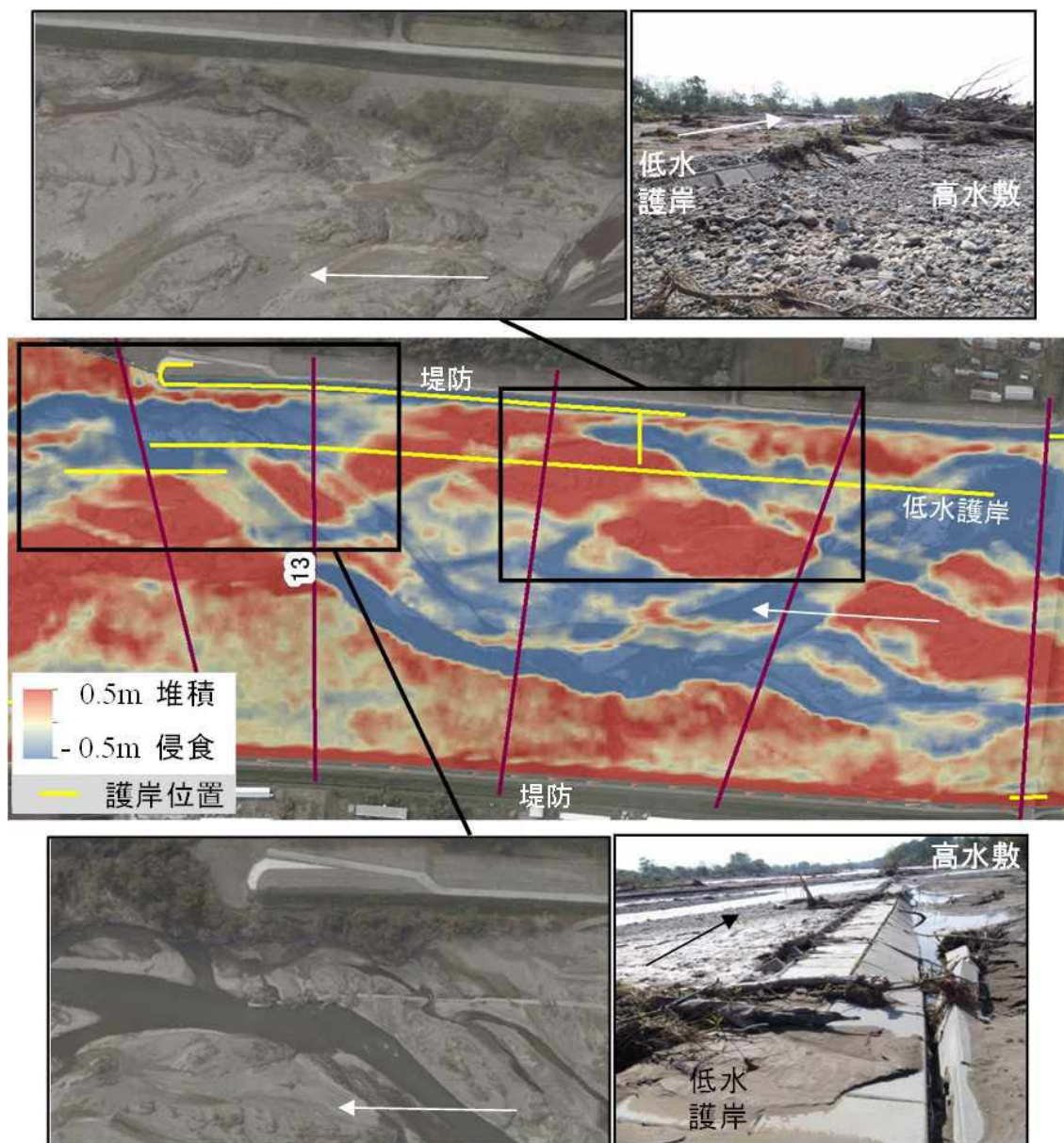


図5-4 音更川低水護岸被災例 KP13~KP14

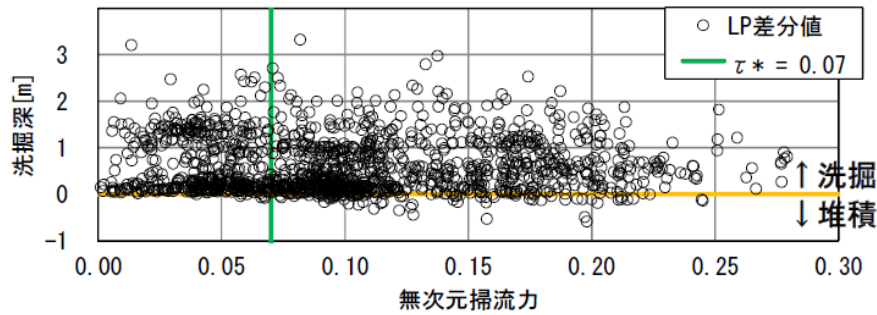


図 5-5 高水敷上の無次元掃流力 (2011 年出水)



図 5-6 音更川の堤防決壊事例

る傾向⁵⁾が確認されており、音更川の河道内でみられたこのような土砂収支の特性は、大出水時に低水路の受け持つ河積が減少して高水敷上の掃流力が増大する要因になり得る。実際、図 5-5 を見ると、音更川では洗掘深と高水敷上の掃流力自体にほとんど相関が無いことが分かる。

図 5-6 に、2016 年出水後の音更川中流域の破堤区間の画像を示す。図より、低水路内には砂州状の堆積がみられ、砂州による主流路の湾曲が高水敷の侵食に影響している可能性が推察される。しかし、低水路の流路と高水敷侵食の関連性は不明である。そこで 5.3 節では、定性的ではあるが水理模型実験にて、音更川のように低水路内の主流が砂州によって湾曲するような状況下において、その水衝部付近で生じる低水護岸背後の侵食過程を観察し、砂州による低水路内流路と護岸背後の侵食の関連性を考察する。

5.3 水理模型実験

5.3.1 実験概要

(1) 実験水路

実験には延長 27 m の移動床区間を有する幅 3 m の水路を使用した (図 5-7)。水路内に東北硅砂 4 号 (平均粒径 0.76 mm) を敷設し、図 5-8 に示すような横断面を有する複断面河道を整形した。水路ほぼ中央には幅 0.9 m の初期河道を配置し、左岸側に幅 1.09 m の高水敷を低水路河床より 0.03 m の高さに、右岸側に幅 0.87 m の高水敷きを低水路河床より 0.04 m の高さに設定した。高水敷上の侵食現象を観測する対象を左岸側だけとしたため、左岸の高水敷高を右岸よりも低く設定している。

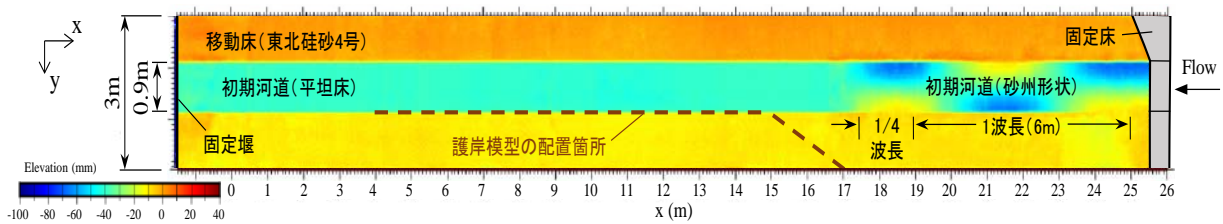


図 5-7 実験水路の平面図 (コンター: 初期河床形状)

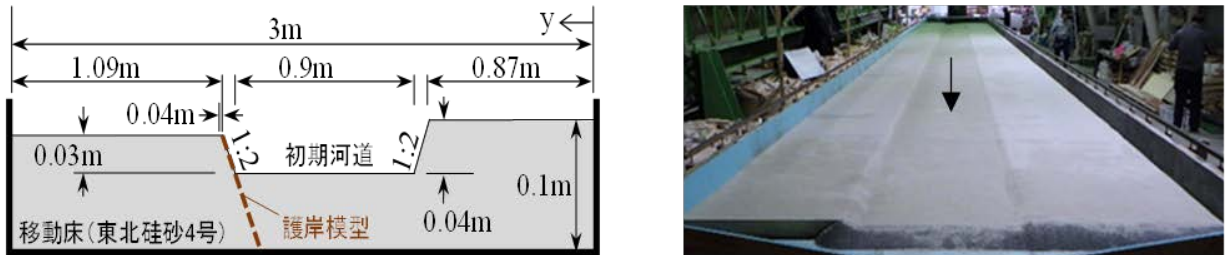


図 5-8 実験水路の横断面図と整形後の初期河床の写真

また、観測対象の高水敷幅をなるべく広く確保するために、初期河道の位置を水路中心よりも 0.1 m 右岸側にずらして配置した。水路勾配は 1/200 とした。なお、本実験の河道や条件設定は、音更川の約 1/70 の縮尺を想定した。上下流端では、初期低水路および左岸高水敷の流入または流出箇所での急激な深掘れや水面形の変動を抑制するために堰の上下流に傾斜させた固定床を配置した。

低水護岸の模型は図 5-7 に示す位置に配置した。この護岸が設置された高水敷の範囲が侵食過程を観測する対象となる。護岸模型は厚さ 0.02 m のベニヤ板で作成し、図 5-8 に示すように法勾配を 1:2 で固定した。護岸模型の天端は水平になるようにベニヤ板を整形し、天端幅は約 0.04 m とした。護岸上流端は水路壁に摺り付けた。護岸の粗度については不確定なため、本実験では河床と同等の粗度になるように模型護岸に河床材料を貼付した。なお、護岸の損傷（決壊や天端の低下）の過程は不確定であり、本実験では、護岸の損傷は再現しないものとした。

(2) 実験条件と計測

Run1～Run4 の 4 ケースを実施した。護岸の有無を比較するために図 5-9 の左図に示す同一の流量条下で Run1（模型護岸無し）と Run2（模型護岸有り）を実施した。また、Run3 と Run4 はいずれも模型護岸有りの条件下で図 5-9 の右図に示す流量条件下でそれぞれ実施した。

全ケースで通水開始から 2 時間 50 分まで高水敷高よりも低水位の流量 (7 L/s) の状態で低水路内に交互砂州とそれに伴う偏流を発達させた。その後 10 分間で流量をそれぞれのケースの最大規模まで増大させ、その流量を定常で 1 時間継続させた。Run1 と Run2 では、減衰期も再現するために、最大流量の後に高水敷高と同程度の水位となる流量 (14 L/s) まで低下させた。Run3 では最大流量の規模は Run1～2 と同じではあるが、最大流量規模の違いを単純に比較するために、Run3 と Run4 では、減衰期を省き、最大流量を 1 時間継続した時点で通水を止めた。

表 5-1 各ケースの最大流量と高水敷上の実績水深

	最大流量 (L/s)		左岸高水敷 水深 (m)	左岸高 水敷 τ_*
Run 1 ~ Run 3	22	[試算値] Run 1 (護岸無) Run 2 (護岸有) Run 3 (護岸有)	[0.007] 0.014 0.012 0.012	[0.030] 0.056 0.046 0.047
Run 4	30	[試算値] Run 4 (護岸有)	[0.013] 0.016	[0.052] 0.065

※通水開始から3時間と3時間45分後の計測に基づく(平均値)。
また、[]内は、初期河床形状での試算値を示す。

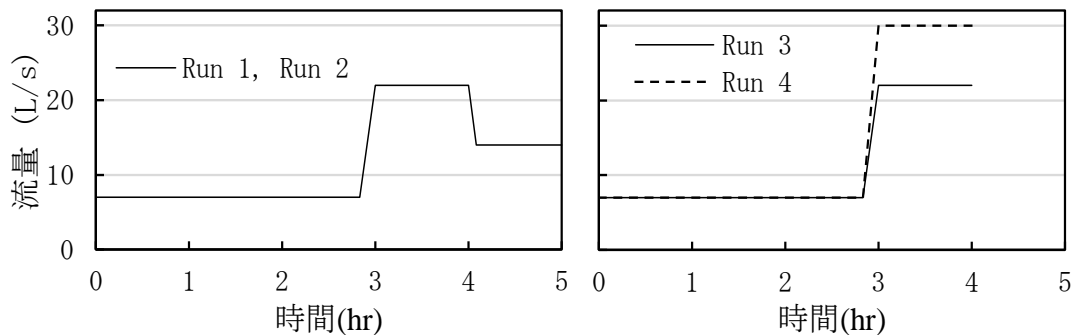


図 5-9 実験の流量条件(左図: Run 1 と Run 2, 右図: Run 3 と Run 4)

当実験では、前述のとおり通水中に河岸侵食による水路幅の変化や低水路への土砂堆積が予め想定され、初期河床形状での等流計算では実際に生じる水位が予測できない。このため、Run1~3では、事前の予備的な通水や iRIC Nays2DH (<https://i-ric.org/>) による河床変動計算での予測計算を実施した上で、左岸高水敷上の水深が約 0.01 m (τ_* は約 0.04) になる流量として 22 L/s と設定した。これは、高水敷の河床材料による限界無次元掃流力 0.034 を若干上回る規模を想定した流量である。

各ケースの最大流量を表 5-1 に示す。Run1~3 で 22 L/s, Run 4 で 30 L/s と設定した。初期河床形状の下でマニング-ストリクラー式より粗度係数 $n = 0.014$ として等流水深を試算した値と無次元掃流力 τ_* の値についても表 5-1 の [] 内に記す。護岸の損傷を考慮しない当実験では、現地の被災状況の再現ではなく、高水敷の侵食過程に見られる特性を把握することが目的であるため、実際の護岸が損傷する程の外力を設定することにあまり意味は無い。この点を踏まえると、Run1~3 は、高水敷の河床材料が動き始める状況下での侵食過程に着目するため、表 5-1 に示した各ケースの実績水深からは、Run1~3 ではおおよそ想定どおりの流量規模であったといえる。一方、Run4 では、高水敷の河床材料が比較的活発に動く状況下での侵食過程を観察するために、条件設定に際し、2016 年出水のピーク流量を参考に最大流量を 30 L/s とした(音更水位流量観測所地点のピーク流量約 1,200m³/s をフルード相似で模型流量に換算)。Run4 で実際に生じた高水敷上の掃流力は 0.065 (表 5-1) であり、実験砂であれば比較的活発に動く状況下であるといえる。参考までに、模型において

無次元掃流力 0.065 で生じる流砂量は、現地の限界無次元掃流力が 0.05 だとして換算すると、現地では $\tau_* = 0.081$ で生じる流砂量に相当する（流砂量は MPM 式⁸⁾ で試算）条件である。

実験中の計測として、各ケースにおいて最大流量時にトレーサー（発泡スチロール粒）を撒いて流況を水路上空から動画で撮影した。実験終了後には、通水後に河床形状を 3D スキャナで計測した。

5.3.2 実験結果と考察

図 5-10 に Run1（護岸模型無し）および Run2（護岸模型有り）の通水後の河床形状を示す。図 5-11 に Run2 の護岸周辺の河床変動量を示す。

Run 1 では、左岸側の約 1m の高水敷幅が蛇行流路の水衝部においてほぼ全幅侵食され、最終的に流路が側壁に達している。これに対して、護岸模型を配した Run2 では、護岸により流路の側方への移動が抑制されており、側壁付近が洗掘される様子もなく、低水護岸の効果が示された。Run2 の護岸背後では、低水路の流れの水衝部に対してそれぞれ直上流と直下流に位置する 2 カ所（図 5-11 中に赤丸で示す 2 カ所）で最大約 2 cm の洗掘が見られるが、高水敷の侵食は護岸に近い範囲で止まっている。このことから、護岸の安定性が確保されていれば、高水敷上の河床材料が動き始める程度の掃流力の条件下では直ちに侵食域が横断方向に拡大するわけではないことがわかる。

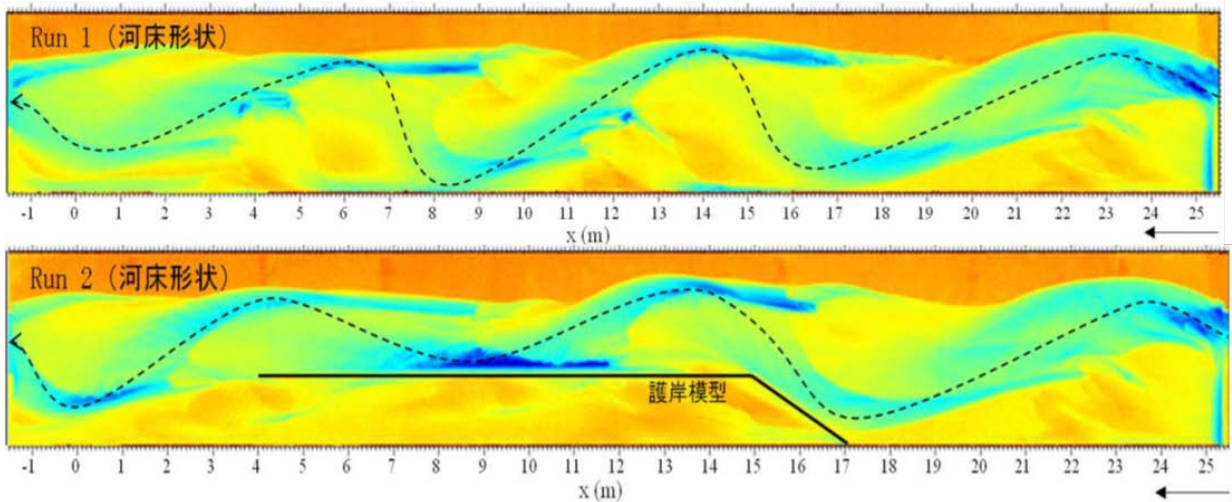


図 5-10 通水後の河床形状コンター（点線：主流位置，凡例は図 5-7 と同じ）

上)Run1(護岸模型無し)，下)Run2(護岸模型有り)

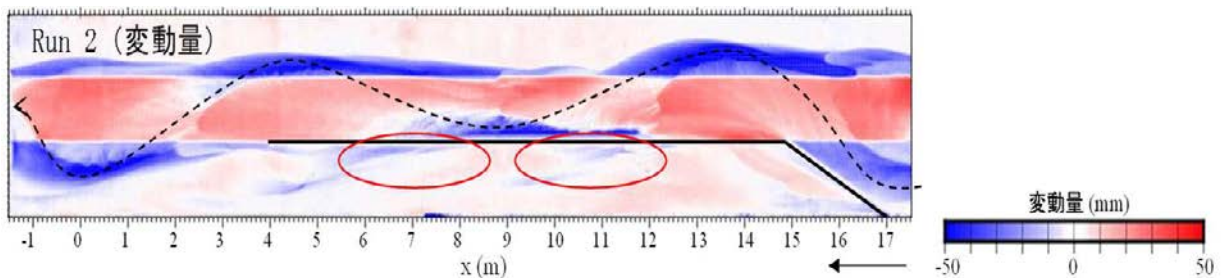


図 5-11 Run 2 の護岸模型周辺の河床変動量

（点線：主流位置，赤丸は護岸背後の洗掘箇所）

図 5-12 に Run3 の実験結果を示す。Run2 と同様、護岸背後において水衝部の上流側（最大洗掘深約 2.7 cm）と下流側（同約 1.3 cm）の 2 箇所洗掘が生じた（図 5-12 下図の赤丸箇所）。図 5-13 に示したのは、Run3 の最大流量時（通水開始後 3 時間 45 分）にトレーサーを流した時の流況の画像である。かなり定性的ではあるが、撮影した動画でみられた代表的なトレーサーの動きを実線（低水路の主流）と点線（高水敷上の流れ）の黄矢印で示す。図 5-13 の赤丸は図 5-12 中の赤丸と同箇所を示す。図 5-13 より、水衝部の直上流で高水敷に乗り上がった流れは、水衝部の直下流で低水路へ戻っているのがわかる。この流況と侵食・堆積状況より護岸背後の洗掘過程は次のように考察される。

水衝部近傍で砂が動き始めると、砂が動く範囲の上流部では洗掘が進行し、その下流側では堆積が進行する。洗掘により護岸背後で河床が低下した箇所では、流れの集中によって流速が増大する

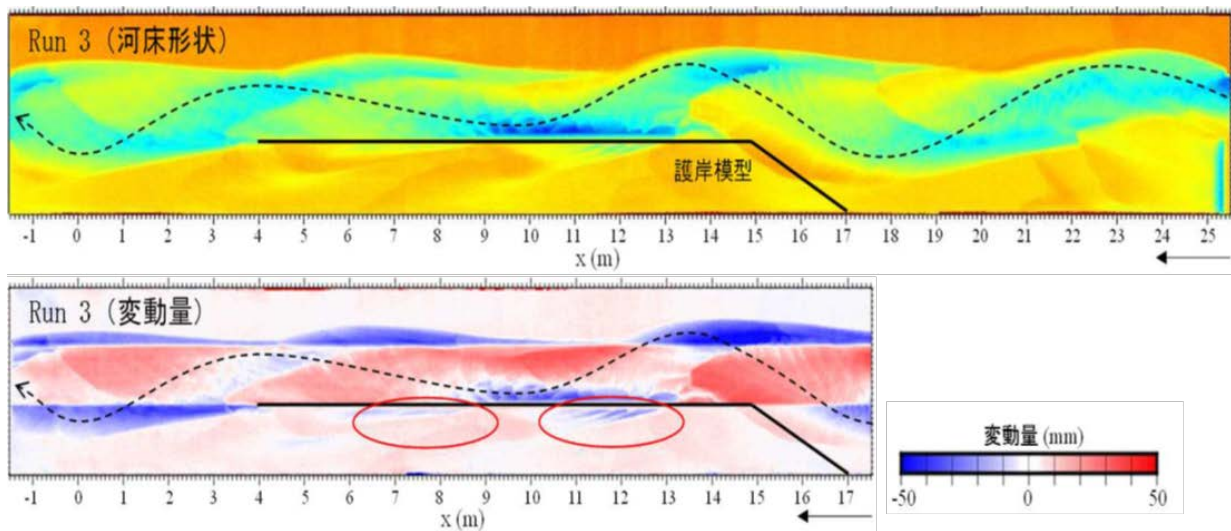


図 5-12 Run 3 の実験結果

- 上) 通水後の河床形状コンター(点線: 主流位置, 凡例は図 5-7 と同じ)
- 下) 護岸模型周辺の河床変動量

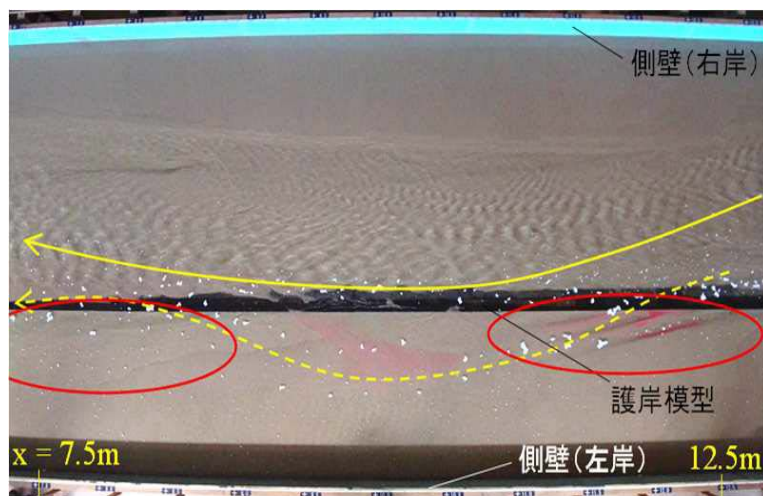


図 5-13 最大流量時の流況 (Run 3)
(赤丸は図 5-11 と同じ箇所を示す)

効果で低水路の流れが高水敷に乗り上がりやすくなる。また、高水敷上の流れが下流側の堆積域を乗り越える際に低水路へ向かい、このとき高水敷上の堆積域から低水路へ落ち込むような流れになるため、この堆積域の下流側で砂の動きが活発になり洗掘が進行する。このような過程で水衝部の上流側と下流側の2箇所に洗掘域が現れる。

続いて、図5-14にRun4の実験結果を示す。護岸背後の洗掘量は最大で3.7cmとなり、特に、水衝部より上流側(図5-14下図の赤丸位置)において流量規模の増大に伴い洗掘量が増大した。図5-15にRun4の最大流量時(通水開始後3時間45分)の流況の画像を示す。図より、水衝部より上流側の洗掘が大きい位置(図5-14と図5-15の赤丸)で低水路から高水敷へ乗り上がって側壁方向へ向かう明確な流れが確認された。これは、洗掘域と下流側の堆積域との比高差が大きくなり、図5-14に赤点線矢印で示すように、堆積域を避けて流れが側壁へ向かったと考えられる。この流れに

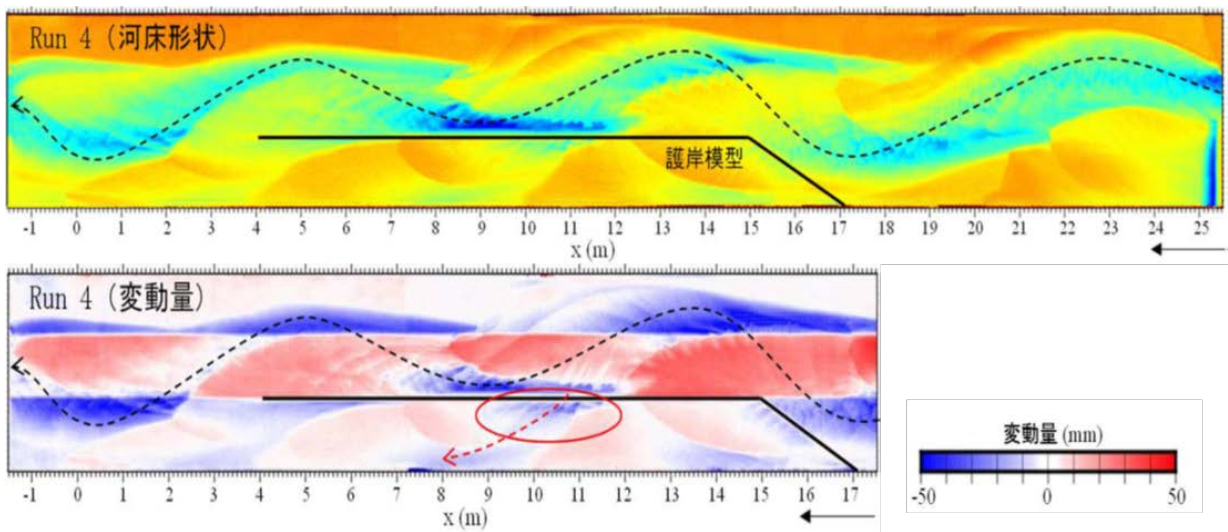


図5-14 Run 4の実験結果

- 上) 通水後の河床形状コンター(点線: 主流位置, 凡例は図5-6と同じ)
- 下) 護岸模型周辺の河床変動量



図5-15 最大流量時の流況(Run 4)
(赤丸は図5-14と同じ個所を示す)

よって、図 5-14 に見られるように護岸背後から側壁付近まで横断方向に侵食域が進行した。このように、護岸の直背後の洗掘はその後の侵食域拡大に寄与していることが示唆される。

図 5-14 では高水敷上に砂州の形態が確認できる。図 5-15 の赤丸位置では、高水敷の砂州の前縁線から低水路に向かう流れも見られ、高水敷から低水路へ落ち込む流れと低水路から高水敷に乗り上がる流れの双方の影響によって、この箇所では洗掘が大きく進行したと考える。本実験では護岸の損傷を再現していないが、仮に図 5-13 や図 5-15 の写真の赤丸の洗掘域で護岸の天端が低下すれば、低水路の流れがより高水敷に乗り上がりやすくなり、実線で示した湾曲した主流路は遠心力の影響も受けて点線で示される高水敷上の流れに容易に移行する可能性がある。実際、Run3 では $x = 4 \sim 15\text{m}$ の範囲で低水路が平均で 9mm 上昇し、高水敷水深 / 低水路水深比は 0.37 であったのに対し、Run4 では低水路が平均で 12mm 上昇し、同比は 0.49 であった。つまり、流量規模が大きいほど低水路の堆積量が増加し、低水路の河積減少が生じ、より高水敷の水深と掃流力が増大することになる。

5.4 結論

第5章では、急流河川における低水護岸背後の高水敷の侵食特性を把握するために、音更川の高水敷侵食事例を検証するとともに、水理模型実験を実施した。結果は以下のとおりである。

- (1) 音更川で見られた高水敷侵食は、低水路内の砂州の発達や河道内の湾曲した流路の影響を受けて被害が拡大したことが示唆された。
- (2) 水理模型実験では、低水路水衝部の上流側と下流側の2箇所では洗掘が進行する過程や横断方向に侵食域が拡大する過程がみられ、低水路内の湾曲流に関連した高水敷の侵食特性が示された。特に、最大流量で水深・掃流力が大きい Run4 では、洗掘域と堆積域との比高差が大きくなり、低水路から高水敷へ乗りあがって側壁方向に向かう明確な流れとともに高水敷上の砂州の形成が確認された。
- (3) これらの結果より、低水護岸が設置されていても、高水敷が高水深となり掃流力が大きくなるケースでは、高水敷上に砂州の形成が確認され、高水敷も含めた水路全体で侵食・堆積が進行し、護岸背後から側壁付近まで横断方向に侵食域が拡大する可能性が示唆された。

参考文献

- 1) 2016年8月北海道豪雨災害調査団: 2016年8月北海道豪雨災害調査団報告書, 土木学会, 2017.
- 2) 桑村貴志, 永多朋紀, 旭一岳: 出水時における音更川の流路変動特性と堤防防護の対策について, 平成24年度北海道開発技術研究発表論文, 2013.
- 3) 永多朋紀, 渡邊康玄, 安田浩保, 伊藤丹: 砂州地形に誘発された蛇行発達, . 土木学会論文集 B1(水工学), 69, pp.I_1099-I_1104, 2013.
- 4) Iwasaki, T., Shimizu, Y., and Kimura, I.: Numerical simulation of bar and bank erosion in a vegetated floodplain: A case study in the Otofuke River, *Advances in Water Resources*, 93, A, pp.118-134, 2015.
- 5) 山口里実, 久加朋子, 清水康行, 泉典洋, 渡邊康玄, 岩崎理樹: . 河道内の土砂動態と流路変動の関係, 土木学会論文集 B1(水工学), 74, pp. I_1153-I_1158, 2018.
- 6) (財)国土技術研究センター: 改訂 護岸の力学設計法, 山海堂, 2007.
- 7) 国土交通省北陸地方整備局: 急流河川における浸水想定区域検討の手引き参考資料, 2003.
- 8) Meyer-Peter, E., Muller, R.: Formulas for bedload transport. IAHSR, report on the second meeting, 3, p. 39-64, 1948.

6章 急流区間における侵食リスク評価および対策工法についての考察および提案

6.1 はじめに（侵食リスク評価の必要性）

本研究では、第2章にて音更川を中心とした河川の急勾配区間における急激で大規模な流路蛇行化とそれに伴う河岸侵食・堤防決壊リスクについて概説し、第3章および第4章にて流路蛇行化プロセスおよび将来洪水流量想定下における側岸侵食リスクの変化について検討を行った。さらに、第5章では音更川の急勾配河川の複断面河道において、低水護岸およびある程度の幅を有する高水敷が存在するにもかかわらず、堤防まで侵食が到達するプロセスについて水路実験より検討を行った。これらの検討より、音更川ではこれまで経験的に堤防防護に必要な高水敷幅を検討し現地に反映されてきたが（中下流区間では80m以上）、このような急勾配で土砂の輸送量の多い石礫河川の場合、流量規模の増大や長期間続く高流量が流路蛇行化とそれに伴う河岸侵食リスクを増大させるため、将来的な気候変動も勘案した事前防災の視点からの整備・維持管理を再考する必要があると考えられた。

こうした事前防災の観点から河川の整備・維持管理を検討するためには、現時点において、侵食リスクを推定すること、およびそれに対する対策工法に課題がある。

これまで、急流河川区間の侵食対策に関しては、高水敷や堤防を侵食現象から保護するために護岸工が実施されてきた。護岸工の設置については、たとえば水理公式集¹⁾「7.3 侵食・洗堀を防止・制御する構造物」において各種工法を3つのタイプに分類し(タイプ1:侵食、崩壊に対する耐力を向上させる工法 タイプ2:流水の作用(流速)、洗堀の影響を回避・軽減させる工法 タイプ3:川幅スケールで河床形状を制御する工法)、タイプ1の代表例として護岸工をあげ、その水理及び構造と設計の考え方について記述している。

一方、侵食対策の実務を担う現場技術者は、国が策定した河川砂防技術基準によって護岸等の計画や設計を行うこととされている。しかし、河川砂防技術基準²⁾では、護岸について「計画高水位以下の流水の通常的作用に対して安全な構造となるよう設計する」との記載と併せて護岸構造の基準も示されているものの、護岸設置の必要性の判断や設置位置・延長等の技術基準に関する具体的な定めは示されていない。

このため、実務的な護岸の施工に関しては、被災実績から統計的に河岸の決壊の幅や延長等を推定するなど、現地で実際に発生した侵食災害の実績に基づいて、設置の必要性・設置位置や工法の諸元を選択して実施されてきたのが実態であり、実績を超えて将来的な降雨特性の変化まで考慮した場合に求められる安全性を考慮している段階にはない。

さらに、こうした河川整備には財政的制約もあり、一部の都市区間を除いては事前防災としての護岸の設置は行われておらず、多くの河川区間では洪水に伴う侵食被害が発生した後に災害復旧事

業として事後的に護岸が設置されている。つまり、侵食により被災を受けた箇所について、原型（元の地形）に戻したうえで対象とする河道延長を限定して護岸を設置するというプロセスで事業が行われるケースが大部分であり、堤防侵食リスクを考慮した求められる安全性を満足しているとは言い難い状況にある。

こうしたハード面の対策に加えて、ソフト面の対策においても課題がある。たとえば、住民に災害危険性を周知し、避難判断の目安を示すツールであるハザードマップがあげられる。現在公開されているハザードマップには、想定される豪雨災害の際、浸水が予想されるエリアとその予想水深に関するものや、上流域の土砂生産域等における斜面崩壊に伴う土石流災害に関する危険性を示した地図等がある。しかしながら、こうしたハザードマップにおいて、2016年に十勝川水系の各地で発生したような河道内での土砂移動を考慮し、短期間（1晩程度）で急激に発生する大規模河道変動をもたらす河岸侵食、堤防決壊とそれに伴う氾濫リスク等まで考慮した河川のハザードマップは作成されていない。

気候変動により今後、豪雨災害は更に頻発化する可能性が高い。加えて、それらの災害規模は河川砂防技術基準で前提としている計画規模の外力想定を大きく超えて激甚化する恐れがある。こうした背景を踏まえると、河川沿川の土地や施設について改めて侵食被害を受けるリスクを評価するための技術的手法を確立し、気候変動も勘案した事前防災の視点からの整備・維持管理に反映させるとともに、ハザードマップに侵食リスクに関する情報も併記したうえで、広く社会に情報提供・普及させることが重要となると考える。そこで、この第6章では、2016年8月の豪雨災害によって十勝川水系音更川の上流区間で発生した急激で大規模な河道変動を事例とし、第2章から第5章までの成果を踏まえ、堤防侵食リスクの評価および対策について考察を行うことを目的とした。

6.2 侵食リスクの評価について

ここでは、本研究で得られた結果を整理し、それらを踏まえた侵食リスクの評価手法について考察する。

6.2.1 本研究で得られた結果

2016年8月の豪雨災害によって十勝川水系音更川の上流区間で発生した急激で大規模な河道変動を事例として河岸侵食の特性等について検討を進めた。これらの成果より、堤防の侵食リスク評価を検討するうえで、以下のような知見を得た。

① 2016年8月出水に関する現地で得られたデータ

- ・ 一連の洪水のうち、第4波目の洪水により短時間のうちに急激かつ大規模に河道が変動し、一連区間において左右岸交互の7箇所もの堤防決壊に至った。
- ・ 出水前後で水路の平均幅や侵食した範囲の最大振幅は大きく拡大したが、蛇行の波長については顕著な変化は確認されなかった。
- ・ 決壊した堤防は、ピーク水位時には存在して機能を発揮し外水氾濫を防いだが、その後、流

量が減少する過程において侵食を受け決壊に至った。

- ・ 当該区間の多くの箇所には低水護岸が設置されていたが、出水後には大部分が損壊しており河岸を保護する機能が失われていたと考えられた。

② 今般の音更川上流区間の河道の変動に関する数値解析による検討結果

- ・ 河道沿川の侵食リスクの評価に資することを目的として、流量ハイドログラフ形状の違いが河道の変動特性に及ぼす影響について数値解析により検討を行った。数値計算（iRIC Nays2D）モデルでの再現計算について、痕跡水位や堤防決壊の位置、決壊に至るまでの時間経過等の結果より、十分な精度であると判断した。
- ・ 流量ハイドログラフについて、流量規模は同じであるがピーク流量に至るまでの生起時間が異なる場合の検討結果より、堤防決壊の位置や川幅の変化についてはどのケースも類似する結果を得た。しかし、破堤に至るタイミングについては違いがあり、特に、ゆっくり増水するハイドログラフ形状の場合は、流量ピークに至る前の増水期に堤防決壊に至るといふ実河川では危険側となる結果となった。
- ・ 流量ハイドログラフについて、ピーク流量の流量規模が異なる場合（将来の洪水量想定）の検討結果より、流量規模の大きいケースほど侵食領域の幅が大きくなり侵食リスクが高まると考えられた。ただし、2016年8月の実績洪水流量の1.5倍以上のケースでは、流路が複列・網状の形態に移行し、侵食領域の幅の拡大割合は抑制される結果となった。このことから、音更川上流区間については、侵食領域の幅が拡大する最大幅の推定が可能と考えられた。

③ 寒地土木研究所の水路を用いた水理模型実験

- ・ 水理模型実験では、低水護岸が設置されている場を対象に、護岸背後の高水敷の侵食特性について検討を行った。実験の結果より、流量規模が大きくなると高水敷上の掃流力が増大し、高水敷を含めた水路全体が複列・網状の様相を呈し、護岸背後の高水敷での洗堀・堆積が進行すること、音更川のような比較的粒径の小さい石礫河川では出水時に低水路に土砂が堆積しやすく、これが低水路と高水敷の比高差を小さくすることで高水敷上の掃流力を増大させやすいこと、低水路と高水敷間の流れの流入および流出部から侵食が始まり、高水敷上の河床変動が堤防ラインにも及んで堤防決壊を招きかねない状況となり得ることが確認された。

6.2.2 侵食リスクの評価について

本研究で実施した侵食リスクの評価のイメージ図を図6-1に示す。本研究では、実績洪水についてドローン等の新技術も活用することで、出水前後だけでなく、出水途上における河道の変動状況等、多様なデータを収集することが可能であると分かった。これまで手に入り難かった出水途上の様々なデータが取得できるようになったことから、侵食現象の進行過程も含めた河道の変動特性を

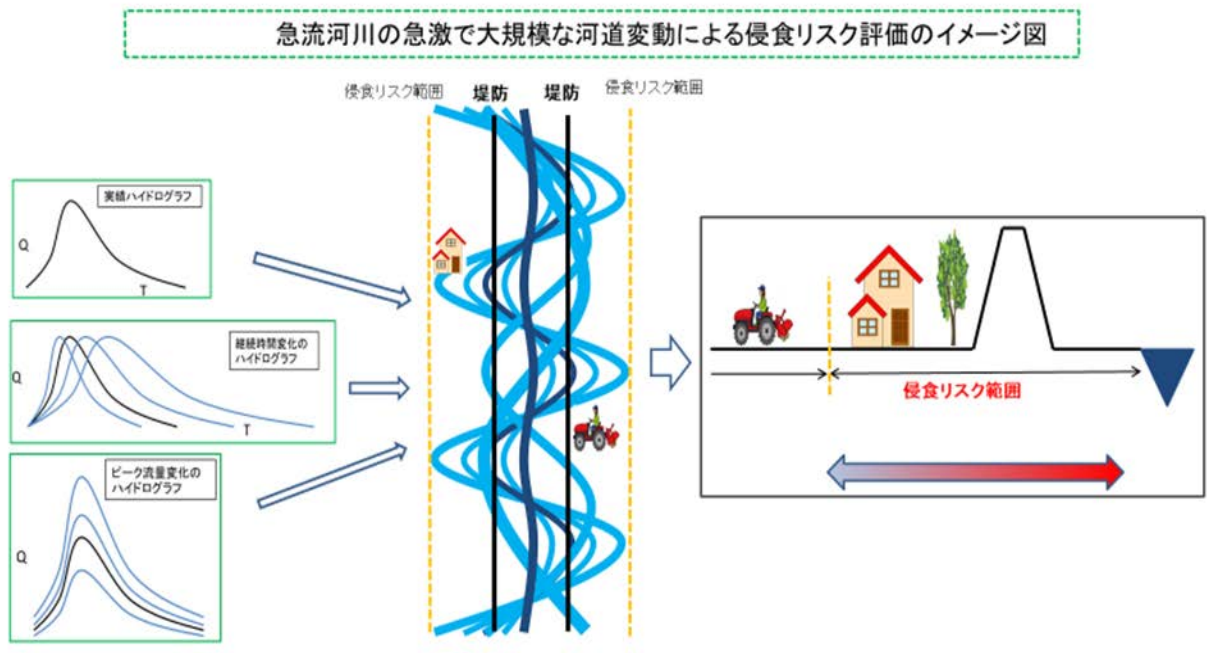


図 6-1 急流河川の急激で大規模な河道変動による侵食リスク評価のイメージ図

推察し、これを基に、現地で発生した侵食現象について再現性の確認を行ったうえで、気候変動の影響も視野に入れた様々な外力（流量ハイドログラフのピーク時間の早遅や流量規模の大小）を想定した数値解析を行うことが出来た。第3章および第4章では、それらの結果を総合的に考察することで、対象区間の侵食災害の特性や侵食災害が及ぶ可能性のある範囲を推定するなど、侵食リスクの評価に向けた取り組みの実例を示すことが出来たと考えている。具体的には、下記のとおりである。

- (1) 当該対象区間の侵食リスクについては、ハイドログラフ形状により出水ピーク前に堤防決壊に至るケースとピーク後に決壊に至るケースがあり得ること。
- (2) 気候変動による流量増大を想定した場合にも侵食領域が拡大する最大幅は、270m程度と推定され、音更川上流域の当該区間の堤防間隔が約200mであることから、堤防ラインから堤内側に70m程度までの範囲は侵食リスクを有する区域であると考えられる必要があること（但し、流路全体が移動するような現象は対象とせず現流路を基本とした侵食領域の拡大であること、および、同一横断面において左右岸の堤防の両方は決壊せずに、一方の堤防は決壊を免れることを前提とした）が明らかとなった。
- (3) こうした複数のシナリオを用いた数値解析を用いて、急勾配の石礫河川における出水時の土砂移動を考慮した流路変動特性とそれに伴う侵食リスクをある程度評価可能であることを示すことが出来た。

今般の研究は、十勝川水系音更川上流区間を対象とした限定した条件下で行った侵食リスク推定の試みである。急流河川一般に適用するためには、今後、現地データの取得については項目・頻度・精度及び手法等のより充実を図ること、数値解析については他の河川条件における再現性・適合性の確認を行うことなど、一般化できる手法の確立に向けて更に様々な調査・研究すべき課題に取り組む必要があることは述べるまでもない。しかしながら、急勾配河川における将来的な侵食リスクを検討するにあたり、どのようなデータを用い、どの程度の再現性をもって評価を行うことが出来るのか、ある程度の道筋を示すことが出来たのではないかと考える。今後、河岸や堤防を侵食災害から防護するための対策工法の計画や整備、更に河川沿川の土地利用や防災対策をより実効性のあるものとしていくために、本研究はその1ステップとして位置づけられるはずである。

6.3 河道の急激で大規模な変動による侵食リスクに対応する対策工等の提案

急流区間における急激で大規模な河道の変動に伴う堤防、橋梁、家屋等に係る侵食災害への対応策としては、構造物による対策が必ずしも永久かつ万能とは言えないと考えられる。このため、被害を未然に防ぐという点から理想的な対応策は、侵食災害が及ぶ恐れのある範囲（図6-2、たとえば音更川の当該区間の場合は堤防から70m程度の範囲）から家屋等の施設を範囲外に移転するなどし、リスクを有する範囲は農地・森林等の仮に災害を受けた場合でも相対的に被害が大きくなりえない土地利用形態へと誘導していくことが長期的に目指すべき方向だと考えられる。気候変動による

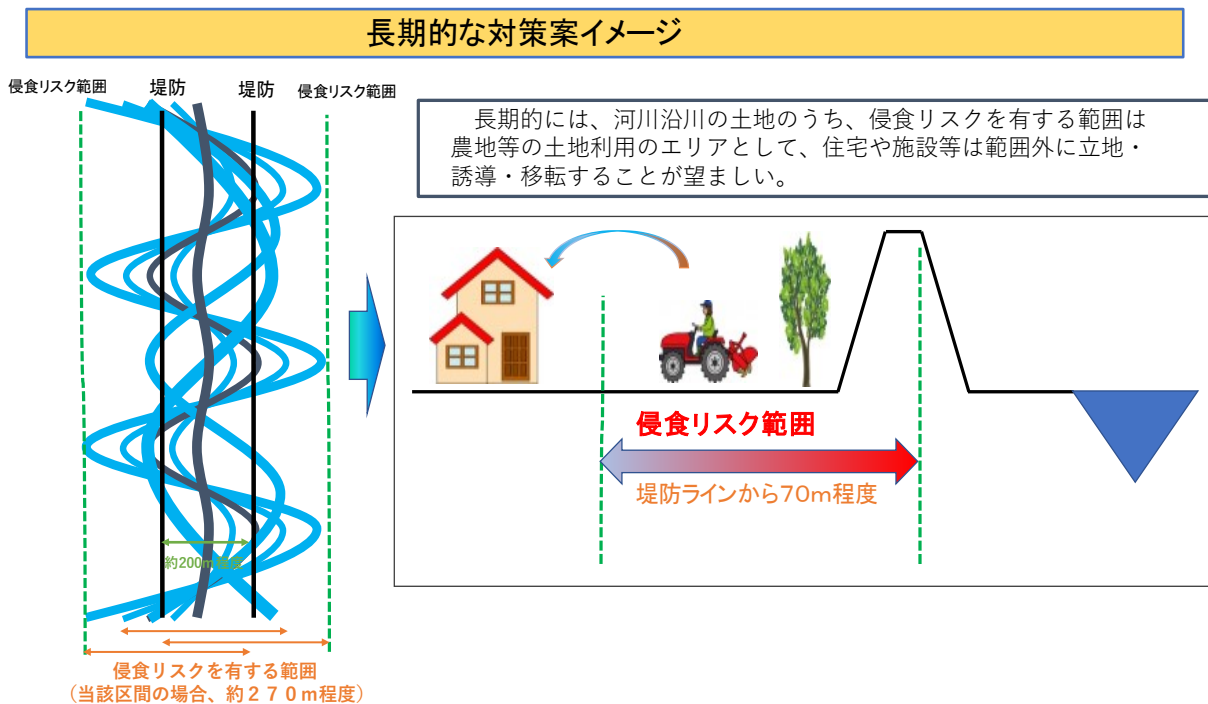


図6-2 長期的な対策案

災害の頻発化・激化が顕在化しつつある現時点においては、このような土地利用政策を如何に実現に向けていくかについて社会的課題とすべき時期を迎えていると考えるべきであろう。

しかしながら、毎年のように災害が多発している現状においては、長期的視点からの土地利用に関する取り組みと並行して、侵食災害を河川区域内に限定するための対策を進めることが不可欠である。この点に関して、堤防や河岸を直接的に防御する護岸工法以外にも、洪水流の流れを制御することで堤防や河岸に作用する外力を弱めることにより間接的に防御する工法として、水制工やベーン工法、また、河床材料を置換する方法等も有効な工法として挙げられるが、本節では護岸工法の構造と試験的に行った対策工事例について提案する。

本研究で明らかとなったように、急流河川区間においては出水の規模が大きくなり高水敷上の水深が大きく土砂移動が活発となるようなケースでは、低水護岸の有無によらず高水敷の洗堀・堆積が進行し、高水敷を含めた水路全体として流路形態が複列・網状化するなどして、堤防の堤脚部にまで侵食現象が及び、堤防決壊に至る場合がある(図6-3)。このため、低水路の河岸を侵食から防御する低水護岸と堤防法面を侵食から防御する堤防護岸(通常は堤脚部の根入れは0.5m程度)の設置のみでは、計画高水位程度以上に水位が上昇する大規模な出水時には防護機能が不十分になることが考えられる。このため、低水護岸と堤防護岸を連続させて一連の護岸として侵食災害を防ぐ対策は、高水敷の幅が比較的小さい場合には有効な工法であるが、高水敷幅の大きな河川においては現実的な工法ではない。

高水敷幅の大きな河川においては図6-4に示すように、高水敷の侵食が堤防の堤脚部まで及んだ場合にも堤防および堤防基盤部分を侵食から防御する必要がある。したがって、堤防天端までの堤防護岸に加え、堤防基盤部分を侵食から防御する構造を堤防護岸と一連の構造物として設置するこ

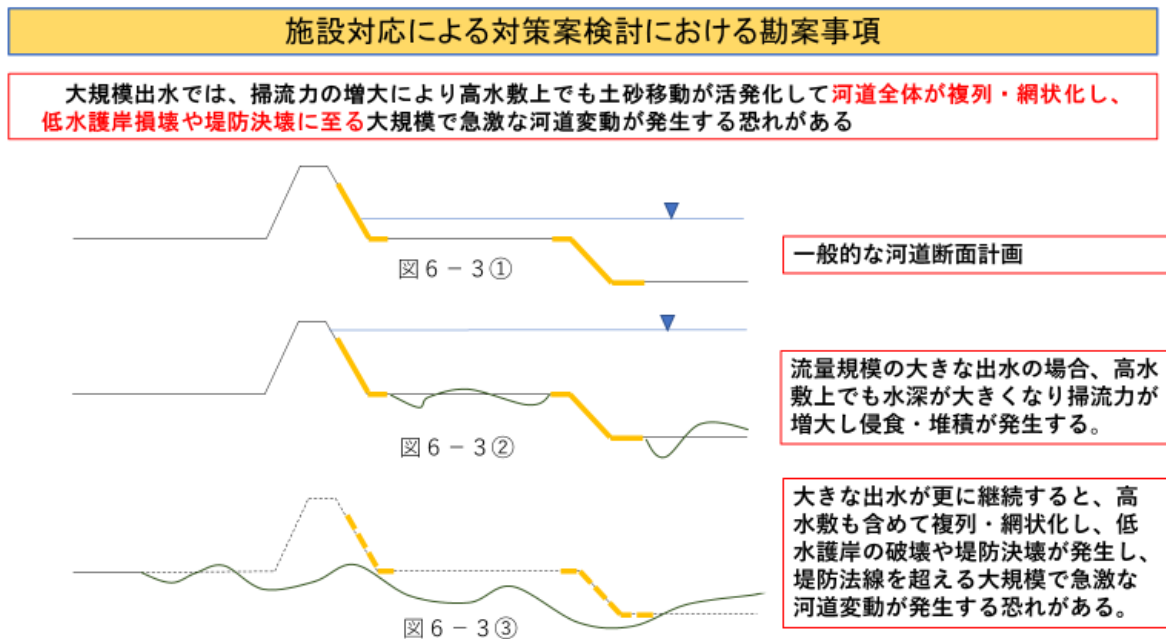


図6-3 施設対応による対策案検討における勘案事項

とが有効と考えられる。

これに類似した工法は、道内においても札幌市中心部を貫流する急流河川である豊平川の一部区間において、堤脚部に鋼矢板を打ち込むことにより侵食対策工とした実績がある。また、同様に急流河川である十勝川水系札内川（KP12.6 右岸）において、平成7～9年にかけて、現位置混合固化工法によって堤防前面の高水敷に現地材料を活用してコンクリートウォールを形成して堤防基盤部分の侵食防護対策とする試験工事が行われている（図6-5、図6-6）。

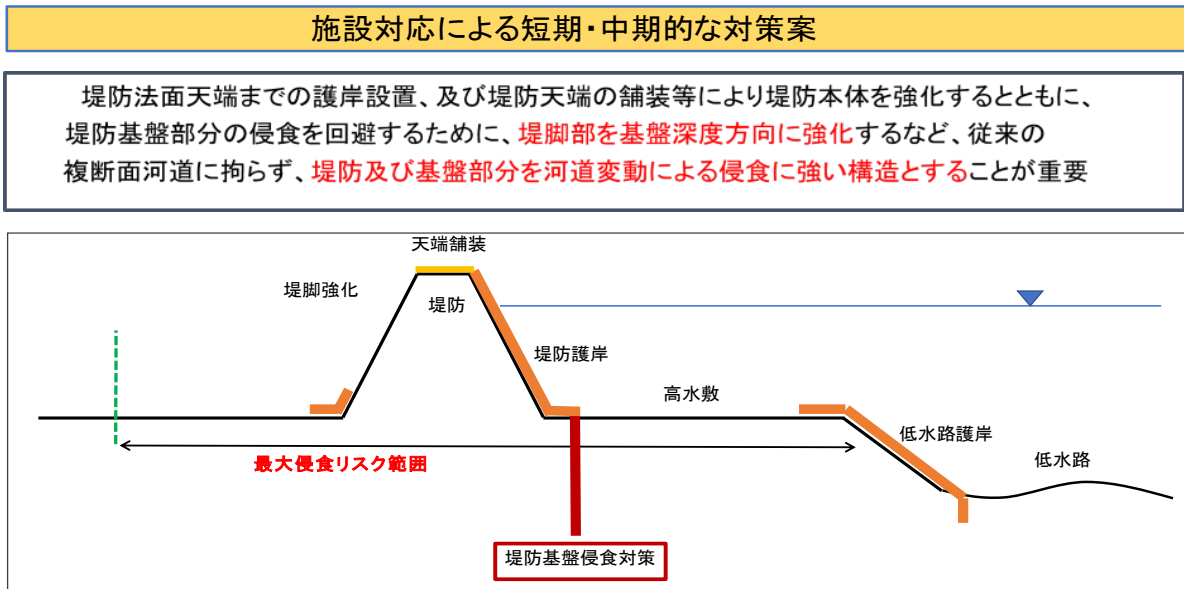


図6-4 施設対応による短期・中期的な対策案



図6-5 十勝川水系札内川(KP12.6 右岸)における現地材料を活用したコンクリートウォールを用いた堤防基盤部分の侵食防護対策の試験工事

a) 新工法概念, b) 施工の様子, c) 新工法施工後断面確認

(北海道開発局帯広開発建設部提供)

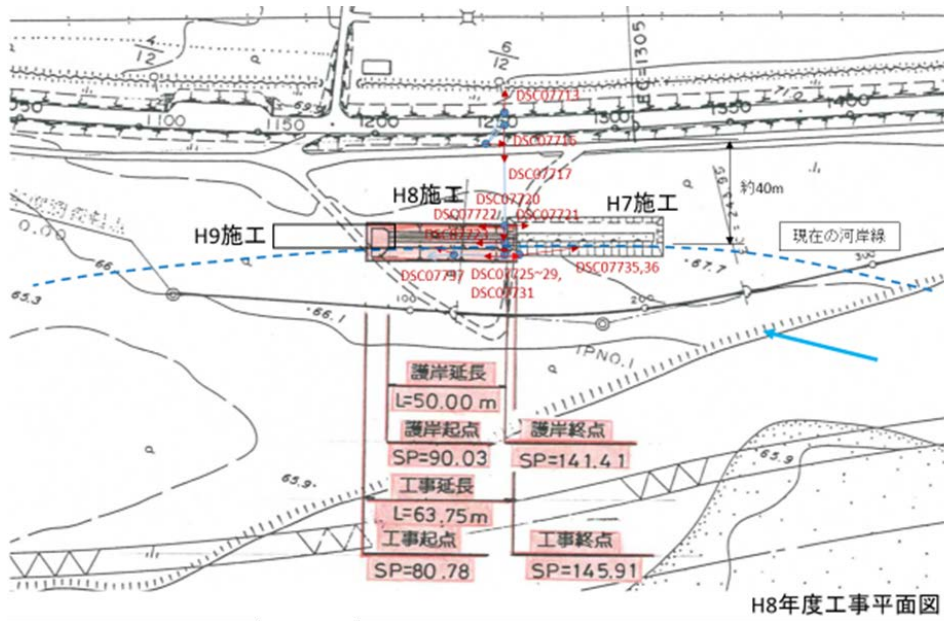


図 6-6 現位置混合固化護岸<堤防基盤侵食対策>の施工位置(札内川)
(北海道開発局帯広開発建設部提供)

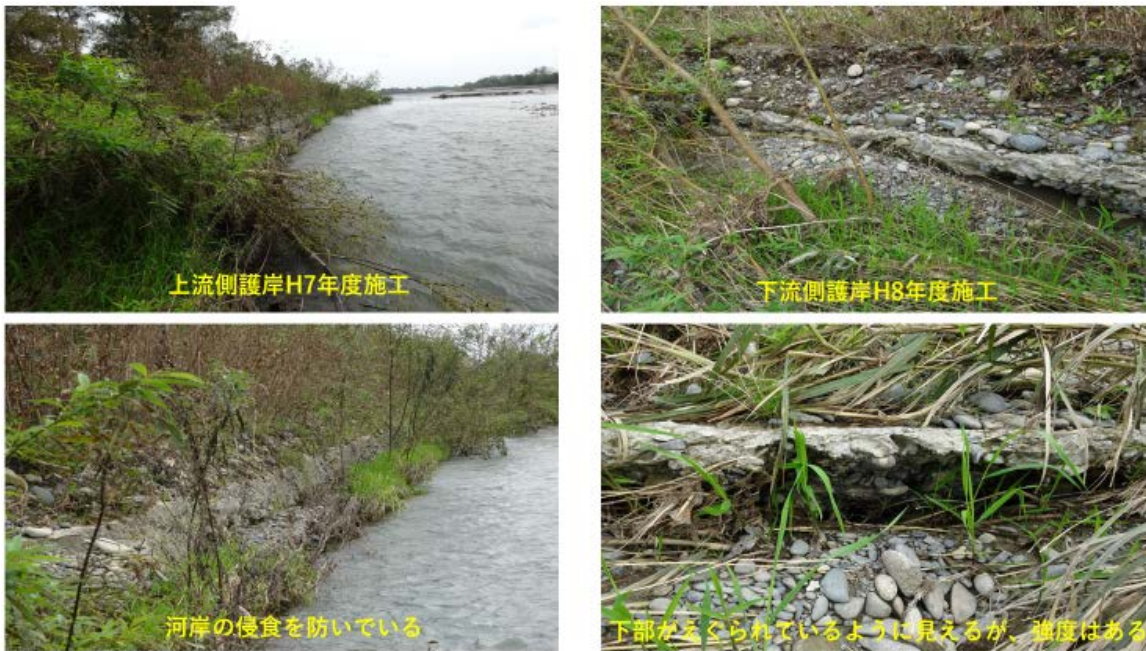


図 6-7 2016年8月洪水後のコンクリートウォールを用いた侵食防護工周辺の様子
(紅葉流域設計・紅葉克也氏提供)

当該試験工事は、地震の際に生じた堤防の亀裂災害の復旧工事に対応するために実施された工法を応用したもので、佐々木康氏（広島大学名誉教授）の指導・助言を受けながら筆者も関わって取り組んだものである。

2016年8月出水の後の当該箇所について紅葉克也氏（紅葉流域設計）によって行われた現

地調査の結果（図 6-7）では、出水による侵食が当該対策工の位置にまで達しており、コンクリートウォールの一部が露出している状況が判明した。しかし、ウォール自体の損傷は確認されず、また、対策工から堤防までの間には変状が無く、当該対策工が侵食の進行を防いだことが確認されている。また、当該工法の場合、現地の高水敷の既存の礫層に直接コンクリートを攪拌混合してウォールを形成しているため、露出した部分の様相は周辺区間の天然河岸に類似した状況であり、景観や自然環境の保全の視点からも有効性があると考えられる。当該工法は試験的に施工された後、一般的な工法として普及していない状況にあるが、堤防護岸と一連となって堤防基盤部分を侵食現象から防御する構造は非常に重要であり、設計基準や効果に関する定量的な評価が行われ、河道の変動特性も勘案しながら他の河川への適応性についても検討が行われ、活用が広まることが望まれる。

6.4 結論

第6章では、第2章から第5章までの検討を踏まえ、急流区間における侵食リスクを評価するための方法論に関する考察を行うと共に、対策を行う上で必要な考え方を整理し、対策工法の一事例について考察した。結果は以下のとおりである。

- (1) 2016年8月出水の際、十勝川水系音更川の上流部において急激で大規模な河道変動により7箇所もの堤防決壊を含む激甚な河道災害が発生した。本研究では、第2章から第5章までの一連の検討から、数値解析を用いて対象とする区間における侵食の最大幅をある程度推定できる可能性を指摘すると共に、これらの検討手順を進めるにあたり背景となった考え方について述べた。
- (2) 第4章の検討より、たとえば音更川上流域の当該区間では侵食領域が拡大する最大幅は270m程度に及ぶと推定されたことから、堤防ラインから堤内側に70m程度までは侵食リスクを有する区域であると考えられる必要があると指摘した。今後の気候変動の進行を踏まえると、長期的な対策としては、侵食リスクを有する範囲から家屋等施設の立地を範囲外に誘導する土地利用政策の展開が望ましい。一方、近年の災害の頻発化や激甚化を踏まえると、短中期的に、堤防や河岸の侵食耐力・洗堀耐力を高めるための対策工法の整備が急がれる。
- (3) 急流河川の複断面区間においては、高水敷の侵食が堤防の堤脚部まで及んだ場合にも堤防および堤防基盤部分を侵食から防御する必要がある。したがって、堤防天端までの堤防護岸に加え、堤防基盤部分を侵食から防御する構造を堤防護岸と一連の構造物として設置し侵食耐力を高める工法が重要となる。

参考文献

- 1) 水理公式集，2018 年度版，p352～361，土木学会・水工学委員会・水理公式集編集小委員会編
- 2) 改定新版建設省河川砂防技術基準（案）同解説設計編，平成 11 年，日本河川協会編

7章 結論

2016年8月、北海道に3個の台風(7, 11, 9号)が連続して上陸したことに加えて、台風10号が接近し、甚大な豪雨災害を北海道各地にもたらした。この豪雨災害については、土木学会による現地調査が早々に様々な観点から行われ、その被害の状況や特徴が調査結果として報告書に取りまとめられている。当該報告書では気候変動の影響が顕在化したという視点のほかに、被害の特徴の一つとして、特に十勝川水系の中上流部の急流河川区間において急激で大規模な土砂の移動に伴う河道の変動が発生し、これに伴って河岸・堤防・橋梁橋台背面等が侵食被害を受け、家屋の流失、農地土壌の流失、堤防の決壊、橋梁・道路の被災を招いたことが挙げられている。なかでも、本研究で注目した音更川上流区間については、北海道大学清水康行教授が上空から撮影した写真(図7-1)が示すように、出水の影響により河道が大きく左右に蛇行して堤防が左右岸交互に7か所に渡って決壊している状況が確認でき、河道の変動の拡大によって侵食が堤防ラインを超えて進行した河道災害が発生し、あたかも実験室で行った模型実験のような有様となった。北海道開発局帯広開発建設部に勤務した際に、音更川や札内川における堤防や河岸の侵食防止対策計画の立案にかかわった経験のある著者にとっては、当時の認識や経験を超越するインパクトのある現象が実現象として発生したことに対する驚きと、気候変動による降雨量・洪水水量の増加への対処について、今後の河川計画はどのようにあるべきかを考える必要があるとの思いを改めて抱かされる切っ掛けとなった。

2016年以降も毎年のように全国各地で大規模な豪雨災害が発生しており、河川行政当局は従来の範疇を超えて気候変動の影響を前提とした河川整備への転換と流域全体での治水政策を考えるという新たな方向に取り組み始めたところである。また、現時点の一般的なハザードマップは想定される豪雨災害の際に浸水が予想されるエリアとその予想水深が示されるものと、上流域の土砂生産域における土石流災害に関して作成されているものがあるが、2016年に十勝川水系で発生したような河川中上流域の急流区間における侵食災害に関するリスクを示したものは、これまでに作成されていない状況にある。

今後、気候変動により豪雨災害がさらに激甚化・頻発化する可能性が高いことを考えると、河川沿川の土地や施設について、侵食被害を受けるリスクを評価するための技術的手法を確立して河川の整備・維持管理に反映させると共に、ハザードマップの情報に侵食リスクに関する情報も併記し、広く社会に情報提供・普及させることが必要と考える。

本研究はこうした背景のもと、十勝川水系音更川を対象として、既往の出水および2016年8月出水時における音更川の被災に関する事例や研究報告を第2章に、2016年8月出水における音更川上流域の被災に関する現地データの定量的分析および数値解析を用いた流路変動プロセスと侵食特性の再現と検討を第3章に、同じく音更川上流域を対象とした将来降雨を想定したハイドログラフ形状下における流路変動と侵食リスクの変化に関する検討を第4章で実施した。加えて、音更川では護岸背後の高水敷の洗堀が堤防まで到達し、堤防が極めて短時間で決壊する状況が確認されており、必要な川幅を検討するためにも、水理模型実験を用いた護岸背後の侵食リスクについての検討を第5章にて実施した。最後に、これらの検討成果を踏まえ、今後の侵食リスクを考慮した河川整

備や対策案についての考察を第6章にて実施した。これらの研究にて得られた成果は次の通りである。

- (1) 2016年8月出水の際に、十勝川水系音更川の上流部において、急激で大規模な河道変動により7箇所もの堤防決壊を含む激甚な河道災害が発生したが、新技術を含む様々な手法によって収集された多様なデータについて分析したうえで、数値解析による再現を行うなどして、侵食現象の進行過程を把握することが出来た。
- (2) 当該区間の河道周辺の侵食リスクについて、気候変動の影響も視野に入れ、流量ハイドログラフ形状の違いによる侵食特性について検討した結果は、以下のとおりである。
 - ・ ハイドログラフの流量ピーク時間の早遅によって堤防決壊に至るタイミングが異なる。特に、流量ピークが遅いケースでは、流量ピークを迎える前に堤防決壊が発生することが想定され、外水氾濫が発生する可能性が高まると考えられる。
 - ・ ピーク流量の流量規模が増大する場合、侵食領域の幅も増大することとなるが、2016年8月洪水の実績流量の1.5倍以上のケースでは、模型実験でも確認できたように高水敷も含めた流路全体が複列・網状河道の様相を呈し、侵食領域の幅の拡大割合は抑制される。
- (3) 数値解析の結果からは、当該区間において侵食領域が拡大する最大幅は270m程度に及ぶと推定され、堤防ラインから堤内側に70m程度までは侵食リスクを有する区域であると考えられる必要がある。
- (4) 侵食リスクに対応する対策に関連して以下のことが考えられる。
 - ・ 気候変動の進行を踏まえると、長期的な対策としては、侵食リスクを有する範囲から家屋等施設の立地を範囲外に誘導する土地利用政策の展開が望ましい。
 - ・ 近年の災害の頻発化や激甚化を踏まえると、短中期的に、堤防や河岸の侵食耐力・洗堀耐力を高めるための対策工法の整備が急がれる。
 - ・ 当該区間のような急流区間における河道の変動特性を踏まえると、特に堤防基盤部分の侵食耐力を高める工法が重要となる。

今後に向けた課題と期待

今般の研究は、十勝川水系音更川上流区間を対象とした限定した条件下で行った侵食リスク推定の試みである。急流河川一般に適用するためには、今後、現地データの取得に関して、項目・頻度・精度及び取得の手法等のより充実を図るとともに、数値解析に関して他の河川条件における再現性・適合性の確認を行うなど、一般化できる侵食リスクの推定手法の確立に向けて、更に様々な調査・研究すべき課題に取り組む必要があることは当然であり、産・学・官を問わず、今後の取り組みに期待したい。

今後、気候変動等により災害の激甚化も想定されることを考えると、河川に関する防災対策は社

会の変化との対応も含め、様々な視点から総合的な取り組みが必要となるが、他方、その防災対策の基盤となるべき、降雨・流出・水理・土砂移動といった物理現象に関する理解と知見の一層の深化と蓄積が不可欠であることも論を待たない。更に、取り組みの実践の場となる実河川の計画・整備・管理に際しては、上記の両面に関する認識と取り組みが重要となり、侵食問題だけに限っても取り組みが必要な課題が数多く存在する。

例えば、

- 土砂生産域から河口周辺沿岸域までの土砂・流木の移動動態等に関する総合的調査・分析・研究の更なる充実、及び管理・計画・手法の開発・策定
- 河岸・堤防や橋梁等構造物周辺の侵食対策の具体的構造についての研究・開発と設計・設置基準の整備
- 気候変動も視野に入れた、急流河川に関する河道計画立案のための新たな指針等の策定
- 河川沿川の侵食リスクの具体的で汎用性のある評価手法の開発と、浸水リスクに加えて侵食リスクが表現されているハザードマップの作製

これらの課題の解決に向けては、「河川は自然の公物である」ことを十分に踏まえたうえで、産・学・官が連携する枠組みを確保・強化することが不可欠であるが、その枠組みづくりに微力ながら貢献できれば幸いであると考えているほか、関係する研究者・技術者による取り組みが一層進展することを心から期待している次第である。



図 7-1 土木学会の調査が行われる際中、北海道大学清水康行教授より送られてきた写真

論文（査読あり）

本研究に関する発表論文を以下に示す。

- (1) 岡部和憲，久加朋子，清水康行，長谷川和義，新庄興，山口里実: 流量低下時における河道変動の応答特性～十勝川水系音更川を事例として～，土木学会論文集 B1(水工学)，Vol.74, No4, pp.1501-1506, 2018.
- (2) 岡部和憲，久加朋子，清水康行，長谷川和義，新庄興，山口里実: 流量ハイドログラフ形状に対する蛇行流路の移動特性～十勝川水系音更川を事例として～，土木学会論文集 B1(水工学) Vol.74, No.5, I_1009-I_1014, 2018.
- (3) 岡部和憲，久加朋子，山口里実，清水康行，新庄興，長谷川和義: 急流河川における将来洪水流量を考慮した河岸侵食特性と河道計画に関する考察，土木学会論文集 B1(水工学)，Vol.75, No.2, I_1423-I_1428, 2019.
- (4) 山口里実，久加朋子，岡部和憲，桑村貴志: 急流河川における低水護岸背後の高水敷侵食特性に関する水理模型実験，土木学会論文集 B1(水工学). Vol.75, No.2, I_955-I_960, 2019.
- (5) T. Kyuka, K. Okabe, Y. Shimizu, S. Yamaguchi, K. Hasegawa, K. Sinjyo: Dominating factors influencing rapid meander shift and levee breaches caused by a record-breaking flood in the Otofuke River. Japan. Journal of Hydro-environment Research, (in press). doi: 10.1016/j.jher.2020.05.003.

学会発表

本研究に関する国内学会発表を以下に示す。

- (1) 岡部和憲・久加朋子・清水康行・長谷川和義・新庄興・山口里実: 流量低下時における河道変動の応答特性: 十勝川水系音更川を事例として. 第 62 回土木学会水工学講演会, 2018.3.7 (口頭), (岡山).
- (2) 岡部和憲・久加朋子・清水康行・長谷川和義・新庄興・山口里実: 流量ハイドログラフ形状に対する蛇行流路の移動特性～十勝川水系音更川を事例として～. 第 63 回土木学会水工学講演会, 2018.11.27 (口頭), (札幌).
- (3) 岡部和憲・久加朋子・山口里実・清水康行・新庄興・長谷川和義: 急流河川における将来洪水流量を考慮した河岸侵食特性と河道計画に関する考察. 第 64 回土木学会水工学講演会, 2019.11.6 (口頭), (埼玉).
- (4) K. Okabe, J. Mishra, Y. Shimizu, K. Hasegawa, K. Shinjo, T. Muranaka, H. Sumitomo: Discharge and sediment: dominating factors influencing the path of river - a Case study on Otofuke River in Japan. 10th Symposium on River, coastal and estuarine morphodynamics, Trento - Padova September 15-22, 2017.
- (5) T. Kyuka, Y. Shimizu, K. Okabe, S. Yamaguchi: Dominating factors influencing rapid channel migration during floods - a case study on Otofuke River. 21st Congress of the Asia Pacific Division of the International Association for Hydro Environment Engineering & Research (IAHR-APD2018),
- (6) K. Okabe, Y. Shimizu, T. Kyuka, S. Hasegawa, K. Shinjo, S. Yamaguchi: Study on estimation of bank erosion possibility in steep slope river channel—A Case study on Otofuke River in Japan, 11th River, Coastal and Estuarine Morphodynamics Symposium (RCEM2019), 2019.11.18 (Oral), (Oakland, New Zealand).

謝辞

末筆になりますが、本研究に際して御指導と御協力を頂いた、北海道大学大学院工学研究院 清水康行教授、同 久加朋子准教授、土木研究所寒地土木研究所寒地河川チーム 山口里美主任研究員、北開水工コンサルタント 新庄興顧問、北開水工コンサルタント先端技術センター 長谷川和義所長、並びに清水研究室小口さんに心から感謝申し上げます。

特に、久加准教授には大学院在籍期間の論文投稿及びその後の博士論文の執筆に際し、終始熱心かつ丁寧な御指導を賜り、感謝の念に堪えません。

また、北海道大学大学院工学研究院 山田朋人准教授には、最先端の手法を用いて気候変動が水害に与える影響の解明に取り組まれており、その成果を活用させていただいたことについて、改めてお礼申し上げる次第です。

加えて、数次にわたる論文発表や現地調査の際に、様々な方々から御指導頂くとともに、意見を交換する機会が得られたことも大きな成果であり、特に、第10回 RCEM シンポジウム (Padova, Italy) において、30年以上前にミネソタ大学に在籍した際に御世話になった Gary Parker 先生と Marcelo H.Garcia に再会できたことは喜びでありました。

現在、我が国では、気候変動に加えて人口減少・高齢化が進行しつつ過密と過疎が拡大するとともに、IT化やグローバル化が進展するなど、水災害による被害の発生やその社会的影響に様々な変化がもたらされつつあります。

人命・財産、経済活動や社会のシステムを水災害から守る各種の防災対策は、これらの様々な変化に柔軟かつ迅速に適応していくことが求められることとなりますが、これを担うためには、関係する各分野の人材育成と連携・協働の枠組みが極めて重要であることは論を待ちません。

このたび、機会に恵まれて北海道大学大学院工学研究院博士後期課程に社会人として在籍し、留学生が半数を占める大学院生諸君と一緒に講義を受けることができました。筆者が学生として北大に在席した40年前とは隔世の感があり、新鮮な気持ちとともに戸惑いも感じたところですが、各教官の熱意ある質の高い講義と学生諸君が熱心に受講する姿を拝見し、防災分野等において今後の自然・社会の変化に適切に対応していくために必要な人材の育成が確実に図られていると安堵した次第であります。

御指導・御協力いただいた、全ての皆様に改めて感謝申し上げますとともに、益々の御活躍と御健勝を心から祈念し謝辞といたします。

10th Symposium on River, coastal and estuarine morphodynamics

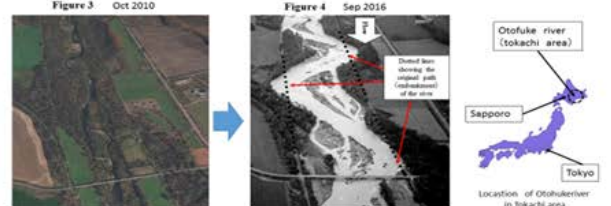
Discharge and Sediment: Dominating factors influencing the meandering—A Case study on Otofuke River in Japan

Kazunori Okabe, Yasuyuki Shimizu and Jagriti Mishra¹
 Kazuyoshi Hasegawa and Kho Shinjo²
¹ Department of Field Engineering for Environment, School of Engineering, Hokkaido University, Sapporo, Hokkaido yasuo@eng.hokudai.ac.jp
² Hokkai Suiko Consultants

Flooding disaster attacked to Hokkaido, Japan, in 2016
 Various severe damages happened to important facilities, houses, roads, railways, also including bank embankment, etc. by series of typhoons attacked to Hokkaido, in 2016.



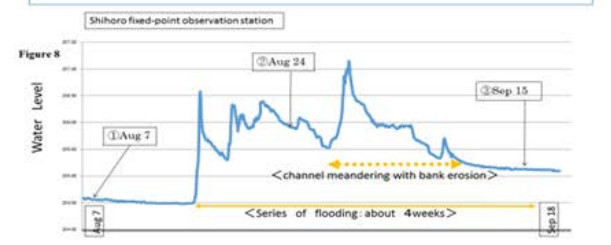
1. Introduction
 *In 2016 August, Otofuke river faced four major flooding events with a record breaking discharge. This event lead to a significant migration in the path of the channel, within a span of as short as 14 days (Figure 4) due to the active bank erosion.



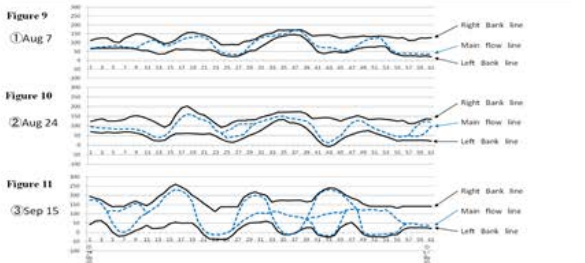
Channel deformation of Otofuke river before and after flood events



Water surface level profiles during Aug 7 ~ Sep 18, 2016 [by H.D.V]



Bank line and thalweg line shifting before and after four flood events

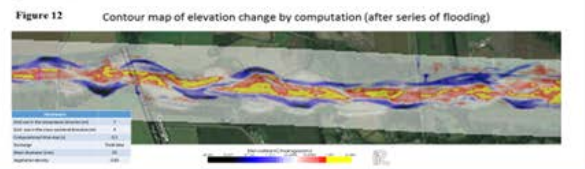


2. Main results by field survey:

- The hydraulic qualities were recorded post-flooding events using various wireless surveying techniques, like drone.
- Information regarding river channel and floodplain, like size of sediment, type of vegetation etc. was collected.
- The rapid change in path of Otofuke river was happened within a span of as short as 14 days.
- In this case, the average channel width became 2 times (85m→160m) widely, also average of thalweg amplitude become 2 times (109m→224m) by formation of meandering and alternate bars.
- When checking the wavelength and amplitude by photographs, it seems that the change in amplitude was extremely clearly, but change in wavelength was not clear.
- Embankment damage were confirmed in 8 sections (Figure 7) after the last typhoon.
- However, these phenomena were happened at the midnight, it is difficult to understand what happened during the flood by only field survey data.

3. Computation

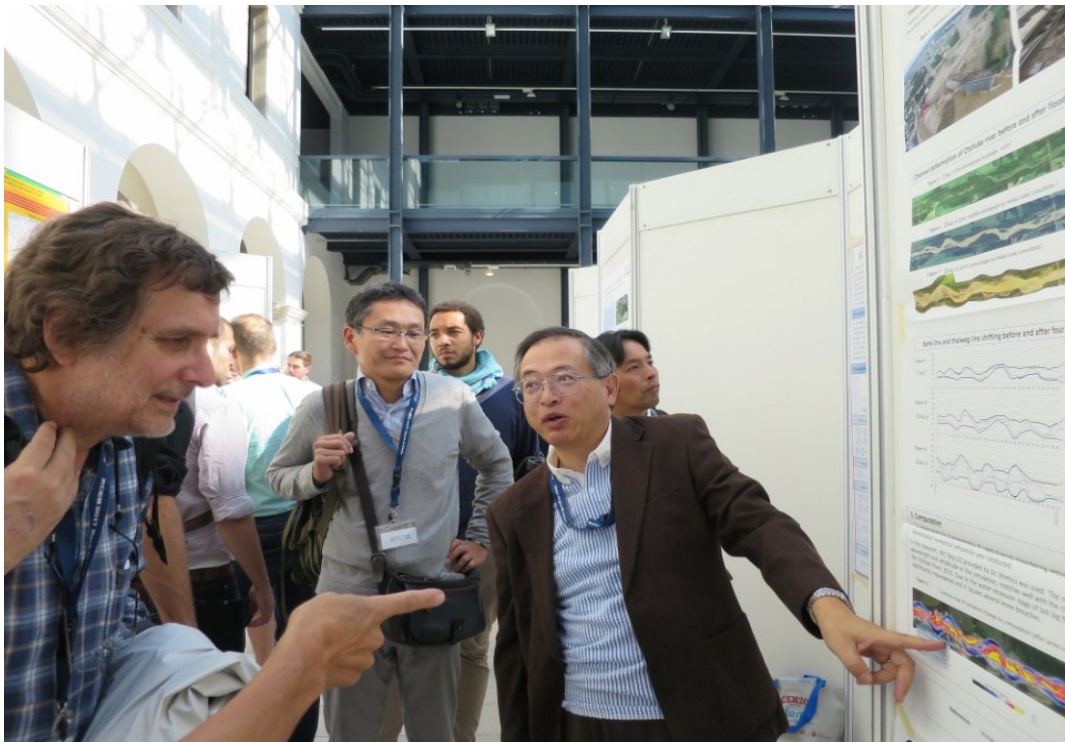
- To understand the characteristics of rapid channel meandering within one night, two-dimensional numerical simulation was conducted.
- In this research, iRIC Nays2D provided by Dr. Shimizu was used. The results of computation, wavelength and amplitude in the simulation, matches well with the channel deformation of the Otofuke River, 2016. Due to the water recession stage of last big flood, channel was significantly meandered and it causes several levee breaches.



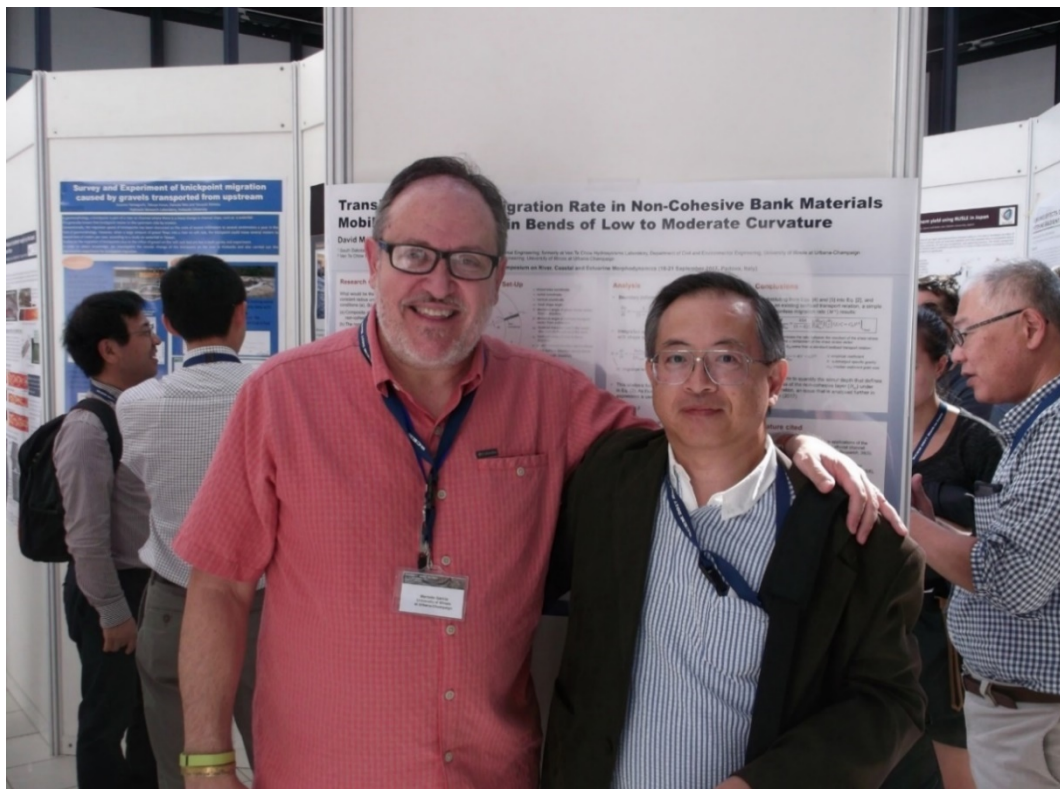
4. Conclusions

- By field survey:**
- The rapid change in path of Otofuke river was happened within a span of as short as 14 days.
 - In this case, the average channel width became 2 times (85m→160m) widely, also average of thalweg amplitude become 2 times (109m→224m) by formation of meandering and alternate bars. Wave length of flow is about 700m, changing of wave length is not clear.
- By Computational analysis (modified iRIC Nays2D):**
- Numerical results showed that channel meandering is mainly developed after peak discharge, although the water surface elevation was lower than the height of levees.
 - This is because, during water recession stage, the amount of sediment deposition is increased in the shallow flow area and it deflected the route flow (Figure 12) and bed load material toward the bank at an acute angle.
- Next step:**
- We will confirm the differences of the wavelength and amplitude of the Otofuke river when water discharge and other parameters are changed.

References : Iwasaki, T., Shimizu, Y., Kimura, I. (2012). Numerical simulation on bed evolution and channel migration in rivers. *River Flow.*, pp. 673-686.
 Parker, G., & Andres, D. (1976, August). Detrimental effects of river channelization. In *Proceedings of Conference Rivers*, Vol. 76, pp. 1248-1266.



RCEM(2018)での説明状況-1 (with Prof. Gary Parker)



RCEM(2018)での説明状況-2 (with Prof. Marcelo H. Garcia)