



HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	流域における土砂・流木の流出現象把握と対策評価に関する研究
Author(s)	加藤, 一夫
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(工学)
Dissertation Number	乙第7131号
Issue Date	2021-06-30
DOI	https://doi.org/10.14943/doctoral.r7131
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/82325
Type	doctoral thesis
File Information	Kazuo_Kato.pdf



博士論文

流域における土砂・流木の流出現象把握と

対策評価に関する研究

Study on Understanding Runoff Phenomena of Sediment and
Driftwood in Basins and Evaluation of Countermeasures

2021 年 5 月

加 藤 一 夫

Kazuo KATO

目 次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.1.1 流域一貫の土砂動態と問題	2
1.1.2 異常豪雨による流木動態と問題	7
1.2 既往の研究	10
1.2.1 流域一貫の土砂流出モデル	10
1.2.2 河床低下対策	10
1.2.3 河道内の流木対策	10
1.2.4 流木挙動を追跡する数値解析	11
1.3 研究の目的	12
1.4 論文の構成	12
第1章の参考文献	14
第2章 流域条件の変化を組み込んだ土砂流出モデルに関する研究	17
2.1 概説	17
2.2 流域の土砂動態分析	19
2.2.1 ダム流域の土砂動態	19
2.2.2 砂防ダムの土砂動態	23
2.2.3 河道の土砂動態	25
2.3 土砂流出モデルの適用	27
2.3.1 土砂流出モデル	27
2.3.2 計算条件	28
2.4 結果の検証	32
2.5 河床低下区間の評価	35
2.5.1 1次元河床変動モデル	35
2.5.2 計算条件	39
2.5.3 予測結果	41
2.6 第2章のまとめ	44
第2章の参考文献	45
第3章 河床低下対策の効果検証に関する水理模型実験	47
3.1 概説	47
3.2 豊平川の現状	48
3.3 河床低下対策の水理模型実験	52

3.3.1	実験施設の概要	53
3.3.2	実験条件	53
3.3.3	計測の方法とタイミング	54
3.4	結果と考察	57
3.4.1	河床変動	57
3.4.2	着色砂の分散・移動状況	61
3.4.3	石組帯工直下流の河床変動	61
3.4.4	橋脚前面の最大洗掘深	65
3.5	第3章のまとめ	66
	第3章の参考文献	67
第4章	構造物周辺の河床低下対策に関する水理模型実験による研究	69
4.1	概説	69
4.2	実験方法	72
4.2.1	実験条件	72
4.2.2	軟岩侵食対策工	72
4.2.3	計測方法	73
4.3	結果と考察	76
4.3.1	橋脚周辺の局所侵食現象	76
4.3.2	対策工周辺の侵食特性	78
4.3.3	橋脚周辺の水理現象	81
4.3.4	橋脚周辺の軟岩侵食抑制効果	81
4.4	第4章のまとめ	83
	第4章の参考文献	85
第5章	河川の湾曲部に設置する流木捕捉施設の水理模型実験による研究	87
5.1	概説	87
5.2	台風第10号による流木被害	88
5.2.1	小本川流域の概要	88
5.2.2	被害の概要	88
5.3	流木捕捉施設の原案	91
5.3.1	流木捕捉施設の基本形状	91
5.3.2	流木流入口の位置と幅	91
5.3.3	流入口の越流高	91
5.3.4	流木捕捉工	92
5.3.5	流木捕捉地	92
5.4	実験方法	96

5.4.1	実験水路	96
5.4.2	流木投入条件.....	96
5.4.3	実験ケース	96
5.4.4	計測方法	96
5.5	結果と考察	99
5.5.1	流入口位置と幅の選定	99
5.5.2	流入口の越流高の選定	99
5.5.3	流木捕捉工の選定.....	100
5.5.4	流木捕捉施設の最終形状（案）の流木捕捉機能.....	101
5.6	第5章まとめ.....	106
	第5章の参考文献	107
第6章	河川の湾曲部における流木動態追跡モデルに関する研究.....	109
6.1	概説.....	109
6.2	流木捕捉施設と既往実験の概要.....	110
6.2.1	流木捕捉施設の概要.....	110
6.2.2	水理模型実験で確認された流木の挙動.....	110
6.3	流木追跡モデル.....	114
6.3.1	河川流の計算モデル.....	114
6.3.2	流木の計算モデル	124
6.4	数値解析.....	127
6.4.1	計算条件	127
6.4.2	結果と考察.....	127
6.4.3	捕捉率の検証.....	134
6.5	第6章のまとめ.....	136
	第6章の参考文献	137
第7章	結論	139
7.1	本研究の結論.....	139
7.2	今後の課題と展望.....	141
	発表論文.....	142
	謝辞.....	144

第1章 序論

1.1 研究の背景

近年、台風や豪雨による河川の氾濫により、土砂や流木のほか有害物質や油等が流出する事象が度々発生している¹⁾²⁾³⁾など。さらに、地球温暖化に伴う気候変動の影響により、大雨や短時間強雨の発生頻度や大雨の降水量などが増大することが予測されているほか、降雨の時空間特性の変化を引き起こし大規模な水災害が発生する懸念が高まっている⁴⁾⁵⁾。

中でも大量の土砂・流木の流出により、甚大な被害が発生している事例が多いことから、土砂災害の防止・軽減を含む流域の土砂動態の予測と対策は重要であり、また、多量の流木を起因とし被害が拡大する事例が多発していることを踏まえ、「河川流域の土砂と流木に関する動態を解明し、土砂と流木それぞれの対策の効果を検証評価」することを目的に研究を進めてきた。

1998年に流域を一貫した総合的な土砂管理の概念が提唱⁶⁾され、総合土砂管理の考えに基づく流域一貫の対策が求められている。その中でも山地流域で生産され輸送される土砂量を予測することは、治水、利水、河川及び海岸保全等を検討する上で極めて重要である。高度成長期以降、治山・砂防事業、治水事業、水資源開発事業等により上流域からの土砂供給量の減少、砂利採取や河道掘削による直接的な改変により河床低下傾向となっている河川が増加しており、さらに河床低下が進行することで治水安全度低下（低水護岸の機能喪失等）や河川環境への悪影響（産卵床減少等）等が顕在化しており、早急な対応が求められている。

一方、近年各地で経験したことがない異常豪雨に伴う河川災害が頻発している¹⁾²⁾など。河川災害の特徴としては、大量の流木を流下させることである。市街地に流下した流木群が橋脚や欄干で堰き止められ橋梁被害が生じ、また、低内地に流入した流木群によって洪水氾濫が拡大し家屋の流失等の被害の事例が多くみられる。従来、流木対策の多くは透過型砂防としてなされているが、近年の異常豪雨では、流木の流下範囲も本川河道に到達し災害が拡大していることから、河道内における流木対策が求められている。

1.1.1 流域一貫の土砂動態と問題

一般に河川は流域空間から発生した流水や土砂等数多くの物質を山地から河口や海域へと輸送する機能を担っている。その中でも山地流域で生産され輸送される土砂量を予測することは、治水、利水、河川及び海岸保全等を検討する上で極めて重要である。1998年に流域を一貫した総合的な土砂管理の概念が提唱⁶⁾されて以降、山地から河口・海岸に至るまでの流砂系一貫の土砂管理が行われるようになり、安倍川や相模川では総合土砂管理計画が策定されている^{7,8)}。

本研究対象の豊平川の扇頂部（真駒内川合流付近）は、完新世の扇状地面である札幌面が下刻・側刻を繰り返し古くから流路変動が大きい区間であることが知られている⁹⁾。そこに上流域で明治40年から始まったダム建設や昭和42年以降の砂防ダムの建設による河道への土砂供給量の減少や昭和30年～50年代の大洪水による河床砂礫の流出により河床は著しく低下し、岩盤が露出している箇所も見られる。さらに近年は、中小出水に起因する局所洗掘、滯筋固定化、砂州発達及び樹林化が進行し、橋脚の根入れ不足や低水護岸の崩壊などの問題が顕在化している。

そのため総合的な土砂管理の概念に基づき流域の土砂動態資料を分析し、現在問題となっている河床低下との関係を定量的に解明し、将来予測のための土砂流出モデルを構築する必要がある。

豊平川流域にける土砂に関わる問題は、山地部や河道部などのそれぞれの領域において様々な形で発生している。

- ① 山地部では、昭和56年8月出水において荒廃山地からの流出土砂による溪流河道部での異常堆積や土石流、山腹崩壊、地すべりによる災害が発生している（図 1.1, 図 1.2）。
- ② ダム貯水池では、堆砂の進行による機能低下など（図 1.3, 図 1.4）
- ③ 河道部では、昭和56年8月出水による土砂堆積やその後の河床低下や砂礫の流出による岩盤の露出など（図 1.5, 図 1.6, 図 1.7, 図 1.8）



(a)豊平川支川オカバルシ川河岸の崩壊状況



(b)豊平川支川野の沢川上流の崩壊状況

図 1.1 昭和56年8月23日洪水による豊平川支川の斜面崩壊状況¹⁰⁾



(a)豊平川支川オカバルシ川の沿川浸食状況



(b)豊平川支川野の沢川の河岸決壊により民家倒壊

図 1.2 昭和56年8月23日洪水による豊平川支川の河岸侵食と被災状況¹⁰⁾



(a) 藻岩取水堰の堆砂状況



(b) 一の沢ダムの堆砂状況

図 1.3 昭和56年8月23日洪水のダム堆砂状況¹⁰⁾

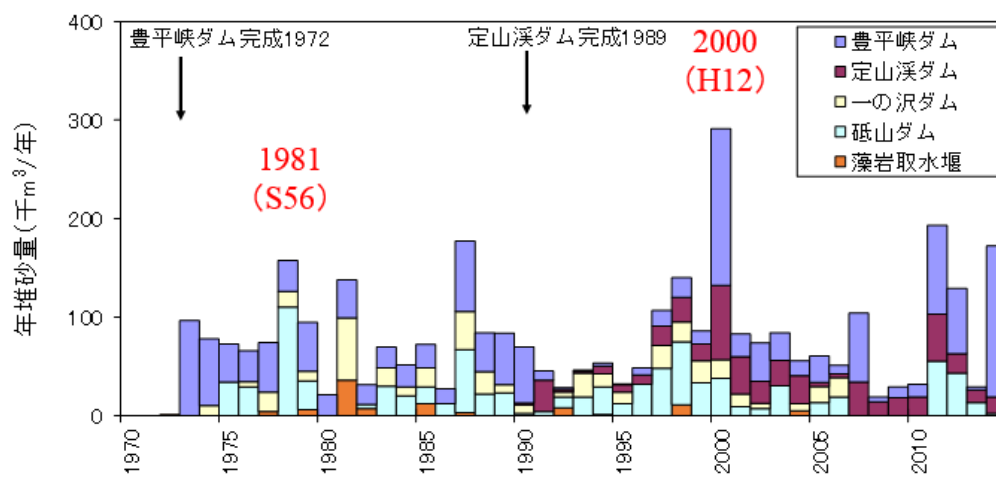


図 1.4 豊平川の貯水式ダムの堆砂実態



(a) 札幌市南区藤ノ沢地区



(b) 真駒内川合流付近

図 1.5 昭和56年8月23日洪水による豊平川の土砂堆積状況¹⁰⁾

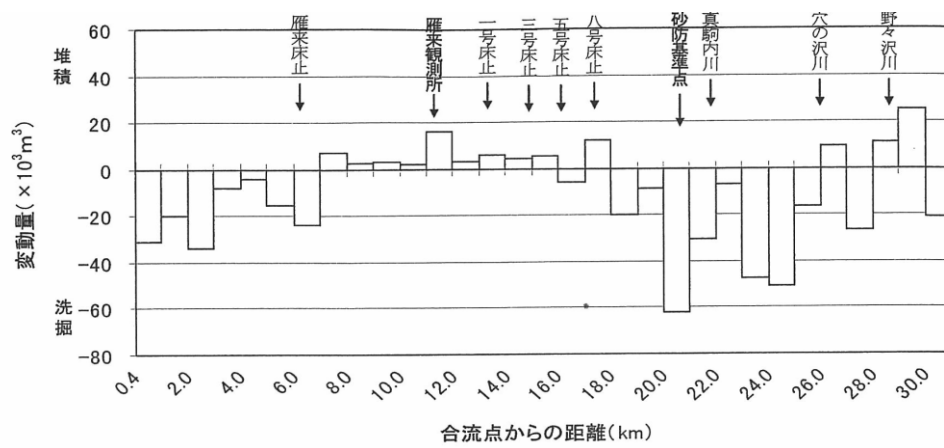


図 1.6 昭和56年8月23日洪水による豊平川の河床変動量の縦断面図¹¹⁾

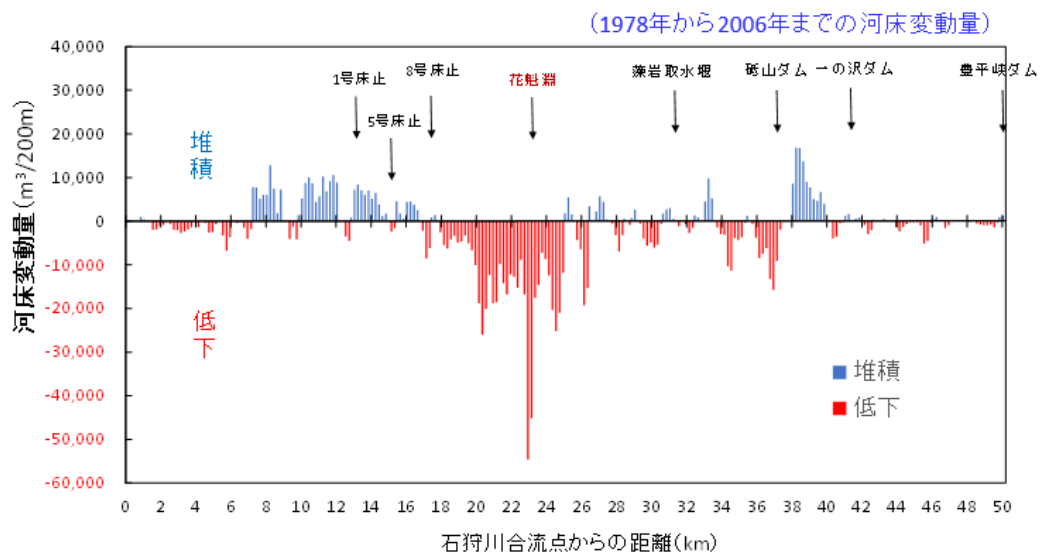
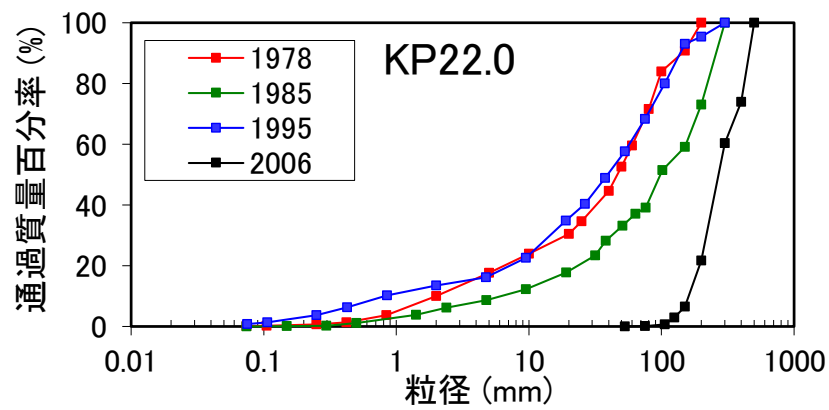


図 1.7 1978年から2006年までの豊平川の河床変動量の縦断面図



(a) KP22.0 地点の河床材料の粒径加積曲線図



(b) KP22付近の河床状況（上：1978年，下：2017年撮影）

図 1.8 KP22.0付近の河床砂礫の変化状況

1.1.2 異常豪雨による流木動態と問題

一方、近年各地で異常豪雨に伴う河川災害が頻発し、山地崩壊とともに大量に流出した土砂、流木群や溪岸侵食から流出した流木群が橋脚や欄干で堰き止められて橋梁被害が生じたり、氾濫水とともに低内地に流入した流木群によって洪水氾濫が拡大し家屋の流失や損傷などの被害を増大させたりしている事例が頻繁にみられる^{12),13)14)}。大量の土砂と流木が下流域に流出した。その結果、流木が橋梁などに大量に捕捉されるとともに、橋梁の上流を中心に土砂堆積・氾濫が発生した。近年の災害の特徴の一つは大量の土砂崩壊とそれに伴う流木の発生である。

平成28年8月29日から30日にかけて東北地方の東部を襲った台風第10号による豪雨により、岩手県小本川では甚大な流木被害が発生した^{15),16)}。橋梁部へ堆積した流木により橋梁被災や水位堰上げによる氾濫被害が拡大し、市街地へ流出した流木は建物の損傷被害などの拡大を招いた。

河川を流下する流木を捕捉する施設を設置すれば、下流まで流下する流木量が減じ下流の流木被害を軽減できる。そこで、下流の流木被害の軽減を図るため、山間部の河道湾曲部に流木捕捉施設を整備する計画が立てられた(図1.10)。

当施設は、山間地の河道湾曲部を利用して、横越流で外岸側に設置する捕捉地エリアに洪水流と流木を導流して流木のみ捕捉し、洪水流を排水する構造となる。河川内で流木捕捉施設を最初に設置したのは、熊本県黒川の一の宮多目的貯木池である¹⁷⁾。その後、新潟県関川などでも河川内に流木捕捉施設を設置しているものの事例数は少なく、また施設設計に関する技術基準は策定されていないのが現状である¹⁸⁾。



(a) 小本川沿いの洪水被害の様子



(b) 流木による橋梁被害



(c) 家屋の被災状況

図 1.9 2016年東北豪雨による小本川沿いの流木による被害状況



図 1.10 流木捕捉施設設置予定箇所の航空写真（2016年9月）

施設名	関川流木捕捉施設	黒川流木捕捉施設	北上川山田流木捕捉施設	砂鉄川流木捕捉施設
概要図				
場所	新潟県	熊本県阿蘇郡	宮城県石巻市	岩手県
河川名	一級河川関川	一級河川白川水系黒川	一級河川北上川	一級河川北上川水系砂鉄川
担当	新潟県 上越土木事務所	熊本県 一宮土木事務所	国土交通省 北上川下流河川事務所	国土交通省 岩手河川国道事務所
設置時期	1999年	1995年	2000年	2003年
契機	1995年7月流木による橋梁被	1990年の流木被害	1999年の流木被害	2002年7月の流木被害
捕捉概要	2年確率程度の流量までは下流へ流下させ、それ以上の洪水時に流木を捕捉する形状を基本としている。河道法線変更して湾曲外岸部に設置	上流の砂防区域で捕捉できず、流下してきた流木を河川に隣接して設置した貯水地内のスリットにて捕捉する	自然流下してきた流木を高水敷を掘削して設けた貯水用水路内の捕捉パイルにて捕捉する。湾曲内岸部に設置	低水路河積の80%の木製パイルスクリーンをつくり流木等を捕捉する。湾曲外岸直下流に設置
主な検討方式	移動床模型実験(1/80縮尺)		固定床模型実験(1/60縮尺)	二次元不等流計算
捕捉形式	D型スリット	パイルスクリーン	パイルスクリーン (コンクリート製)	パイルスクリーン (木製)
その他	関川31.5km 勾配:約1/40 川幅:40m 低水路幅:40m 低水路河岸高:約5m 貯水地幅≒川幅 杭:φ40cm 横@2.0m高さ4.0m	黒川26.2km 勾配:約1/120	北上川21.0km 勾配:約1/10000 川幅:600m 低水路幅:250m 低水路河岸高:約6m 捕捉幅:約70m 杭:φ60cm 横@1.3m高さ3.0m	北上川168.4km右支川、北上川合流点から3.1km地点 勾配:約1/1000 川幅:250m 低水路幅:22m 低水路河岸高:約6m 捕捉幅:約16m 杭:φ18cm 横@1.5m高さ3.0m
集積実績	-	-	・2002年7月洪水では水位が捕捉工天端を上回ったため、捕捉効果が低減 ・流木捕捉率向上を目的に杭の高さは変えずに、H型配置に変更予定	・2002年7月洪水では大木で枝付き・根付きはなし、枝、丸太、塵芥が多い

図 1.11 河川に設置した流木捕捉施設の事例¹⁷⁾

1.2 既往の研究

1.2.1 流域一貫の土砂流出モデル

土砂流出予測モデルは、目的とする時空間スケールや流砂形態に着目し様々な手法で行われている。ダム堆砂データに基づいた芦田らによる経験則^{18),19)}では、年平均的な土砂流出量を容易に求められるものの、洪水規模の違いによる流出量の差異の算出や流域条件が変化する場合の適用が難しい。

近年は、地理情報システムやリモートセンシング情報の進展に伴い降雨流出モデルを組み合わせた流出土砂量の予測手法^(例えば 20),21),22)が提案され始めているものの、システムの複雑さと計算付加が大きい等から実務レベルでの利用はまだ少ない。

1.2.2 河床低下対策

河床低下には、流下能力の向上という利点はあるものの、治水安全度低下（低水護岸の機能低下、根固めブロックの破壊・流失、橋脚基礎部の露出等）や河川環境への悪影響（産卵床の減少、魚類移動性阻害等）等が顕在化し、早急な対策が求められている。

これらの問題に対応するためには、低水路を拡幅し再度河床砂礫で埋戻す覆礫工^{23),24)}が有効と考えられるが、覆礫土砂・河川用地の確保が支障となる場合や、河道拡幅と一体となって実施しなければ再度河床低下する場合がある。また、ダム堆積土砂の下流河川への土砂還元(置き土)等も試験的に施工されている²⁵⁾が、最適な土砂還元量の設定や土砂還元の効果検証に課題が残っている。その他、現地発生材を用いた河床面の被覆²⁶⁾、巨石やコンクリートブロックの千鳥配置²⁷⁾や水制工²⁸⁾、ネット工法²⁹⁾等による河床砂礫の捕捉等の対策工が試みられているが、いずれも現地実証段階で、今後も継続的な検証や改善が必要とされている。

1.2.3 河道内の流木対策

従来、流木対策の多くは透過型砂防^{30),31)}としてなされているが、近年の異常豪雨では、流木の流下範囲も本川河道に到達し災害が拡大していることから、河道内における流木対策が求められている。

河道内に流木捕捉施設を最初に設置したのは、1995年に熊本県黒川の一の宮多目的貯木池である¹⁷⁾。その後、1999年に新潟県関川などでも河川内に流木捕捉施設を設置しているものの事例数は少なく、また施設設計に関する技術基準は策定されていないのが現状である。

1.2.4 流木挙動を追跡する数値解析

河川に設置する流木捕捉工等の検討を行う方法として、水理模型実験とともに、数値解析による方法が有効と考えられる。河道内の流木挙動や捕捉工への流木堆積などの数値解析モデルについて、これまで種々の検討が行われてきている。

清水ら³²⁾は平面二次元水深積分モデルによる河川流モデルと流木を球体の結合で表し、水面付近を二次元的に移動すると仮定するとともに、流木同士の衝突に個別要素法を用いる二次元流木追跡モデルを考案し、橋脚による流木捕捉現象を適切に再現できることを示した。初田ら³³⁾は、同様なモデルを用いて蛇行部の流木挙動を適切に再現できることを述べた。

一方、長田ら³⁴⁾は、流れ場は二次元とし、流木挙動を三次元に拡張するとともに、流木の弾性変形を考慮したモデルを構築した。しかし、河川湾曲部などでは流れの三次元性が卓越することから、これを考慮するモデルとして、木村ら³⁵⁾は、湾曲部に設置する流木捕捉工周辺の沈降性流木挙動について、底面摩擦項等を考慮した三次元流木モデルを構築し、既往の実験の再現を試みた。数値解析結果は概ね実験結果の特性を再現できたが、スリット捕捉や捕捉率の定量的再現には課題が残っている。

1.3 研究の目的

本論文は、上記のような背景を踏まえ、「河川流域の土砂と流木に関する動態を解明し、土砂と流木それぞれの対策の効果を検証評価」することを目的に以下の研究を進めてきた。

- ① 流域の土砂動態を予測するため流域条件として崩壊地面積を組み込んだ土砂流出モデルを構築した。また、河床低下対策の効果を把握するため着色砂を用いた水理模型実験を実施した。
- ② 河川の湾曲部に設置する流木捕捉施設の施設形状を設定するため水理模型実験を実施した。また、河川湾曲部の流木の挙動を把握するため準3次元河川流れの計算モデルと個別要素法を用いた2次元流木モデルを併用した流木追跡モデルを提案した。

1.4 論文の構成

本論文は、土砂と流木の流出・挙動の解明と河床低下対策及び流木対策の効果検証を目的としており、第2章から第4章までを「豊平川流域の土砂流出量把握と河床低下対策の評価」、第5章と第6章を「小本川の流木捕捉工の対策評価と流木挙動の把握」とする全7章から構成されている（図 1.12）。

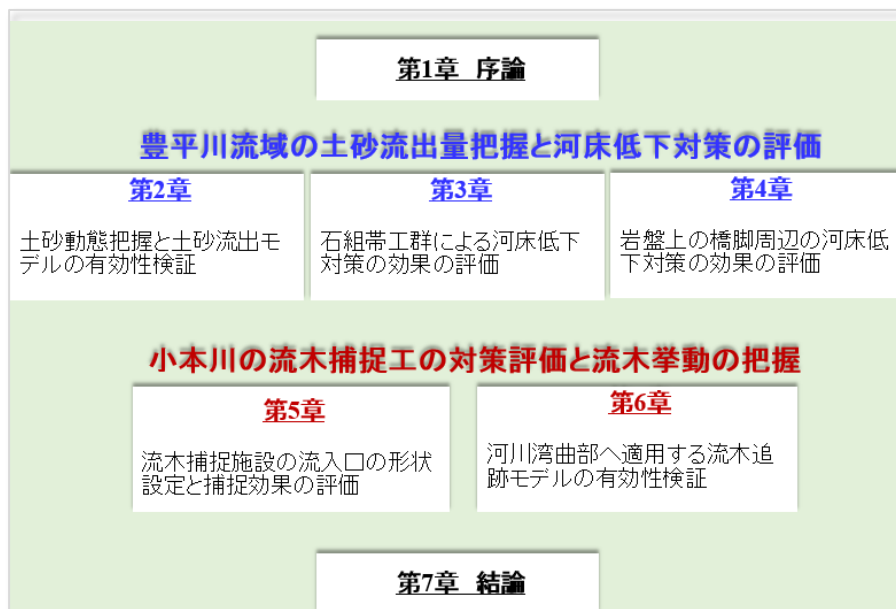


図 1.12 論文の構成

第1章では、研究の背景と目的を示し、土砂と流木の流出と挙動の解明及び河床低下対策と流木対策に関する研究をレビューするとともに、本論文の構成について述べた。

第2章では、豊平川流域を対象に流域一貫の総合土砂管理の考えに基づきダム・砂防ダム・本川河道の土砂動態を分析し、豊平川中流部で問題が顕在化している河床低下との因果関係を示した。また、既往の土砂流出モデル³¹⁾に崩壊地面積に着目した流域条件の変化を組み込んだ土砂流出モデルを構築し、豊平川の溪流に適用し、砂防ダムを有する溪流の流域間での流出土砂量の差異や藻岩取水堰の実績堆砂量との関係性を定量的に評価した。また土砂流出モデルと1次元河床変動モデルを組み合わせた数値モデルで、河床低下区間の将来予測を行なった。

第3章では、豊平川中流の河床低下が顕著な区間の対策として現在計画^{37), 38)}されている石組帯工群と樹林化した砂州の切り下げによる効果を把握するため水理模型実験を実施した。対策工の影響範囲を直接把握するため対策毎に異なる色の着色砂を敷設し追跡調査した。さらに構造物周辺の安全性を評価するために、石組帯工直下の着色砂を掘削し、洪水ピーク時の最大洗掘深と洪水減水時における埋め戻し厚さを直接把握した。

第4章では、岩盤床における橋脚周辺の侵食抑制対策工として、予防保全を念頭においた新工法のネット²⁹⁾に着目してその効果を水理模型実験により把握し、従来工法（根固めブロック、袋型根固め）と比較・評価し、侵食抑制が期待できる工法を選定した。

第5章では、河川の湾曲部外岸に設置する流木捕捉施設に流木を効果的に取り込むための流入口の位置や形状に着目し、水理模型実験を実施し、効果的な流入口の位置と施設形状を設定した。

第6章では、河川湾曲部の流木の挙動を把握するため準3次元河川流れの計算モデルと個別要素法による流木モデルを併用した流木追跡モデルを第5章で示す流木捕捉施設に適用し、モデルの有効性を検証した。

第7章では、本研究で得られた成果のまとめと今後の課題と展望を述べ、結論とした。

第1章の参考文献

- 1) 土木学会水工学委員会：2017年九州北部豪雨調査団合同調査報告，2017.7.12.
- 2) 土木学会水工学委員会 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緊急報告会資料，2016.
- 3) 井上卓也，旭一岳，岩崎慎介，清水康行：内水氾濫による流出油の移流拡散に関する数値計算，土木学会論文集 B1(水工学) Vol.76, No.2, I_667-I_672, 2020.
- 4) 山田朋人，星野剛，舩屋繁和ら：北海道における気候変動に伴う洪水外力の変化，河川技術論文集，第24巻，2018.
- 5) 星野剛，山田朋人，稲津將ら：大量アンサンブル気候予測データを用いた大雨の時空間特性とその将来変化の分析，土木学会論文集 B1(水工学) Vol.74, No.5, I_13-I_18, 2018.
- 6) 河川審議会総合土砂管理小委員会：「流砂系の総合的な土砂管理に向けて」報告，1998.
- 7) 中部地方整備局静岡河川事務所：安倍川総合土砂管理計画(案)，2013.
- 8) 相模川流砂系総合土砂管理推進協議会：相模川流砂系総合土砂管理計画，2015.
- 9) 大丸裕武：完新世における豊平川扇状地とその下流氾濫源の形成過程，地理学評論 8, vol.62(Ser.A), August 1989.
- 10) 監修 北海道開発局建設部河川計画課・北海道土木部河川課：水害，昭和56年12月.
- 11) 北海道開発局 石狩川開発建設部：石狩川昭和56年8月洪水報告書，洪水に関わる各種対応の記録，昭和59年3月.
- 12) 土木学会水工学委員会：2017年九州北部豪雨調査団合同調査報告，2017.7.12.
- 13) 土木学会水工学委員会 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緊急報告会資料，2016.
- 14) 自然災害研究協議会・土木学会水工学委員会：平成28年度河川災害に関するシンポジウム「2016年8月東北豪雨による岩手県内の河川災害」，2017.3.15.
- 15) 平成28年台風第10号水害 土木学会・地盤工学会合同調査団：平成28年台風第10号による岩手県災害調査報告書，2017.7.
- 16) 岩手県県土整備部河川課沿岸広域振興局岩泉土木センター：第1回小本川河川整備連絡協議会「小本川河川整備計画（素案）資料4」，2017.4.27.
- 17) 小松利光監修，山本晃一編集：流木と災害 発生から処理まで，技報堂出版株式会社，pp.203-225，2009.
- 18) 芦田和男，奥村武信：ダム堆砂に関する研究，京大防災研究年報，17号B，

- pp.555-570, 1974.
- 19) 土木学会：水理公式集[平成 11 年版], 3.1.4 洪水時の流出土砂量, pp.140-141, 1999.
 - 20) 江頭進治, 松木敬：河道貯留土砂を対象とした流出土砂の予測法, 水工学論文集, 第 44 巻, pp.735-740, 2000.
 - 21) 山野井一輝, 藤田正治：大規模な土砂生産および洪水後の土砂管理に関する研究, 土木学会論文集 B1(水工学)Vol.71, No.4, pp.I_961-I_966, 2015.
 - 22) 萬矢敦啓, JACELDONE G., Catherine, 江頭進治, 岩見洋一：RRIS モデルの構築と川俣ダムにおける土砂流出現象の再現, 土木学会論文集 B1(水工学)Vol.73, No.4, pp.I_775-I_780, 2017.
 - 23) 高橋紳吾, 木下誠一, 鈴木利幸, 小泉和久, 渡邊康玄, 中村哲：常呂川水系無加川における軟岩河床の低下対策に関する試験施工とその有効性, 河川技術論文集, 第 20 巻, pp.229-234, 2014.6
 - 24) 山口昌志, 柿沼孝治, 井上卓也, 清家拓哉, 加藤一夫：軟岩洗掘を考慮した大型模型実験を用いた河床低下対策手法の評価について, 土木学会論文集 B1 (水工学), 70(2), I_727-I_734, 2017.
 - 25) 国土交通省 河川局 河川環境課：下流河川土砂還元マニュアル(案) 第 2 版, 2011.3
 - 26) 松田龍朋, 倉光宏一, 木原恒二, 柳田公司, 服部敦, 筈瀬明日香, 倉吉一盛, 伊藤寛之, 岩谷栄林, 長谷川清史：脆弱な地層が分布する法線是正区間における河床低下抑制のための現地発生材使用による対策工法の提案, 河川技術論文集, 第 22 巻, pp.211-216, 2016.
 - 27) 遠山和広, 米沢拓繁, 福岡捷二：多摩川水系浅川における河床高回復現地実験による効果の検証, 河川技術論文集, 第 22 巻, pp.205-210, 2016.
 - 28) 忤熊公子, 前野詩朗, 瀬島美香, 山村明：手取川における水制群設置による礫河原再生効果の検討, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.68, No.4, I_1165-I_1170, 2012.5) 森僚多, 石川武彦, 長田健吾, 福岡捷二：多摩川水系浅川における河床高回復現地実験と河道管理手法, 河川技術論文集, 第 16 巻, pp. 113-118, 2010.
 - 29) 六浦和明, 井上卓也, 清水康行：ネットによる軟岩侵食抑制工法の開発と実河川における効果検証, 河川技術論文集, 第 21 号, pp. 165-170, 2015.
 - 30) 長井斎, 松原智生, 村上正人, 西口幸希：砂防水理模型実験の特徴と活用について, 砂防学会誌, Vol.67, No.6, pp.49-55, 2015.
 - 31) 国土交通省国土技術政策総合研究所：砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策計画編) 解説 3.2.2, 2016.

- 32) 清水義彦, 長田健吾: 流木形状を考慮した個別要素法による橋脚周辺群の流木集積過程に関する数値実験, 水工学論文集, 第 51 巻, pp.829-834, 2007.
- 33) 初田直彦, 赤堀良介, 清水康行: 蛇行流路の流体場と流木の挙動に関する実験と数値解析, 応用力学論文集, Vol.15, pp.415-422, 2012.
- 34) 長田健吾, 清水義彦: 流木群の曲げ変形を伴う堆積過程を説明する数値解析法の開発, 水工学論文集 B1, Vol.74, No.4, I_763-768, 2018.
- 35) 木村一郎, Taeun KANG, 加藤一夫: 流木捕捉工周辺の沈降性流木の挙動に関する三次元シミュレーション, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.76, No.4, 2020.
- 36) 山口甲, 新庄興, 三田村一弘, 上野順也: 豊平川の生産土砂量について, 土木学会北海道支部論文報告集, 第 55 号(B), pp.268-271, 1999.
- 37) 金谷 将志, 山下 彰司, 高橋 慶久: 豊平川上流における河床洗掘対策について-帯工による河床洗掘対策の検討-, 第 54 回, 北海道開発技術研究発表会論文, 2011.
- 38) 山上 翔吾, 渡邊 一靖, 中嶋 啓真: 豊平川の河道特性に応じた河川改修について, 第 63 回, 北海道開発技術研究発表会論文, 2020.

第2章 流域条件の変化を組み込んだ土砂流出モデル に関する研究

2.1 概説

一般に河川は流域空間から発生した流水や土砂等数多くの物質を山地から河口や海域へと輸送する機能を担っている。その中でも山地流域で生産され輸送される土砂量を予測することは、治水、利水、河川及び海岸保全等を検討する上で極めて重要である。

1998 年に流域を一貫した総合的な土砂管理の概念が提唱¹⁾されて以降、山地から河口・海岸に至るまでの流砂系一貫の土砂管理が行われるようになり、安倍川や相模川では総合土砂管理計画が策定されている^{2),3)}。

本研究対象の豊平川の扇頂部（真駒内川合流付近）は、完新世の扇状地面である札幌面が下刻・側刻を繰り返し古くから流路変動が大きい区間であることが知られている⁴⁾。そこに上流域で明治 40 年から始まったダム建設や昭和 42 年以降の砂防ダムの建設によって河道への土砂供給量が減少したことや、昭和 30 年～50 年代の大洪水による河床砂礫の流出により河床は著しく低下し、岩盤が露出している箇所も見られる。さらに近年は、中小出水に起因する局所洗掘、滞筋の固定化、砂州発達及び樹林化が進行し、橋脚の根入れ不足や低水護岸の崩壊などの問題が顕在化している。

そのため総合的な土砂管理の概念に基づき流域の土砂動態資料を分析し、現在問題となっている河床低下との関係を定量的に解明し、将来予測のための土砂流出モデルを構築する必要があるものと考ええる。

土砂流出予測モデルは、目的とする時空間スケールや流砂形態に着目し様々な手法で行われている。芦田ら^{5),6)}によるダム堆砂データに基づいた統計的な手法では年平均流出土砂量を容易に求められるものの、外力や流域条件が変化する場合適用が難しい。近年は、地理情報システムやリモートセンシング情報の進展に伴い、降雨流出モデルと流砂モデルを組み合わせたモデルによる流出土砂量の予測手法^{（例えば7),8),9)}が提案され始めているものの、システムの複雑さから実務レベルでの利用はまだ少ない。上記 2 つの中間的なモデルとして山口ら¹⁰⁾は、日有効降雨から流出土砂量の予測が可能な土砂流出モデルを提案している。

本研究では、豊平川流域を対象に流域一貫の総合土砂管理の考えに基づきダム・砂防ダム・本川河道の土砂動態を分析し、豊平川中流部で問題が顕在化している

河床低下との関係を分析すると共に、山口ら¹⁰⁾の土砂流出モデルに流域条件として崩壊地面積の変化を組み込んだモデルを構築し、砂防ダムを有する直轄砂防区域の溪流に適用し、再現性を評価する。また提案する土砂流出モデルと1次元河床変動モデルを組み合わせた数値モデルを河床低下区間に適用し、将来の河床変動を考察する。

2.2 流域の土砂動態分析

対象とする豊平川は、源流を小漁山に発し、大小の溪流を集めながら流下して真駒内川が合流したあたりから扇状地を形成する。ここから札幌市街を河床勾配 $1/150 \sim 1/300$ の急勾配で貫流する幹線流路延長 72.5km、流域面積 902km^2 の石狩川の 1 次支川である¹¹⁾。豊平川流域の表層地質は、山地流域は安山岩を主体とする火山岩類や砂岩、泥岩などの新第三紀の堆積岩類が広く分布し、扇状地付近には砂礫などの沖積世の堆積物が分布している。

次に流域の土砂動態に影響を与えている、ダムや砂防の堆砂実績や本流河道の土砂動態を分析する。

2.2.1 ダム流域の土砂動態

ダム事業は、水力発電による電源開発に始まり、定山溪取水堰が明治 40 年(1907)竣工し現在も共用されている。その後、電力需要増加に応えるために、定山溪地区に一の沢ダムが大正 15 年(1926)に、簾舞地区に藻岩取水堰が昭和 11 年(1936)に設置された。さらに、昭和 36 年(1961)、37 年(1962)の洪水を契機に流量改訂が行われ、豊平川上流に洪水調整・水道・発電を目的とした豊平峡ダムが昭和 47 年(1972)に、定山溪ダムが平成元年(1989)に設置された。なお、昭和 47 年(1972)には藻岩取水堰と一の沢ダムの間に砥山ダムが設置されている。このほか水道用として、昭和 30 年(1955)に定山溪取水堰を昭和 46 年(1971)に白川取水堰を設置している(図 2.1)。

これら 7 箇所のダム施設のうち図 2.2 に示す 5 箇所のダムで堆砂量調査を実施している。図 2.3 には 5 つのダムの年堆砂量の実績を示す。これによると平成 12 年(2000)に最大値 291 千 m^3 を示している。また 5 つのダムの堆砂量を各年で合計し平均すると年間約 87 千 m^3 である。

豊平川流域では、昭和 50 年(1975)、昭和 56 年(1981)、平成 13 年(2001)に日降水量で 100mm を超える大きな出水があった。藻岩取水堰は、昭和 56 年(1981)に大きな流入土砂量 36 千 m^3 が観測されている。その後昭和 58 年(1983)には大きく堆砂量が減少 (-25 千 m^3) しており、洪水時に洪水吐きゲートを開放したことで下流へ土砂流出があったと考えられるが、その土砂量は調査されていないので不明である。

豊平峡ダムでは、昭和 56 年(1981)の堆砂量は特に大きなものとなっていない。さらに平成 3 年(1992)以降は流入土砂量が小さい年が続いたが、平成 12 年(2000)には最大の流入土砂量を記録している。定山溪ダムでも平成 12 年(2000)に最大流入土砂量を記録している。

また砥山ダムと藻岩取水堰は洪水吐きゲート，一の沢ダムは排砂水路を有しており，堆砂量が減少している年がある．これは，貯水池に堆積した土砂が洪水流とともに下流へ流出したためと考えられる．

ダムの平均年比流出土砂量を全国の河川と比較すると豊平川の5つのダムは④～⑤の間に入るものが多く，比流出土砂量の少ない中国地方と同程度の流出土砂量であることが確認できる（図 2.4）．

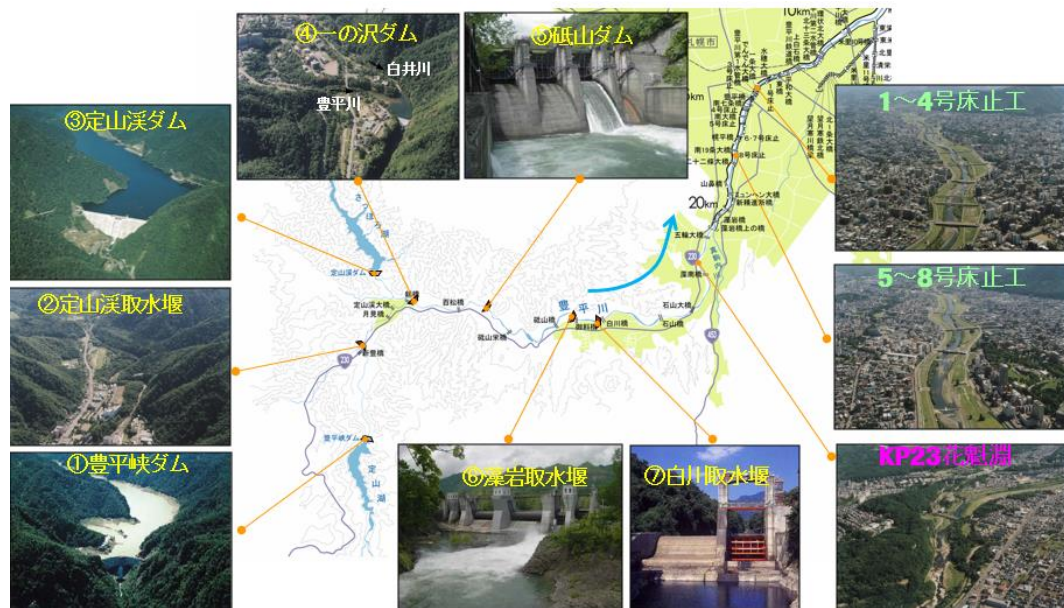


図 2.1 豊平川流域の概要（利水ダムと河道の状況）



図 2.2 豊平川流域で堆砂量調査を実施している利水ダムの位置

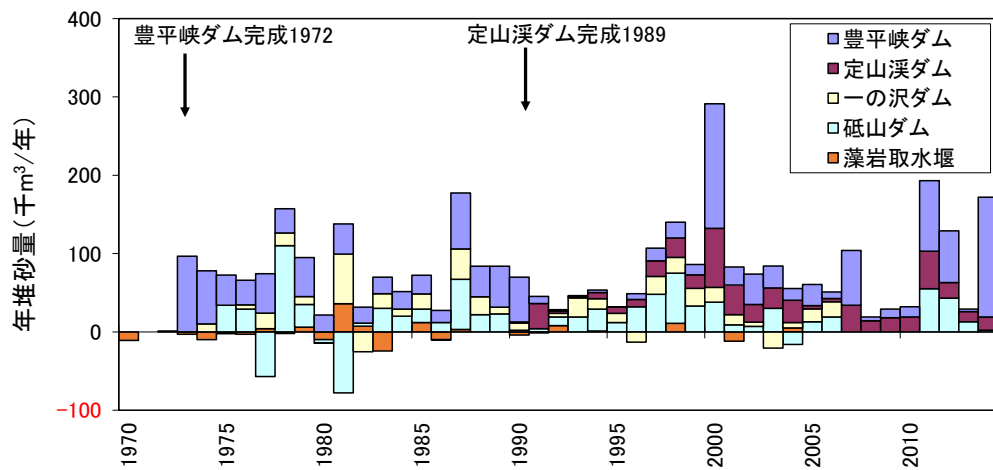


図 2.3 5つのダムの堆砂量の経年変化

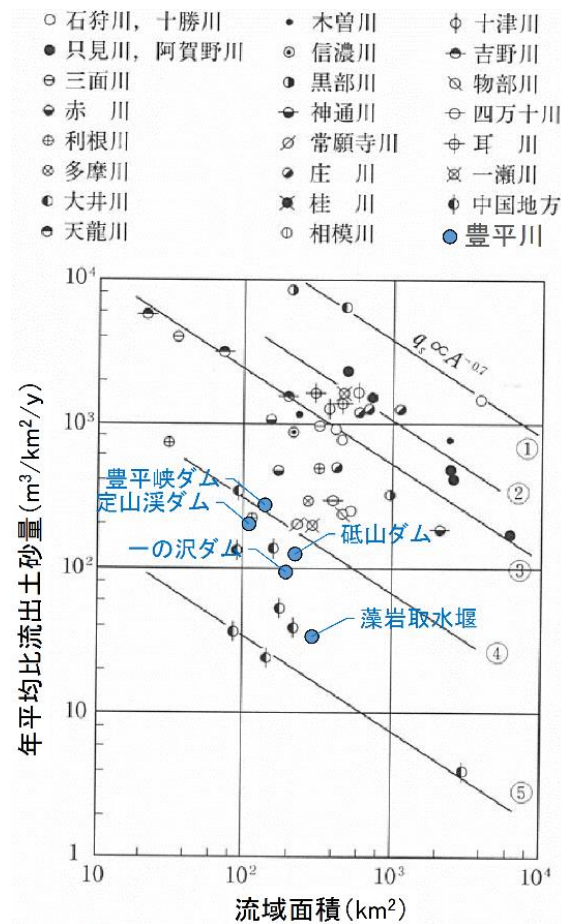


図 2.4 流域面積と年平均比流出土砂量の関係
(芦田ら⁵⁾ に豊平川の5つのダムを追記)

2.2.2 砂防ダムの土砂動態

砂防事業は、昭和 34 年(1959)から 40 年(1965)にかけて集中した土砂災害により昭和 42 年(1967)に最初の砂防施設が竣工されて以来、新藻岩橋基準点より上流の直轄砂防区域（流域面積 622km²）には 10 溪流に砂防ダムが 39 基、床固工群が 4 箇所、遊砂地が 2 箇所に設置されている（図 2.5）。砂防ダムの流域面積は 69.7km²（各溪流の最下流に設置してある砂防ダムの流域面積合計）、砂防ダムと遊砂地の計画貯砂量は合計で 963,700m³（砂防ダム 945,300m³、遊砂地 18,400m³）である。

このうち 39 基の砂防ダムでは平成 13 年(2001)に一斉に堆砂量調査を実施しており、その結果をダム完成以降の年平均堆砂量と計画堆砂量に対する比率として図 2.6 にまとめた。

年平均堆砂量をみると、簾舞川流域での値が非常に大きくなっており、ついで真駒内川の一部の砂防施設で比較的大きな値を示している。その他の施設では年堆砂量は、ほとんどが 500m³以下となっている。計画堆砂量に対する比率をみると、比率が高いのが中の沢ダムの 1～10 号のダムであり、ほとんどの施設で 90%以上の堆砂率となっている。その他、簾舞川、滝の沢川、北の沢川、真駒内川で比較的堆砂率が大きな施設が見られた。

なお、このデータからはいつの段階で土砂が堆積したのかを把握することはできない。



- ※1：直轄砂防区域の10 溪流には39 基の砂防ダムを設置し土砂災害を抑制。
 ※2：1981 年洪水で市街地に土砂が流れ込む等の被害を契機に砂防施設を増設。

図 2.5 豊平川流域の主な砂防施設

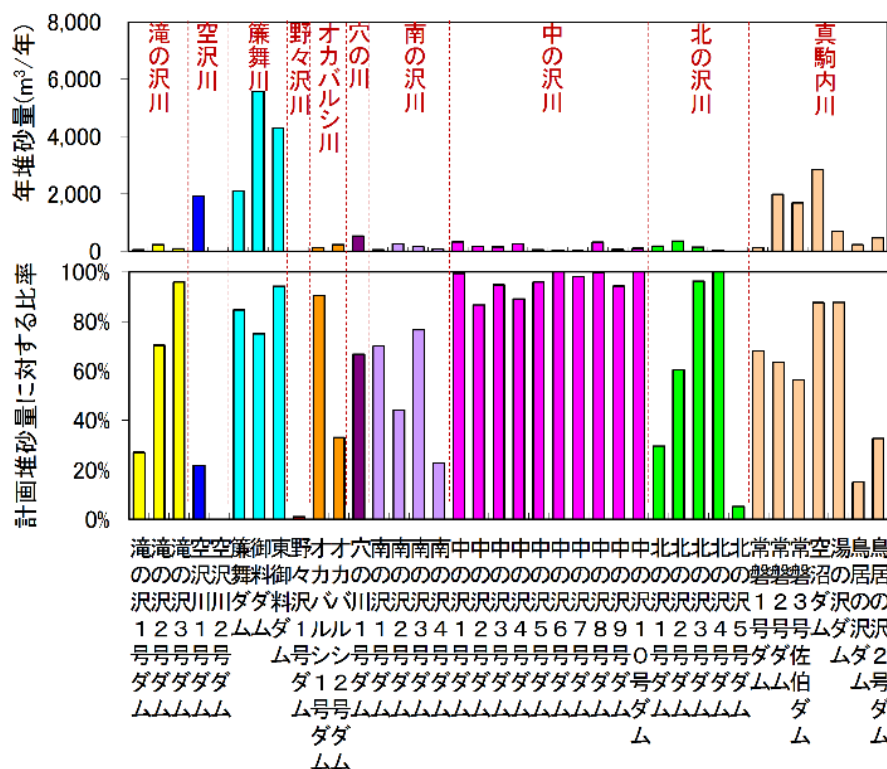


図 2.6 砂防施設の堆砂状況（2001年調査）

2.2.3 河道の土砂動態

豊平川は KP21.4 より下流区間が北海道開発局、上流区間を北海道が管理しているため測量調査年が異なっている。そこで豊平峡ダム直下流から石狩川合流点までの全区間の測量資料が揃っている昭和 56 年 9 月洪水前 (KP0.0～KP21.4 は昭和 56 年 7 月測量, KP21.6～KP50.0 は昭和 53 年測量) と平成 18 年(2006)の横断測量資料より 200m 間隔の河床変動量を算出し、図 2.7 の土砂収支縦断図に示す。

これによると河道全体の土砂収支は、堆積量が 406.7 千 m^3 に対して低下量が 844.5 千 m^3 で低下量が 437.8 千 m^3 上回っている。特に KP17.4 (8 号床止) から KP25.0 に至る区間の河床低下量は 551 千 m^3 であり、年平均に換算すると 2 万 m^3 /年の低下量となり際立って大きいことが分かる。この河床低下区間では、砂礫の流出により河床材料の粗粒化が見られており (図 2.8)、さらに近年は、中小出水に起因する局所洗掘、滞筋固定化、砂州発達及び樹林化が進行し、橋脚の根入れ不足や低水護岸の崩壊等の問題が顕在化している¹²⁾。

図 2.9 は昭和 53 年(1978)に撮影された KP22.0 付近の河床砂礫の堆積状況である。2017 年に撮影した写真を見ると低水路の滞筋付近の砂礫が流失し、所々岩盤が露出しているのが確認できる。

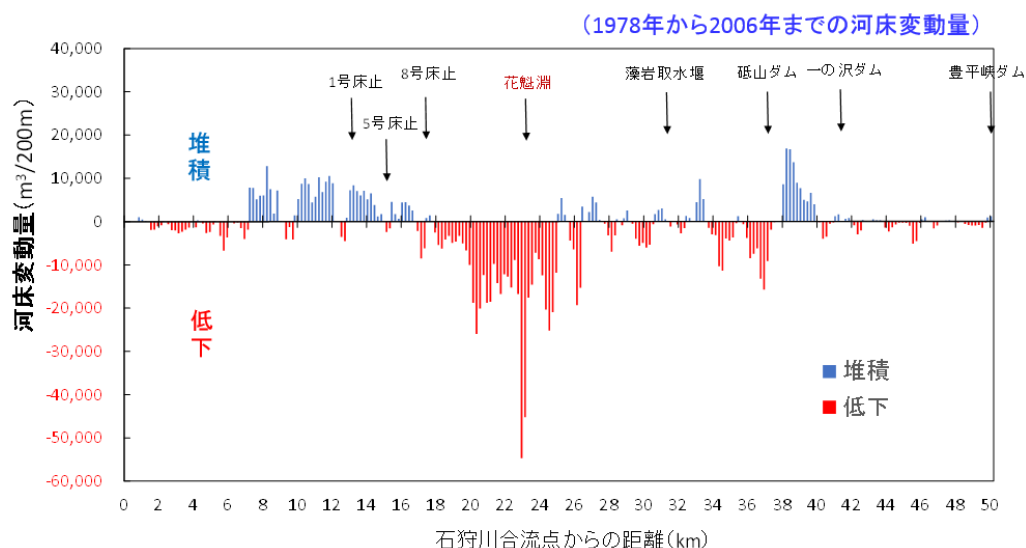


図 2.7 1978年から2006年まで28年間の河床変動量の縦断図

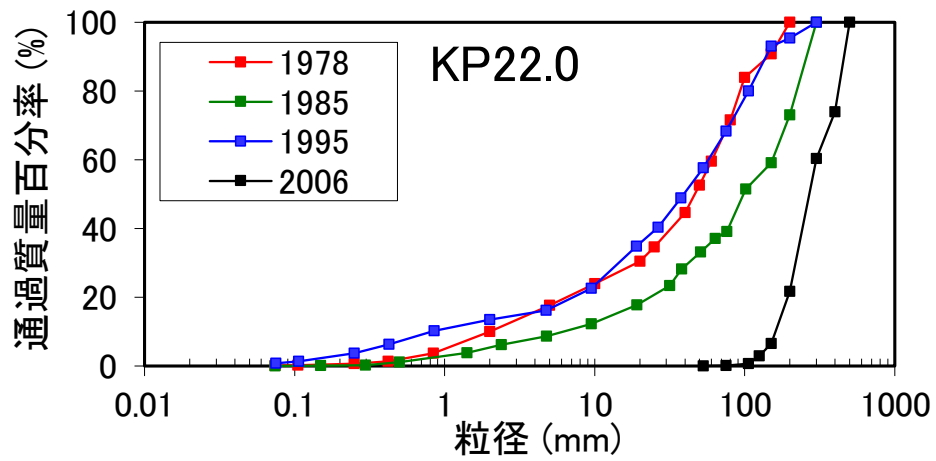


図 2.8 KP22 地点の河床材料の粒径加積曲線図



図 2.9 KP22付近の河床砂礫の変化状況
(上 : 1978年撮影, 下 : 2017年撮影)

2.3 土砂流出モデルの適用

流域の土砂動態と河道の河床低下との関係を定量的に解明し、将来予測のための土砂流出モデルを構築する。本研究では、山口ら¹⁰⁾が提案する土砂流出モデルに流域条件の変化として崩壊地面積 A_f を新たに組み込み豊平川の砂防溪流に適用する。

2.3.1 土砂流出モデル

山口ら¹⁰⁾による土砂流出モデルは、日有効雨量により流出土砂量を推定するもので次式に示す。

$$V = K_m \left(A^{\frac{3}{10}} (\sin \theta_1)^{\frac{9}{20}} (\sin \theta_2)^{\frac{3}{10}} \text{Re}^{\frac{9}{5}} \right) \quad (1)$$

ここに、 V は流出土砂量[m³]、 K_m は土砂流出係数[m^{0.6}]、 A は流域面積[×10⁶m²]、 θ_1 は流域平均斜面勾配[度]、 θ_2 は幹線河道勾配[度]、 Re は日有効雨量[m/day]であり山口ら¹⁰⁾の提案式より算出する。なお各溪流の流域平均日雨量は周辺の雨量観測所の観測雨量を用いてティーセン法により算出する。

山口ら¹⁰⁾は(1)式からダムで実測した堆砂量 V を用いて土砂流出係数 K_m を同定して求め、その結果から流域毎に K_m の値が 100～102 オーダーの違いが見られることから流域間の地質の違いに着目し、地質を圧縮強度 σ と吸水率 w で定量化して表し、さらに河道を土砂の発生源として考えた土砂流出係数 K_m の関係式を提案している（以後、従来モデルと呼ぶ）。

$$K_m = 145.8 \left(\text{Ar} \left(\frac{\rho w}{\sigma} \right) \right)^{0.6} \quad (2)$$

ここに、 Ar は河道面積[m²]、 ρ は土粒子の単位体積重量[=2.65t/m³]、 w は岩石の吸水率[%]、 σ は岩石の圧縮強度[t/m²]である。河道面積 Ar は山口ら¹⁰⁾の提案式より、地質別の岩石の吸水率と圧縮強度は上野ら¹³⁾の研究より設定する。

(2)式は土砂の発生源とされる斜面崩壊、土石流や崖崩れなど崩壊地の拡大によって同一降雨であっても流出土砂量が異なるという流域条件の変化を表現できない。そこで新たに堆砂量調査を実施（図 2.6 など）している砂防ダムや多目的ダムの実績堆砂量等から係数 K_m を同定し、土砂流出係数 K_m を推定する方法として崩壊地面積 A_f を組み込んだ関係式（以後、提案モデルと呼ぶ）を考えた。土砂生産源は、①斜面崩壊、②地すべり、③土石流など様々であり、それぞれ土砂生

産量も異なると考えられるが、本研究ではこれらを総じて航空写真等から判読できる崩壊地面積 A_f としてモデルに組み込んだのが図 2.10 の関係から求めた(3)式である。これによると土砂流出係数 K_m はバラツキがあるものの、観測結果を概ね表している。

$$K_m = 77.454 \left((A_f + A_r) \left(\frac{\rho_w}{\sigma} \right) \right)^{0.6} \quad (3)$$

ここに、 A_f は崩壊地面積[m²]である。

提案する土砂流出モデルは、対象流域を均一な斜面勾配と河道勾配を有する矩形流域で模擬して、降雨によって土砂発生源が侵食・土砂化し、ダム堆砂域など下流端まで流出するという考えのモデルである（図 2.11）。

なお本研究で使用する崩壊地面積は、昭和 51 年(1976)、昭和 57(1982)・58(1983)年、平成 7(1995)・8(1996)年の 3 期に渡って撮影された空中写真より平面積を計測したもので、これにより昭和 56 年(1981)洪水による崩壊地の拡大及びその後の崩壊地の減少を表すことができる。また流域の斜面勾配、表層地質は石狩川流域ランドスケープ情報¹⁴⁾より 1km メッシュで取得できる（図 2.12）。

2.3.2 計算条件

解析対象の溪流は、図 2.13 に示す直轄砂防区域の 12 溪流とする。このうち砂防ダムが無い溪流は、盤の沢川、百松沢川及び一の沢川の 3 溪流である。計算条件を表 2.1 に示す。計算は砂防ダム流域とダム下流域に分けており、斜面勾配、地質因子などは流域毎に平均した値を用いる。

計算期間は、1 次元河床変動モデルと組み合わせることを考慮し、豊平川全区間の横断測量データが存在する昭和 53 年(1978)から平成 18 年(2006)までの 28 年間とした。

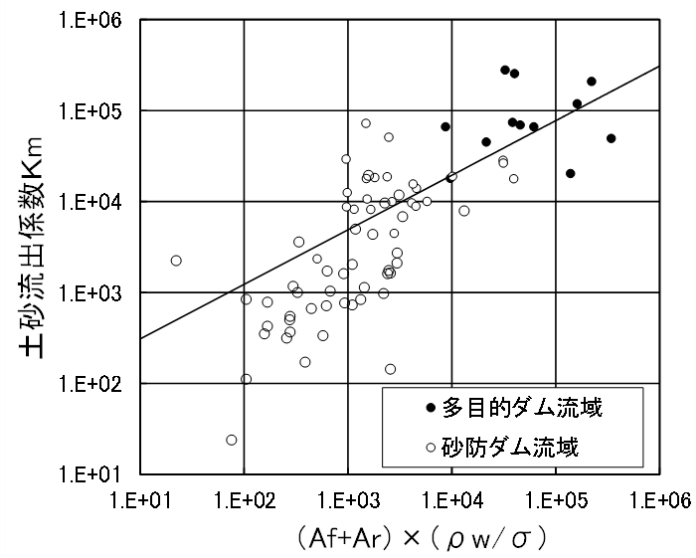


図 2.10 提案モデルによる土砂流出係数 K_m と $(A_f + A_r) \times (\rho_w / \sigma)$

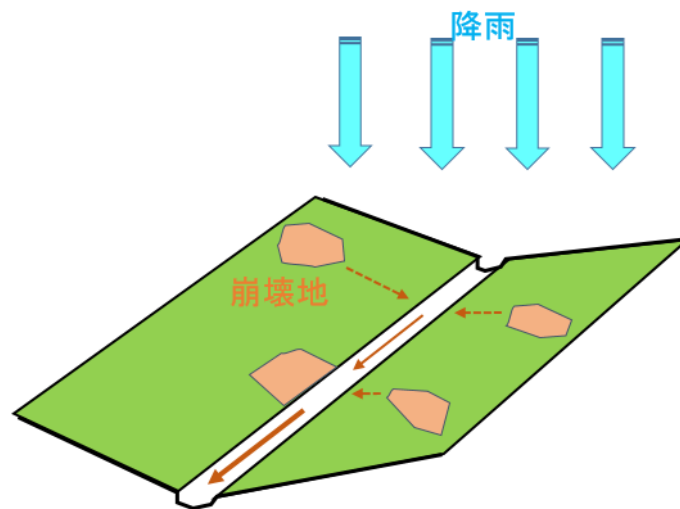


図 2.11 提案するモデルによる土砂流出のイメージ

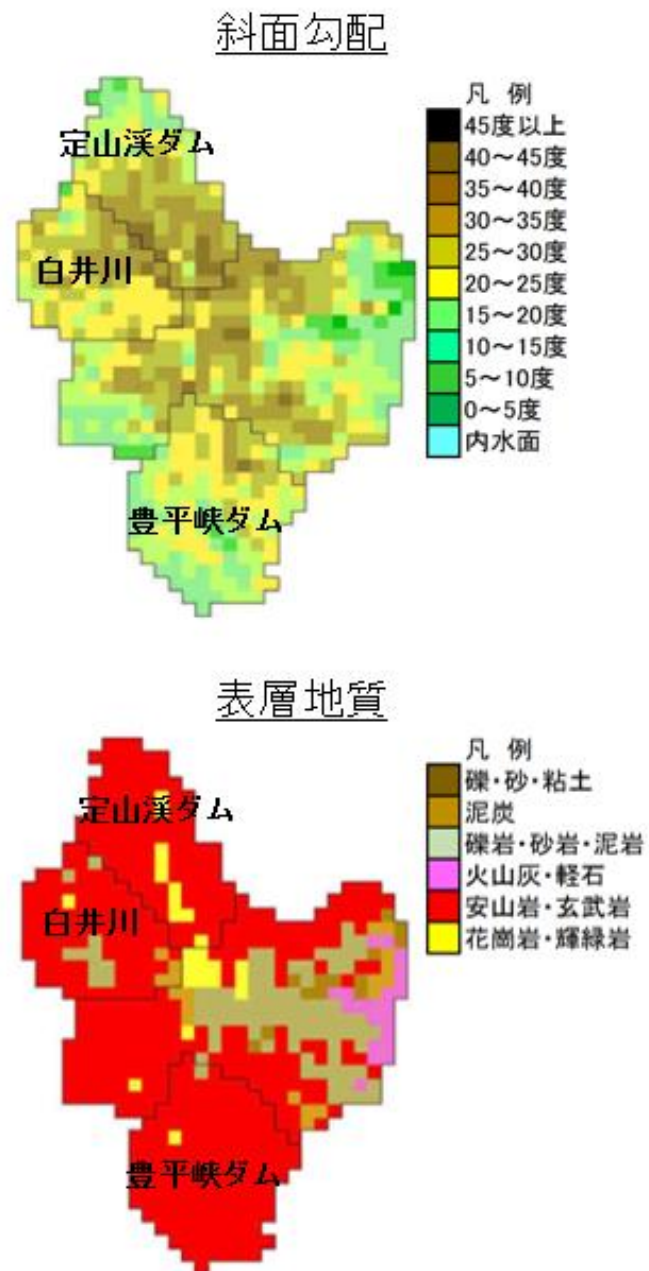


図 2.12 流域の斜面勾配と表層地質 (1kmメッシュ)



図 2.13 解析対象12溪流の平面位置

表 2.1 解析対象12溪流の計算条件

諸元 溪流名	流域面積 A[km ²]	砂防ダム流域の諸元				ダム下流域の諸元				崩壊値面積			地質因子	
		流域面積 A[km ²]	斜面勾配 θ_1 [度]	河道勾配 θ_2 [度]	河道面積 Ar[m ²]	流域面積 A[km ²]	斜面勾配 θ_1 [度]	河道勾配 θ_2 [度]	河道面積 Ar[m ²]	1976年 Af[m ²]	1982・83年 Af[m ²]	1995・96年 Af[m ²]	圧縮強度 σ (t/m ²)	吸水率 w(%)
一の沢川	7.12	—	—	—	—	7.12	21.9	2.568	56,659	22,950	33,350	9,147	2,116	13.26
百松沢川	14.00	—	—	—	—	14.00	22.2	4.423	111,408	13,450	51,294	59,612	3,053	9.30
滝の沢川	5.47	4.60	21.1	5.880	36,605	0.87	18.6	4.556	6,923	20,750	31,400	21,432	2,613	12.15
盤の沢川	6.70	—	—	—	—	6.70	19.3	3.971	53,317	22,990	45,402	49,008	2,770	10.71
簾舞川	24.80	23.10	18.4	4.119	162,624	1.70	18.2	3.678	11,968	77,150	161,721	58,206	3,029	10.16
野々沢川	5.00	2.20	17.3	3.905	17,507	2.80	12.5	3.387	22,282	4,150	6,611	636	1,637	13.78
オカバシ川	7.53	4.10	14.9	3.441	32,627	3.43	12.9	2.418	27,295	4,700	18,689	4,112	1,887	13.38
穴の川	6.31	1.40	14.6	4.155	11,141	4.91	10.8	1.206	39,072	2,250	4,100	2,100	1,474	14.80
南の沢川	6.63	1.85	15.1	7.158	14,722	4.78	12.6	2.442	38,038	650	3,400	1,491	2,184	12.15
中の沢川	7.82	5.70	16.3	4.837	45,359	2.12	13.4	2.867	16,870	2,100	12,500	5,946	2,680	10.73
北の沢川	7.46	2.70	19.1	5.075	21,486	4.76	13.5	2.315	37,879	850	1,900	226	2,404	11.62
真駒内川	37.34	24.70	16.4	4.831	196,555	12.64	13.6	2.535	100,585	76,000	125,200	42,527	2,141	12.87

2.4 結果の検証

計算結果を溪流間で比較するために年平均比流出土砂量を算出し図 2.14 に示す。これによると簾舞川が最大で約 $1,200\text{m}^3/\text{km}^2/\text{年}$ の比流出土砂量を示し、真駒内川や藻岩山周辺の北の沢川、中の沢川、南の沢川の順に流出土砂量が多いと予測された。

流出土砂量が最も多い簾舞川の 1978 年～2006 年までの年流出土砂量を砂防ダム堆砂分と豊平川に流出する土砂量に分けて図 2.15 に示す。簾舞川は流域面積の約 9 割を 3 基の砂防ダムが占めている。

これによると昭和 56 年洪水があった 1981 年には崩壊地面積の拡大と総降雨量が最大値を示しており、この年の流出土砂量が際だって大きく約 72 千 m^3 であり、そのうち約 9 割の土砂がダムに堆砂したものと再現された。

次に再現結果を検証するために簾舞川に設置している 3 基の砂防ダムの堆砂実績と従来モデルと提案するモデルによる計算結果を比較した (図 2.16)。最も堆砂量が多い御料ダムは 1971 年に完成しており、2001 年までの実測堆砂量が 17 万 m^3 に対して、提案モデルが 16 万 m^3 、従来モデルが 14 万 m^3 で提案モデルの方が実測堆砂量を概ね表していることが分かった。

豊平川へ直接流入する再現土砂量の妥当性を直接検証できるデータがないため、図 2.13 に示す藻岩取水堰と砥山ダムの中間に流入する 3 溪流 (簾舞川、盤の沢川、滝の沢川) の計算結果の合計値と実績堆砂量を比較し図 2.18 に整理した。また上流に在る砥山ダムは出水時には濁水を放流するものの、ダム堆砂の粒径分布を見ると 2mm 以下の細粒分しか存在しないことから、藻岩取水堰の堆砂量にはほとんど関与していないと考えた。

図 2.18 より豊平川で大きな出水があった昭和 56 年(1981)などで 3 つの溪流から流入した土砂量の影響が大きいことが伺える。また従来モデルの計算結果は提案モデルよりも 2 割程度土砂量が少ないことから、本研究で提案するモデルの方の再現性が良いと考えられる。

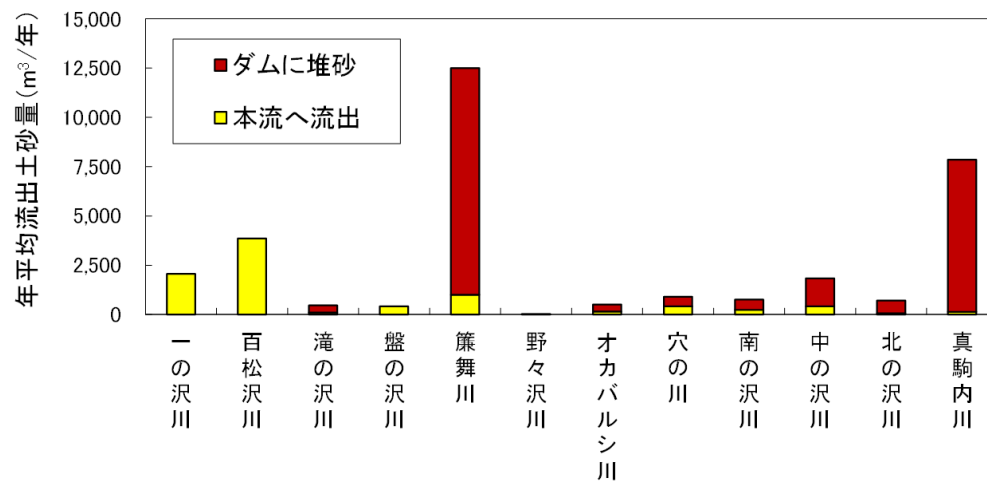
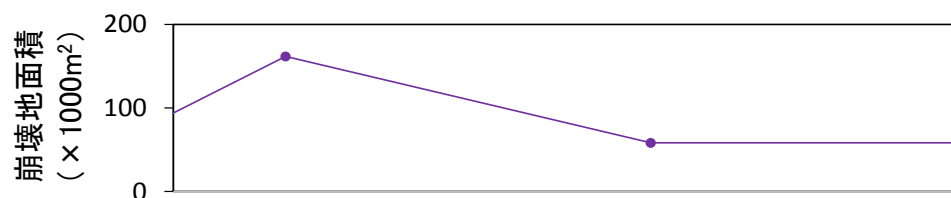
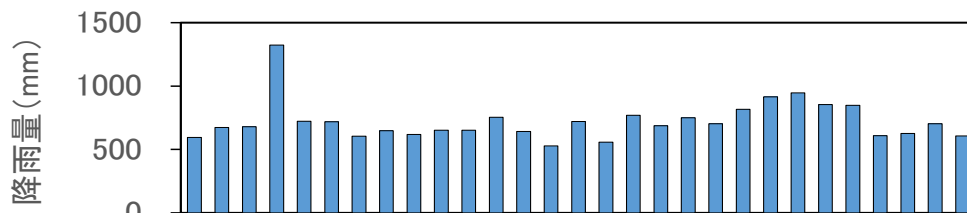


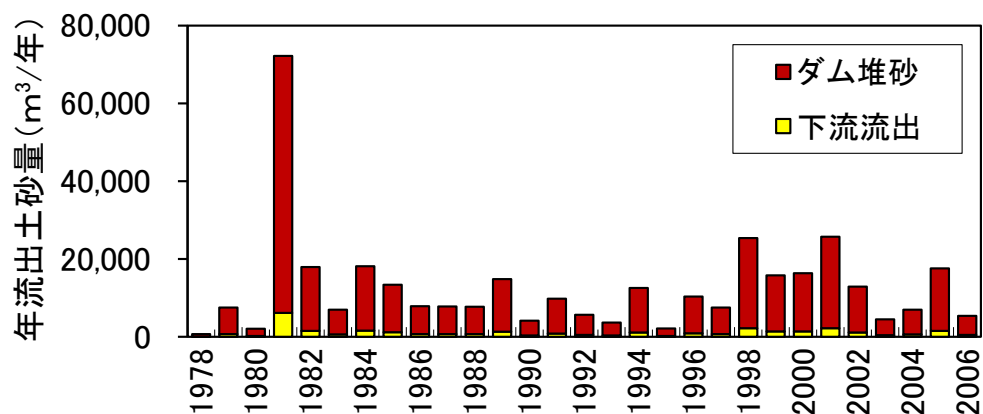
図 2.14 12溪流の年平均比流出土砂量



(a) 崩壊地面積

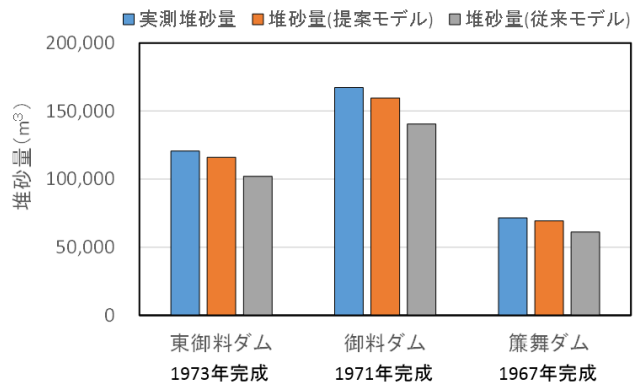


(b) 簾舞御料観測所の5月から12月までの総降雨量



(c) 簾舞川の年流出土砂量

図 2.15 簾舞川の崩壊地面積，総降雨量と年流出土砂量の経年変化



(a) 再現結果の検証

(b) 簾舞川の砂防ダムの位置

図 2.16 砂防ダムの2001年の堆砂実績と再現結果の検証

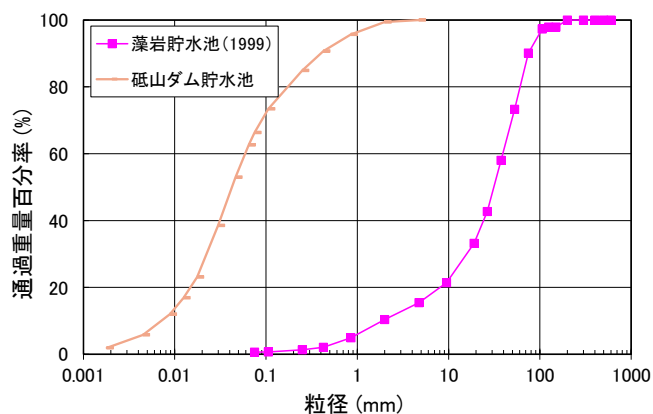


図 2.17 砥山ダムと藻岩取水堰の堆積土砂の粒径加積曲線図

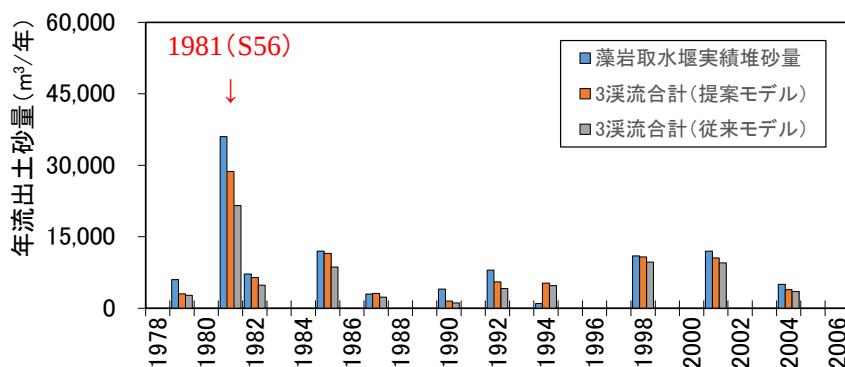


図 2.18 藻岩取水堰の堆砂実績と3溪流の合計土砂量

2.5 河床低下区間の評価

図 2.7 に示した通り，KP17.4 から KP25.0 の区間では著しい河床低下が進行し河川構造物に対して治水安全度低下が懸念させる等の課題があることが分かった．本研究で提案する土砂流出モデルと 1 次元河床変動モデルを組み合わせた数値モデルにより，KP17.4～KP25.0 までの河床低下区間の将来予測を行なう．

2.5.1 1 次元河床変動モデル

本研究で用いる河床変動モデルは，河川の縦断方向の土砂収支のアンバランスを要因とする大規模な河床変動を予測する手法として多用されているモデルである^{15), 16)}．1 次元の非定常流れの連続式を(4)式に，運動方程式を(5)式に示す．

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (4)$$

$$\frac{1}{\partial A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{gA} \frac{\partial (Au^2)}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial x} + I_f = 0 \quad (5)$$

ここで， t は時間， x は流下方向距離， A は断面積， Q は流量， g は重力加速度， u は断面平均流速， H は水位， I_f はエネルギー勾配である．

水位の計算は，定常不等流として求めるものとし，上式を差分化した次式を用いる．

$$\left(\frac{\alpha Q^2}{2gA^2} + H - \frac{\partial x}{2} I_f \right)_U = \left(\frac{\alpha Q^2}{2gA^2} + H + \frac{\partial x}{2} I_f \right)_D \quad (6)$$

ここで， α はエネルギー補正係数，添字 U, D はそれぞれ上流側，下流側の値であることを示す．

複合断面の場合の流れの計算は低水路と中水敷や高水敷で抵抗が異なるため(6)式中のエネルギー補正係数 α は井田の方法により次式で求める．

$$\alpha = \frac{\int u^3 dA}{\left(\frac{Q}{A} \right)^3 A} = \frac{\sum_{i=1}^5 u_i^3 A_i}{\frac{Q^3}{A^2}} \quad (7)$$

ここで，添字 1～5 はそれぞれ左岸高水敷，左岸中水敷，低水路，右岸中水敷，右岸高水敷の値であることを示す．不等流計算では，上式により求めた流量，河道形状およびその他条件（粗度係数など）のもとで下流端水位を境界条件として標準逐次計算を適用して水位や流速などの水理量縦断形を得る．また勾配や断面の急変点などで射流が現れる場合は，限界水深に置き換えて計算を進める．

掃流砂量式は次式の芦田・道上¹⁷⁾の式を用いる.

$$\frac{q_{Bi}}{\sqrt{sgd_i^3}} = p_i 17 \tau_{*i}'^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*ci}}{\tau_{*i}} \right) \left(1 - \frac{u_{*ci}}{u_*} \right) \quad (8)$$

ただし, d_i は砂粒子の粒径, 下付き添え字 i は混合における粒径 d_i の粒子に対する物理量であることを示す. q_{Bi} は粒径別単位幅掃流砂量, s は砂の水中比重, p_i は粒径 d_i の粒子が河床 (交換層) に存在する割合, τ_{*i} は粒径別無次元掃流力 (河床せん断力) ($= u_*'^2 / sgd_i$), τ_{*i}' は粒径別無次元有効掃流力 (有効河床せん断力) ($= u_*'^2 / sgd_i$), u_*' は有効摩擦速度で次式により求める.

$$u_*' = \frac{u}{6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{h}{(1 + 2\tau_{*i})d_i}} \quad (9)$$

さらに, (8) 式において τ_{*ci} は粒径別無次元限界摩擦速度, ($= u_{*ci}^2 / sgd_i$), u_{*ci} は粒径別限界摩擦速度であり以下の Egiazaroff・浅田¹⁸⁾の式で求める.

$$\frac{u_{*ci}^2}{u_{*cm}^2} = \left[\frac{\log 23}{\log \left(21 \frac{d_i}{d_m} + 2 \right)} \right]^2 \frac{d_i}{d_m} \quad (10)$$

ただし, d_m は河床材料の平均粒径 ($= \sum_i d_i p_i$), u_{*cm} は d_m に対する限界摩擦速度であり, 岩垣¹⁹⁾の式で求める.

浮遊砂の河床からの浮上量は板倉・岸²⁰⁾の式で求める.

$$q_{sui} = p_i K \left(\alpha_* \frac{\rho_s - \rho}{\rho_s} \frac{gd_i}{u_*'} \Omega_i - w_{fi} \right) \quad (11)$$

$$\Omega_i = \frac{\tau_{*i}'}{B_{*i}} \frac{\int_{a'}^{\infty} \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\xi^2) d\xi}{\int_{a'}^{\infty} \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\xi^2) d\xi} + \frac{\tau_{*i}'}{B_{*i} \eta_0} - 1 \quad (12)$$

ただし, q_{sui} は粒径別浮遊砂の単位面積当たりの河床からの浮上量, w_{fi} は粒径別浮遊砂の沈降速度であり Rubey の式²¹⁾で求める. また, $a' = B_{*i} / \tau_{*i}' - 1 / \eta_0$, $\eta_0 = 0.5$, $\alpha_* = 0.14$, $K = 0.008$, ρ_s は浮遊粒子の密度, ρ は水の密度である. B_{*i} は遮蔽効果を考慮して岸・黒木²²⁾による次式で求める.

$$B_{*i} = \xi_i B_{*0} \quad (13)$$

$$\xi_i = \frac{\tau_{*ci}}{\tau_{*ci0}} \quad (14)$$

ただし, $B_{*0} = 0.143$, $\tau_{*ci} = u_{*ci}^2 / sgd_i$, $\tau_{*ci0} = u_{*ci0}^2 / sgd_i$ である. u_{*ci0} は粒径 d_i の均一粒径の場合の限界摩擦速度で岩垣の式より求める.

粒径別浮遊砂濃度の連続式は次式で表わされる.

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t} (< c_i > h) + \frac{1}{B} \frac{\partial (Q < c_i >)}{\partial x} \\ & = q_{sui} - w_{fi} c_{bi} + \frac{q_x < c_{xi} >}{B} \end{aligned} \quad (15)$$

ここで, c_{bi} は河床付近の粒径別浮遊砂濃度, $< c_i >$ は水深平均の粒径別浮遊砂濃度, $< c_{xi} >$ は支川等からの横流入浮遊砂量の粒径別水深平均濃度である.

上式中の $< c_i >$ と c_{bi} の関係は以下に示す指数型の分布式により求める.

$$c_i = c_{bi} \exp(-\beta \xi) \quad (16)$$

ただし, $\beta = w_{fi} h / \varepsilon$, $\xi = z / h$, z は河床からの距離, ε は水深平均の拡散係数

($= k u_* h / 6$), k はカルマン適定数 ($= 0.4$), c_i は河床から z の距離における粒径 d_i の粒子の濃度である.

$< c_i >$ は (16) 式を河床から水面まで積分することにより次式となる.

$$< c_i > = \frac{1}{h} \int_0^1 c_i d\xi = \frac{c_{bi}}{\beta} (1 - \exp(-\beta)) \quad (17)$$

(17) 式が (15) 式中の $< c_i >$ と c_{bi} の関係である.

混合粒径における粒径別流砂の連続式は交換層における粒径別の流砂の交換, 河床の変動および河床変動に伴って新たに交換層に加わる粒径分布を考慮し次式で表わされる.

$$\delta \frac{\partial p_i}{\partial t} + p_i^* \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left[\frac{1}{B} \frac{\partial (q_{Bi} B)}{\partial x} + q_{sui} - w_{fi} c_{bi} - \frac{q_x c_{Bxi}}{B} \right] = 0 \quad (18)$$

ここで, $p_i^* = p_i$; $\partial \eta / \partial t \geq 0$

$$p_i^* = p_{i0} \quad ; \partial\eta/\partial t < 0, \eta_0 \leq 0$$

$$p_i^* = p_{im} \quad ; \partial\eta/\partial t < 0, \eta_0 > 0$$

ただし、 η は河床高、 δ は交換層（河床材料と流砂の交換が行われる層）の厚さ、 λ は河床材料の空隙率、 c_{Bxi} は粒径別横流入掃流砂濃度である．河床低下（ $\partial\eta/\partial t < 0$ ）の場合には交換層内の粒子と原河床（交換層より下の河床）の粒子が交換されるため河床の粒度分布を考慮する必要がある．

全流砂の連続式は全ての粒径の流砂の交換を考慮し次式で表わされる．

$$\begin{aligned} \frac{\partial\eta}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left[\frac{1}{B} \frac{\partial \sum_i (q_{Bi} B)}{\partial x} \right. \\ \left. \sum_i (q_{sui} - w_{fi} c_{bi}) - \frac{\sum_i (q_x c_{Bxi})}{B} \right] = 0 \end{aligned} \quad (19)$$

ただし、 $\sum_i$ は粒径別の量を合計した量であることを示す．

2.5.2 計算条件

計算条件は、表 2.2 に示すとおり河道形状、河床材料のデータが揃っている 2006 年（平成 18 年）を初期条件とし、1997 年から 2006 年までの過去 10 年間の実績流量と降雨量を 3 回繰り返すことで 30 年後の河床高を予測することとした。

計算区間は、図 2.19 に示すとおり藻岩取水堰（KP31.2）から雁来観測所（KP11.1）の区間とし、支川からの土砂流出量は提案モデルによる計算結果（図 2.20 参照）を与え、粒径分布は実測値とした。また、上流端とした藻岩取水堰の貯水池には掃流砂が全量堆積するものとし、浮遊砂成分のみ下流へ流出するものとした。

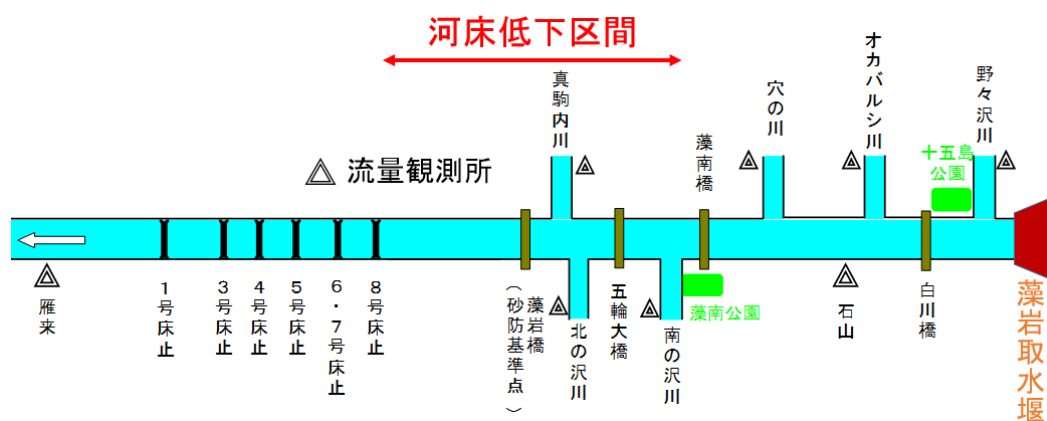


図 2.19 計算対象区間の模式図

表 2.2 計算条件

条件項目	実験条件	備考
初期河床形状	平成18年横断測量	
初期河床材料	平成18年調査結果	
流量・降雨量	各観測所の実績	1997～2006年の実績×3回
支川土砂流出量	土砂流出モデル	支川の粒径分布は実測
藻岩取水堰流出量	浮遊砂成分のみ流出	掃流砂は全量堆積と仮定

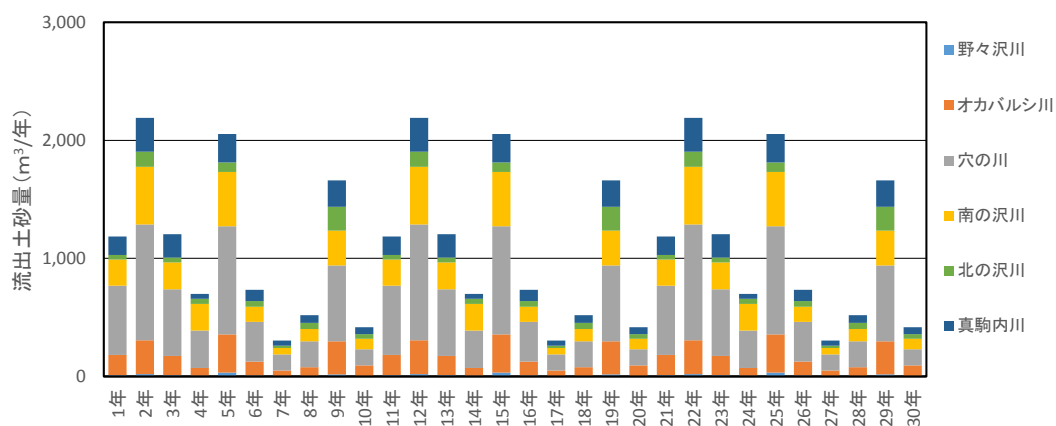


図 2.20 提案する土砂流出モデルによる対象6溪流の年流出土砂量

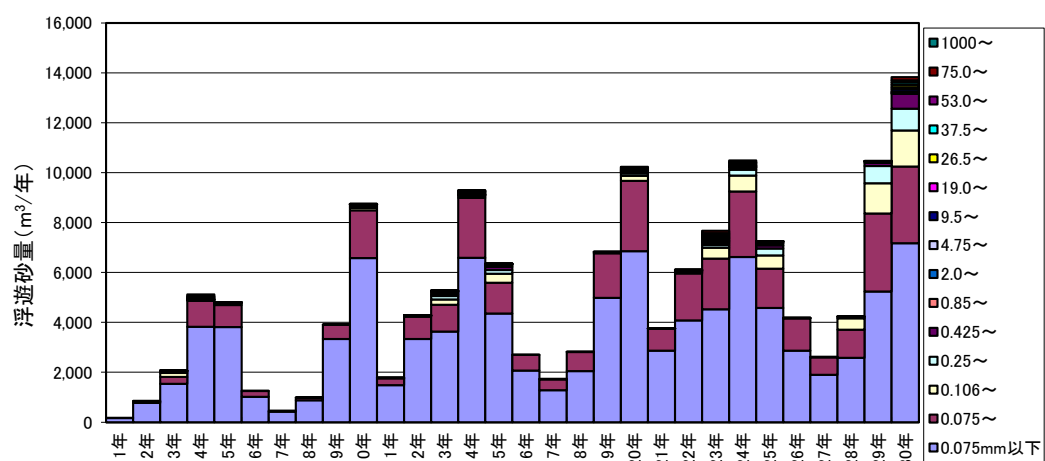


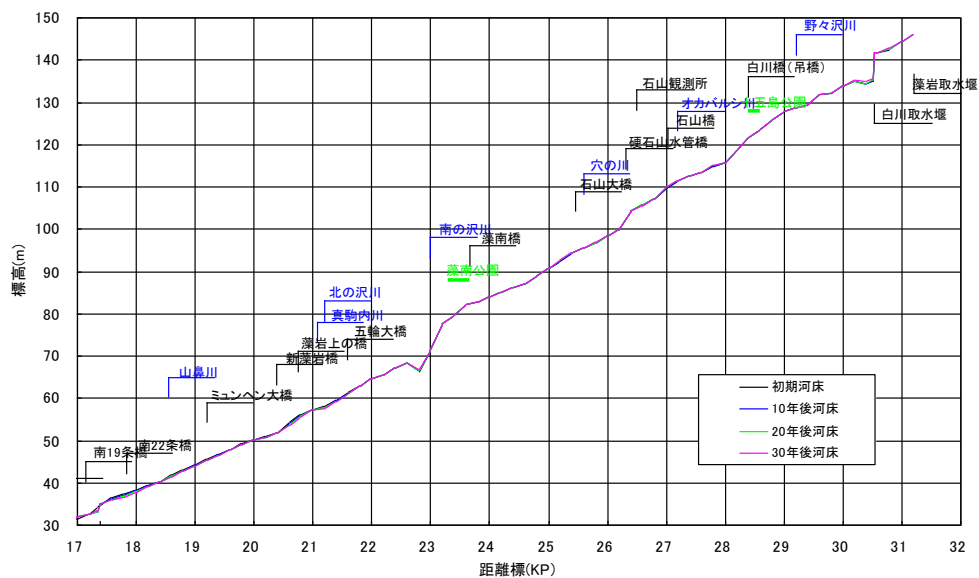
図 2.21 藻岩取水堰から供給する粒径別の浮遊砂量

2.5.3 予測結果

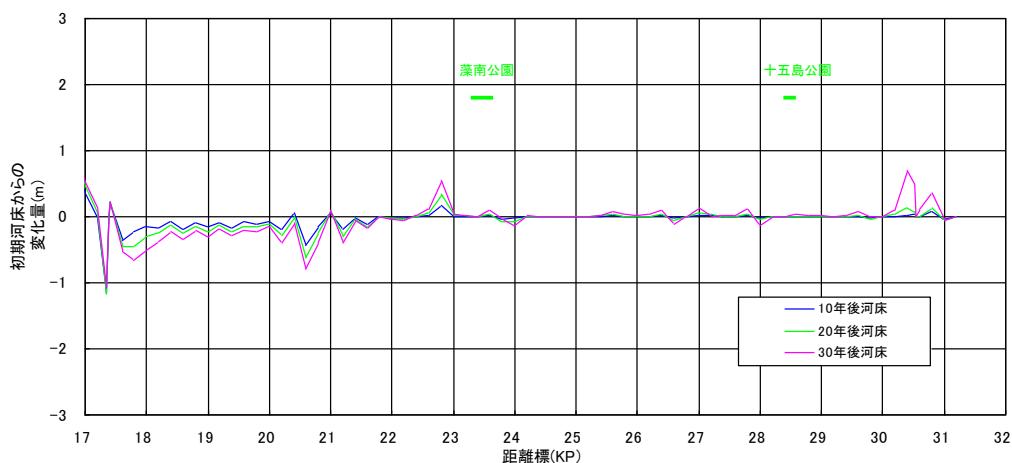
河床変動計算による 10 年毎の河床縦断面図と初期河床からの変化高の縦断面図を図 2.22 に示す。

藻岩取水堰より下流区間では KP21 から 8 号床止上流区間まで数十 cm オーダーの河床低下傾向（30 年後には平均で 0.5m, KP20.6 で最大 0.79cm の低下）を示しており，河床材料は細粒分の抜け出しによって粗粒化する結果が得られた（図 2.23 参照）。

砂防基準点（新藻岩橋）を通過する粒径別年流砂量を浮遊砂と掃流砂量に分けて図 2.24 に示す。これによると流砂量は 10 年周期で多くなる傾向を示し，予測期間の中では流量の大きな 10 年，20 年，30 年後の流砂量が多くなった。経年的に流砂量が多くなる原因としては，KP17.4～KP21.0 区間の河床低下が年々進行し下流へ流出する土砂量が経年的に多くなったものと考えられる。この河床低下は河床縦断面図からも読み取れる。



(a) 河床高縦断変化図



(b) 初期河床からの変化量縦断図

図 2.22 河床変動計算による河床高縦断変化図

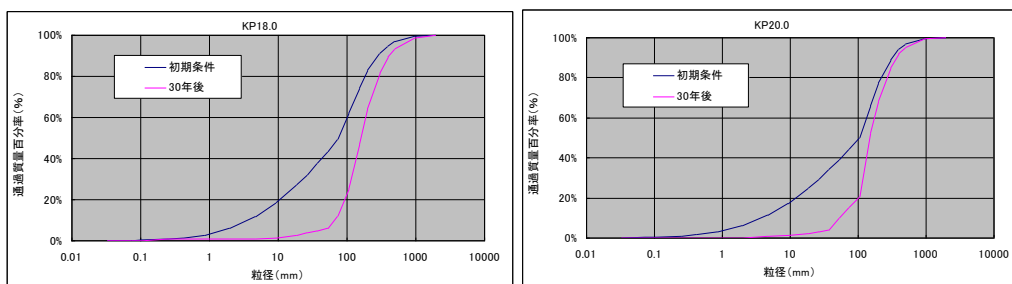
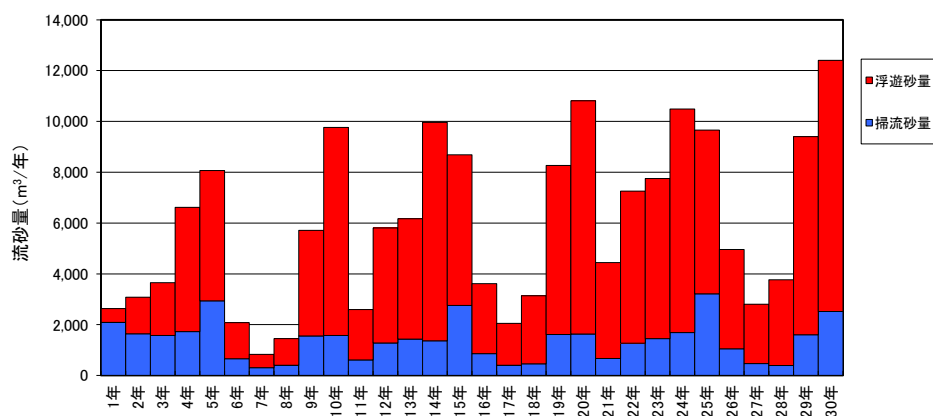
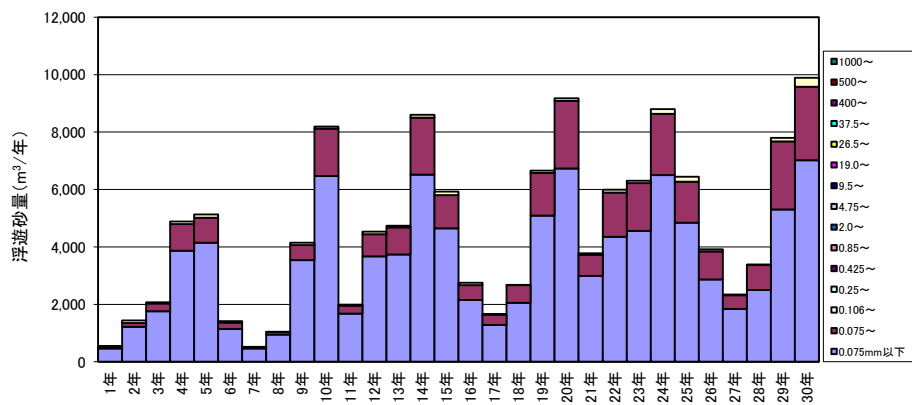


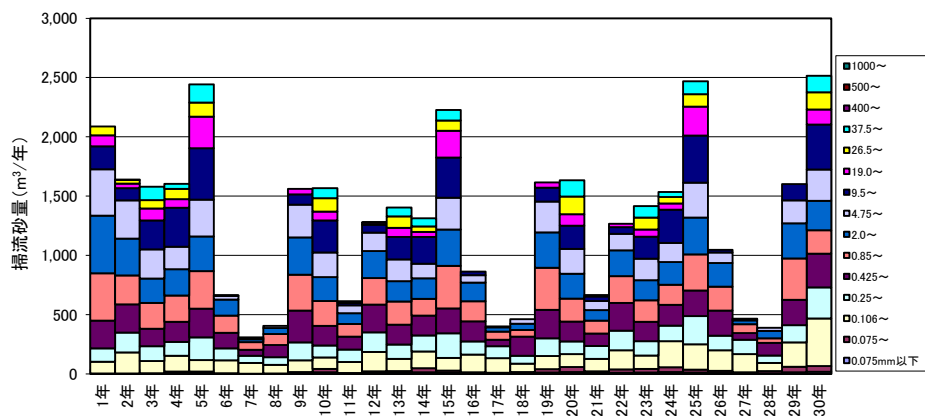
図 2.23 河床低下区間 (KP18, KP20) の粒径分布の変化



(a) 総流砂量 (浮遊砂量, 掃流砂量)



(b) 粒径別の浮遊砂量



(c) 粒径別の掃流砂量

図 2.24 河床変動計算による砂防基準点 (新藻岩橋) を通過する
粒径別の流砂量の経年変化

2.6 第2章のまとめ

本研究で得られた知見を以下に列記する。

- (1) 豊平川流域には、ダムや砂防が数多く建設されていて毎年数万 m^3 オーダーで堆砂が進行し、下流河道に何らかの影響を及ぼしている。洪水吐きゲートを有するダムは、洪水流とともに土砂を下流へ流している。しかしその土砂量は不明である。
- (2) 豊平川の中流部（KP17.4 から KP25.0 区間）では、著しい河床低下が見られ、河床砂礫の粗粒化や一部岩盤が露出し現在も侵食が進行している。
- (3) 土砂生産源として崩壊地面積の変化を組み込んだモデルを構築し、直轄砂防区域の 12 溪流の再現計算を行ない、砂防ダムや藻岩取水堰の堆砂実績と比較しモデルの有効性が確認できた。
- (4) 本研究で提案する土砂流出モデルと河床変動モデルを組み合わせた簡易なモデルにより河床低下区間の将来予測を行なった結果、KP17.4 から KP21.0 区間では河床低下が進行し河床材料が粗粒化する予測結果が得られた。
- (5) なお河床変動モデルの構築にあたり、河床低下区間の一部で確認された岩盤の取り扱いに注意する必要がある。例えば、KP23 付近にはニックポイントと呼ばれる滝のような遷急点があり 9 年で約 5m 上流に移動したという報告²³⁾がある。これを砂礫床のみを取り扱う河床変動モデルでは再現できないため岩盤侵食を考慮したモデルが必要である。

謝辞：本研究にあたって、2017 年 3 月に亡くなられた故山口甲元北海学園大学教授には多くのご助言、ご指導を頂きました。ここに期して謝意を表します。

第2章の参考文献

- 1) 河川審議会総合土砂管理小委員会:「流砂系の総合的な土砂管理に向けて」報告, 1998.
- 2) 中部地方整備局静岡河川事務所:安倍川総合土砂管理計画(案), 2013.
- 3) 相模川流砂系総合土砂管理推進協議会:相模川流砂系総合土砂管理計画, 2015.
- 4) 大丸裕武:完新世における豊平川扇状地とその下流氾濫源の形成過程, 地理学評論 8, vol.62(Ser.A), August 1989.
- 5) 芦田和男, 奥村武信:ダム堆砂に関する研究, 京大防災研究年報, 17 号 B, pp.555-570, 1974.
- 6) 土木学会:3.1.4 洪水時の流出土砂量, 水理公式集[平成 11 年版], pp.140-141, 1999.
- 7) 江頭進治, 松木敬:河道貯留土砂を対象とした流出土砂の予測法, 水工学論文集, 第 44 巻, pp.735-740, 2000.
- 8) 山野井一輝, 藤田正治:大規模な土砂生産および洪水後の土砂管理に関する研究, 土木学会論文集 B1(水工学)Vol.71, No.4, pp.I_961-I_966, 2015.
- 9) 萬矢敦啓, JACELDONE G., Catherine, 江頭進治, 岩見洋一:RRIS モデルの構築と川俣ダムにおける土砂流出現象の再現, 土木学会論文集 B1(水工学)Vol.73, No.4, pp.I_775-I_780, 2017.
- 10) 山口甲, 新庄興, 三田村一弘, 上野順也:豊平川の生産土砂量について, 土木学会北海道支部論文報告集, 第 55 号(B), pp.268-271, 1999.
- 11) 北海道開発局:石狩川水系豊平川河川整備計画, 2006.
- 12) 工藤拓也, 小西英敏, 金谷将志:豊平川における河道変遷と平成 23 年出水後の河道状況について, 北海道開発局技術研究発表会, 2012.
- 13) 上野順也, 山口甲, 金秀俊:河川流域の構成地質と岩石強度について, 土木学会北海道支部論文報告集, 第 53 号(B), pp.6-9, 1997.
- 14) 北海道河川防災研究センター:石狩川流域ランドスケープ情報, 1997.
- 15) 土木学会:1 次元流れと河床変動の計算, 水理公式集例題プログラム集[平成 13 年度版], p.17, 2001.
- 16) (財)北海道河川防災研究センター:”縦断形の予測法”, 河道設計論(案), 1989.
- 17) 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”, 土木学会論文報告集, 第 206 号, 1972.
- 18) 浅田宏:“山地河川の流砂量と貯水池の堆砂過程に関する研究”, 電力中央研究所報告, No.2,1976.

- 19) 岩垣雄一：“限界掃流力の流体力学的研究”，土木学会論文集,第 41 号，1956.
- 20) Itakura,T. and Kishi, T. ：“Open channel flow with suspended sediments .” Proc. of ASCE,HY8,1980.
- 21) Rubey,W.W.：“Settling velocity of gravel,sand and silt particles.” Amer.Jour.Sci.,25,1933.
- 22) 沖建，黒木幹男：“混合床上の浮遊砂量の算定式の検討”，土木学会第 40 回年次学術講演会講演概要集，1985.
- 23) 山口進，井上卓也，前田育彦，佐藤大介，清水康行：豊平川ニックポイントの現地調査および砂礫流入の再現実験による形状変動の考察，土木学会論文集 B1(水工学)Vol.73, No.4, pp.I_913-I_918, 2017.

第3章 河床低下対策の効果検証に関する水理模型実験

3.1 概説

高度成長期以降、治山・砂防事業、治水事業、水資源開発事業等により上流域からの土砂供給量の減少、砂利採取や河道掘削による直接的な改変により河床低下傾向となっている河川が増加しており、さらに河床低下が進行することで治水安全度低下（低水護岸の機能喪失等）や河川環境への悪影響（産卵床減少等）等が顕在化しており、早急な対応が求められている^{1), 2), 3)}。

豊平川では昭和 25 年～昭和 48 年にかけて急流河川特有の河床低下に伴う低水護岸や既設工作物の保護を目的とした床止め群の整備、昭和 46 年からは流路の安定化を目的とした河道の複断面化及び高水敷の造成といった様々な整備が行われてきた。その後 6・7 号床止より上流区間では、昭和 57 年頃から河床低下が進行し、特に KP17.4 の 8 号床止より上流区間では、湾曲部内岸の砂州上の樹林化の進行とともに対岸の局所洗堀が著しく、低水護岸の機能低下、根固めブロックの破壊・流失、橋脚基礎部の露出など構造物の安全性が損なわれており適切で効果的な対策が急がれる。

第 2 章で示したとおり KP17.4～KP21.0 区間では今後も河床低下の進行が懸念されることから、現況河床高の維持を目標として、石組帯工群の配置と樹林化した砂州の切り下げなどの複合的な対策工を検討している⁴⁾。

本研究では、河床低下が著しい区間を含む KP16.4～KP22.2 区間を対象に現地縮尺 1/40 の河道模型を製作し、河床低下対策として計画している①石組帯工群と②固定化した砂州の切り下げ対策の効果を検証する目的で水理模型実験を行った。

3.2 豊平川の現状

豊平川における河川整備は、札幌市街地の発展とともに行われてきた。明治 14 年の現況河道なりの堤防整備に始まり、昭和 25 年～昭和 48 年にかけて急流河川特有の河床低下に伴う低水護岸や既設工作物の保護を目的とした床止め群の整備、昭和 46 年からは札幌市の都市化に伴う河川空間の利用促進や堤防の保護、流路の安定化を目的とした河道の複断面化及び高水敷の造成といった様々な整備が行われてきた。

8 号床止より上流区間(KP17.4～KP21.4)は、河床勾配 1/160 の急流区間となっているが、床止工などの横断工作物による河床低下を抑制する対策は実施していない。また、五輪大橋付近 (KP21.4) から上流域では、かつて砂礫に覆われていたが、現在は一部の河床表層に砂礫が残存しているものの岩盤が露出した状況となっている (図 3.1)。

昭和 56 年頃までの低水護岸整備後、昭和 56 年 8 月出水を経て、河道内の堆積土砂で形成される寄州と滯筋の比高差が拡大し、砂州上の堆積と対岸の洗掘の進行により流路が固定され、砂州上への冠水頻度が低下し樹林化を促進した(以降、二極化)。

図 3.2 に昭和 56 年洪水前の河床高 (昭和 46・47 年測量) に対する最深河床高の縦断形の経年変化を整理した。二極化の進行によって最深河床高は経年的に低下傾向を示し、南 22 条橋や新藻岩橋では橋脚基礎まで達していることがわかる。

図 3.3 に示す通り KP19.8 周辺は、二極化の進行により流路が固定され、砂州上への冠水頻度も低下し砂州上の樹林化を促進させている。

床止め上流区間は過去の洪水により河岸侵食が生じたことから河岸を護岸で防御している。護岸整備箇所では前面の河床低下により洪水時に護岸の被災が生じた場合、堤防が決壊に至る可能性があり、その場合札幌市街地に甚大な浸水被害が生じる。その対策として昭和 62 年から護岸基礎を継ぎ直す工事 (根継ぎ護岸) を継続的に実施している⁴⁾。

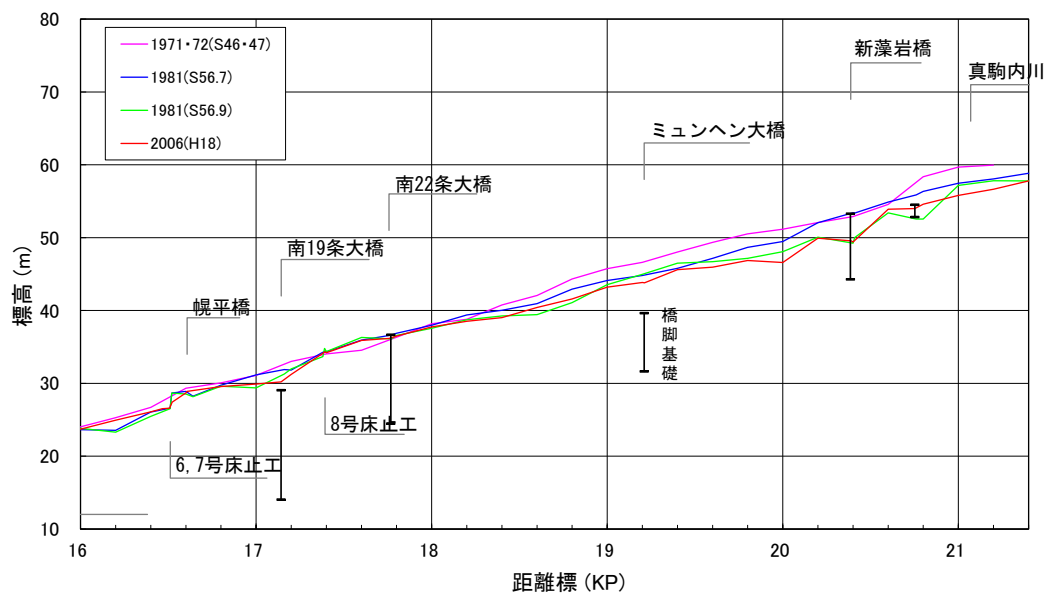


(a) 藻南公園より下流部の河床低下と露岩状況 (KP22.2 付近)

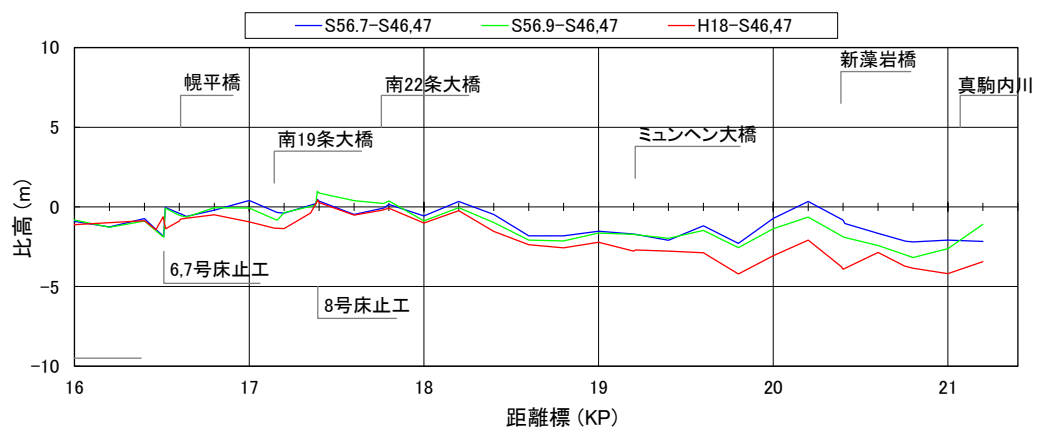


(b) 五輪大橋直下流部の露岩状況 (KP21.5 付近)

図 3.1 砂礫が流出し岩盤が露出している状況 (2019年)



(a) 最深河床高の縦断図

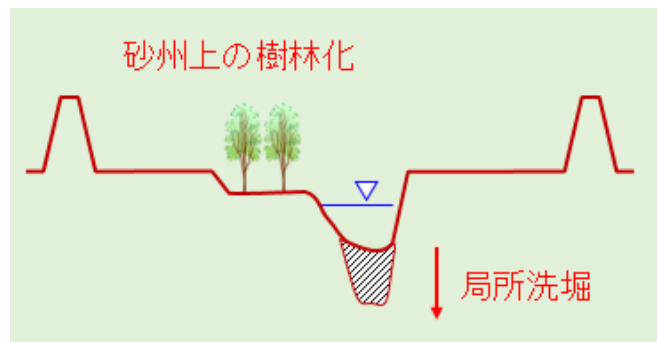


(b) 最深河床高の基準年からの変化高の縦断図

図 3.2 KP16.0からKP21.4区間における基準年（昭和46・47年）からの
最深河床高の縦断形の変遷

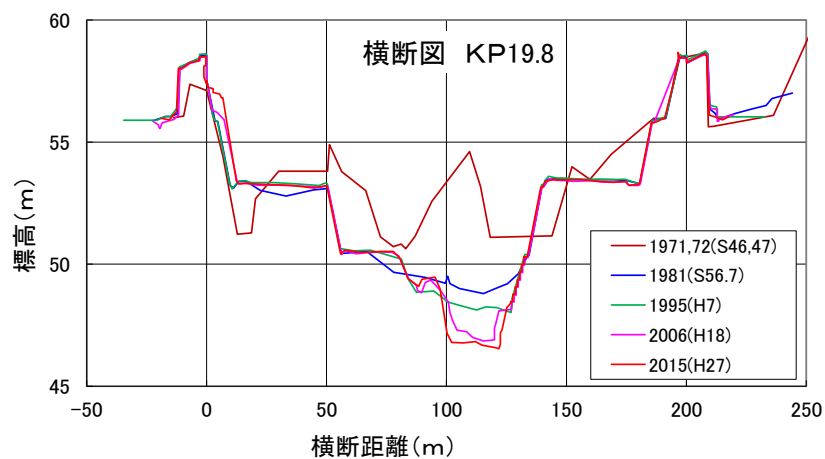


(a) 砂州上の樹林化と局所洗掘箇所の様子



(洗掘箇所に洪水流が集中しさらに洗掘が進行する)

(b) 砂州上の樹林化と局所洗掘進行のイメージ



(c) KP19.8地点の横断形状の変遷

図 3.3 砂州上の樹林化と局所洗掘の進行状況

3.3 河床低下対策の水利模型実験

KP17.4 (8号床止) より上流区間における河床低下対策を進めるにあたって、大型模型実験 (1/40 縮尺) により対策工の効果を検証する。豊平川における河床低下対策としては、現状の応急的な対策として、河床の低下に合わせて低水護岸の機能を損失する箇所を根継ぎする護岸根継ぎ、河床低下を抑制する対策として、現況の河床高を維持するための帯工設置、床止めを設置することにより土砂を捕捉し河床低下を抑制する床止工設置が考えられる。

既往検討⁵⁾より帯工設置案は、根継ぎ箇所が少なるため対策効果が高く、さらに、落差が生じないため魚類の移動等環境への影響も少なく有効であることから対策工として選定されている。また、二極化が進行し経年的に河床低下が進行している KP19.4～20.2 区間の湾曲部については、複合的な対策として湾曲部内岸 (左岸側) の樹林化した砂州を切り下げることとしている⁵⁾。

これまでの数値シミュレーションでの検討結果から図 3.4に示すように、現在施工済みの石組帯工2基に新たに5基の石組帯工を設置し、KP19.4～KP20.2右岸の樹林化した固定砂州を掘削し切り下げること、将来の河床低下を抑制できると考えられている。



対策工配置案 [青表記:既設、赤表記:計画], 北海道開発局

※図中、青表記が現在設置済みの対策工で、赤表記が計画中の配置案

図 3.4 河床低下対策工の配置案

3.3.1 実験施設の概要

大型模型水路は、寒地土木研究所が所有する石狩水理実験場に製作し、実験装置の縮尺は歪みのないフルード相似則に基づく 1/40 の縮尺模型で、水路の延長は約 150m、水路幅（堤間）は約 4m である。横断方向は堤防間、縦断方向は河床低下対策の対象区間（KP17.4～KP21.2）を含む KP16.5(6・7 号床止上流)～KP22.0 とし、KP21.0 に合流する延長 10m の真駒内川を含めて模型を製作した（図 3.5）。

堤防と高水敷をモルタルで固定し、河床部には現地と相似になるよう粒度調整した河床材料を敷き詰め、岩盤が露出した区間（KP21.2 より上流区間）の河床部は洗掘しない岩盤床としモルタルで製作した。また、河床変動に影響を与える河道内の構造物である橋脚及び床止工模型は木材で製作し、帯工本体模型は現地石組み構造を模して板材に礫をアーチ状に貼り付け、護床工模型は根固めブロックと同等な機能を有する形状で製作し、これを針金で接続して屈撓性を有する構造のブロック群模型を敷設した（図 3.6）。

水理模型実験は、①現況対策（図 3.4 による青表記の帯工③、④及び KP18.5 から 18.8 区間の砂州切り下げ）と②複合対策（図 3.4 による赤表記の石組帯工 5 基及び KP19.4 から KP20.2 区間左岸の砂州切り下げ）の 2 ケース実施した。

3.3.2 実験条件

実験条件を表 3.1、フルードの相似則を表 3.2 にまとめて示す。

対策工検証実験では、長期的な河床変動の進行過程と、短期的（洪水時）な河床変動が把握できるように実験流量を設定した。長期的な河床変動を把握する場合、比較的出水頻度の高い流量条件の定常流実験による検討が実施される^{1), 6)}ことから平均年最大流量を現地で 30 年間に相当する 48 時間通水することとした。

この実験時間の 48 時間とは、現地で 30 年間に流れる総流砂量と平均年最大流量で流れる流砂量を等流計算で算出し、フルードの相似則（表 3.2 参照）で縮尺換算した時間である。その後、整備計画目標流量（河川整備基本方針で定めた目標に向けて段階的に整備を進めて、戦後最大規模の洪水を安全に流すことを目標とする流量）を通水し、大規模出水による対策の効果と影響を確認することとした。また整備計画目標流量における実験流量は、実験対象区間の代表粒径での無次元掃流力 τ_* が 0.05 以上となる $400\text{m}^3/\text{s}$ 以上の流量を対象に実験流量ハイドログラフを設定した。

初期河床高は平成 27 年測量の横断形状とし、河床材料は平成 23 年出水前後の調査結果より平均的な粒度分布形を全区間に与えた。なお、河床低下対策工として現地で施工済みの KP19.06 と KP19.38 の石組帯工 2 基及び KP18.5～18.8 右岸の砂州切り下げは、現況対策の実験に反映している。

3.3.3 計測の方法とタイミング

実験は、平均年最大流量相当（流量 $482.5\text{ m}^3/\text{s}$ ）を定常流で 48 時間（16 時間通水すると現地で 10 年間に相当し、それを 3 回通水する）流し、その後、整備計画目標流量（ピーク流量 $1,818\text{ m}^3/\text{s}$ ）を非定常流で 5 時間流した（図 3.7）。

流砂の発生源を特定するために対策工毎に異なる色に着色した砂礫を河床に設置し、通水中に着色された砂礫の流下過程や分散の特性を把握するため写真とビデオ撮影で監視した。大規模洪水時には、局所洗掘により橋脚の安全性の低下が懸念されるため、橋脚前面の河床に金属棒を刺し、これに通したリングを初期河床面に設置し、洪水後にリングの深さを計測した（以後、リング法）。また、通水前後に河床高の 3 次元点群データを取得し、河道全体の河床変動量を定量化し、長期的かつ大規模洪水時における河道の安定や対策の効果を検証した。

表 3.1 河床低下対策の実験条件

項目		実験条件	備考
初期条件	河床形状	平成27年測量成果	最新測量成果
	河床材料	平成23年の平均	全区間同一材料
上流端条件	流況	①定常流＋②非定常流	
	流量	①平均年最大流量(30年間相当) ②整備計画目標流量相当(1洪水)	
	流量観測所	雁来(KP11.10)	
	給砂量	豊平川、真駒内川ともに給砂なし	
対策工条件	対策工	①無対策:帯工2基＋砂州切り下げ ②複合対策:帯工7基＋砂州切り下げ	
その他	支川合流	真駒内川	真駒内川合流前後の計画流量配分比
	河川工作物	橋脚、床止工、樹林帯等	8号床止は改修後形状

表 3.2 水理模型実験のフルードの相似則

物理量	縮尺	縮率	模型	実物	備考
水深(m)	λ	1/40	0.025	1.0	
面積(m ²)	λ^2	1/1,600	0.0625	100.0	
流速(m/s)	$\lambda^{1/2}$	1/6.324	1.581	10.0	
流量(m ³ /s)	$\lambda^{5/2}$	1/10,119	0.0477	482.5	平均年最大流量
マンニングの粗度係数(m ^{-1/3} /s)	$\lambda^{1/6}$	1/1.849	0.0189	0.035	
時間(T)	$\lambda^{1/2}$	1/6.324	9分29秒	1.0時間	
流砂量(m ³ /s)	$\lambda^{5/2}$	1/10,119	5.517E-05	0.558	平均年最大流量時



図 3.5 真駒内川合流点付近の模型実験の様子



図 3.6 現地で施工された石組構造の帯工を縮尺1/40模型で再現

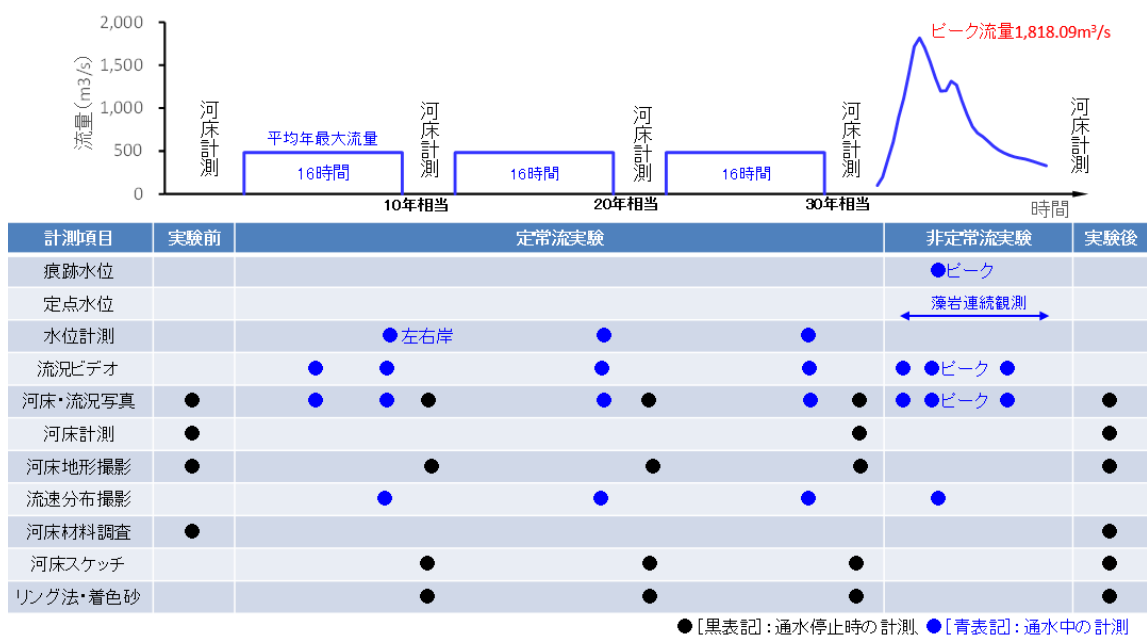


図 3.7 実験流量と各種計測のタイミング

3.4 結果と考察

3.4.1 河床変動

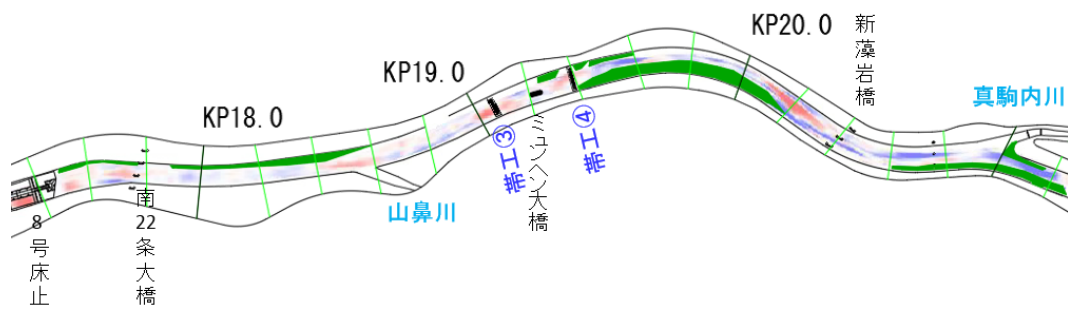
平均年最大流量 48 時間通水後（現地 30 年相当）では、二極化が進行し経年的に河床低下が進行している湾曲部の河床変動量をみると、複合対策は現況の対策に比べて約 52 千 m^3 （15%程度）河床低下を抑制できた（図 3.8, 図 3.10）。また、上流部でも同様に河床低下が抑制され、石組帯工⑥上流の新藻岩橋及び帯工⑦上流の藻岩上の橋において河床低下を抑制し対策工としての有効性が確認できた。

一方、複合対策により石組帯工を複数設置し上流から流出する流砂を抑制したことで、ミュンヘン大橋や南 22 条大橋付近では若干河床低下が生じているものの、検討区間全体では約 44 千 m^3 河床低下を抑制することが分かった。

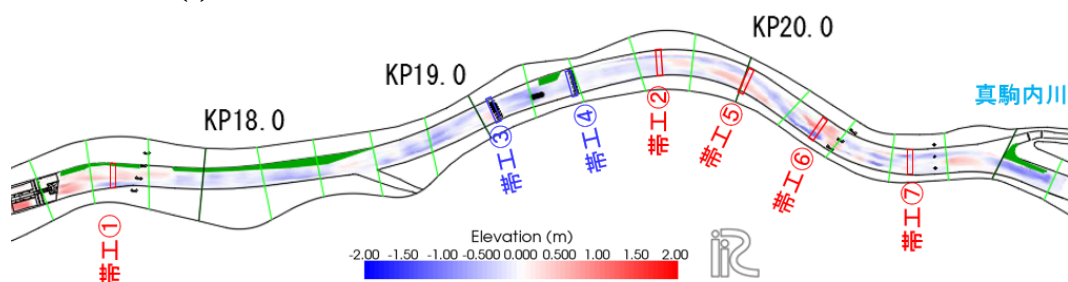
整備計画目標流量通水後には、検討区間全体では約 65 千 m^3 河床低下を抑制し、湾曲部についても約 43 千 m^3 河床低下を抑制する結果となった（図 3.9, 図 3.11）。ただし、湾曲部外岸側での洗掘及び内岸側での土砂堆積が生じ、河川横断上比高差が生じる結果となった。また、藻岩上の橋上流から真駒内川合流点付近までの帯工対策を実施していない区間において著しい河床低下が生じた。

平均年最大流量（30 年相当）流下後と同様に湾曲部より下流のミュンヘン大橋及び南 22 条大橋については河床低下が進行する結果となった。対策工実験における帯工⑥下流の KP20.3 について、平均年最大流量（30 年相当）流下後で下流の砂州の影響を受け滞筋が偏り、流れの集中による局所洗掘が確認された。

現況対策での河床低下が著しい新藻岩橋周辺（KP20.39）について、対策工における整備計画目標流量流下後の最深河床低下量は現況対策に比べ、0.65m 程度河床低下を抑制する効果が見られたが、橋梁橋脚部ではフーチング基礎高（標高 53.11m）以下の洗掘が確認された（図 3.12）。

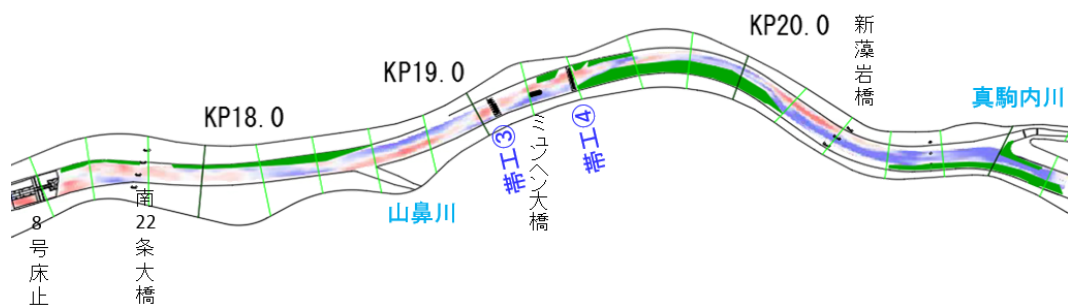


(a) 現況対策（現況対策：石組帯工2基+砂州切り下げ）

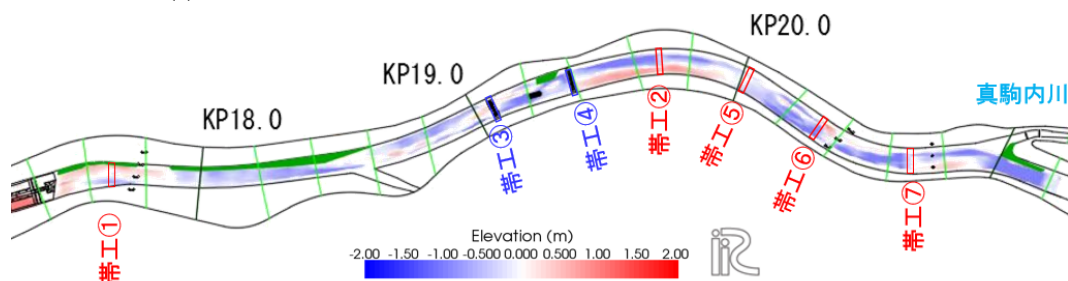


(b) 複合対策（石組帯工7基+砂州切り下げ）

図 3.8 平均年最大流量通水後（現地で30年間に相当）の初期河床高からの変動高コンター図（赤が堆積，青が洗掘）

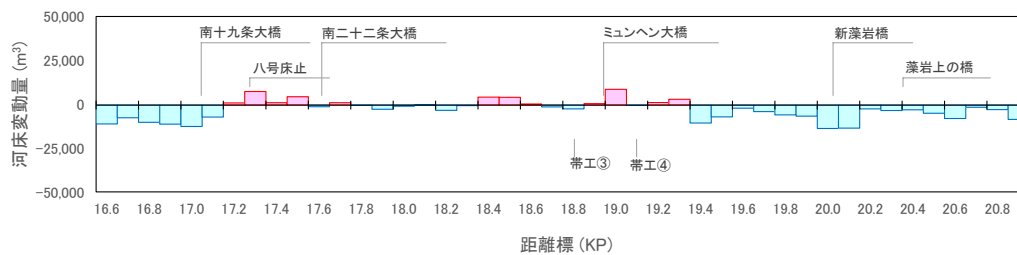


(a) 現況対策（現況対策：石組帯工2基+砂州切り下げ）

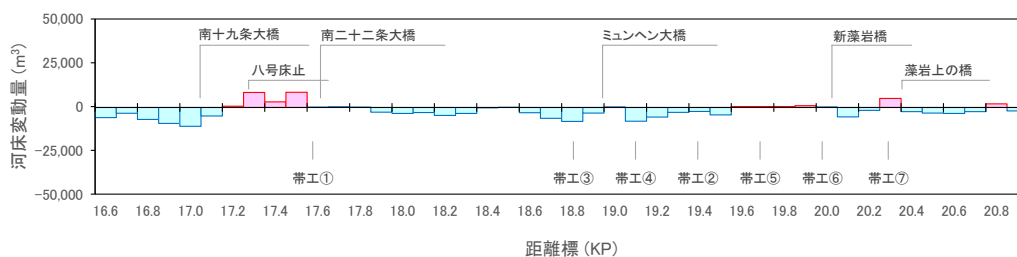


(b) 複合対策（石組帯工7基+砂州切り下げ）

図 3.9 整備計画目標流量通水後の初期河床高からの変動高コンター図（赤が堆積，青が洗掘）

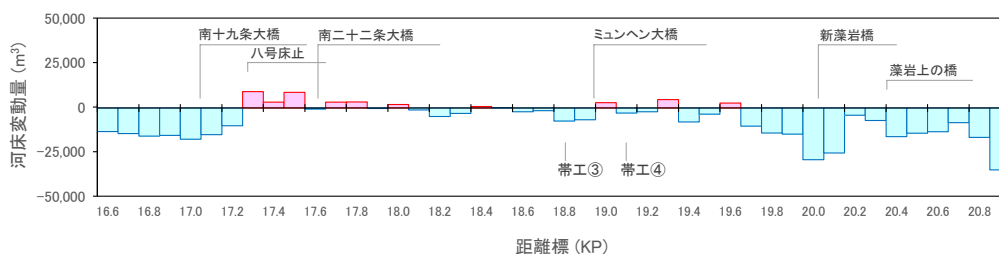


(a) 現況対策（現況対策：石組帯工 2 基＋砂州切り下げ）

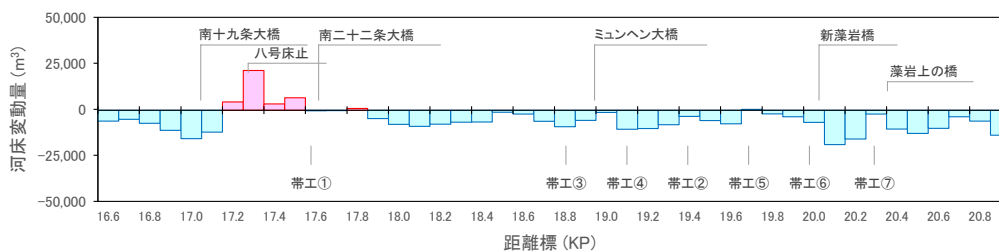


(b) 複合対策（石組帯工 7 基＋砂州切り下げ）

図 3.10 平均年最大流量通水後（現地で30年間に相当）の河床変動量



(a) 現況対策（現況対策：石組帯工 2 基＋砂州切り下げ）



(b) 複合対策（石組帯工 7 基＋砂州切り下げ）

図 3.11 整備計画目標流量通水後の河床変動土砂量



(a) 平均年最大流量通水後（現地で30年間に相当）の河床状況



(b) 整備計画目標流量後の河床形状

図 3.12 実験終了時の新藻岩橋周辺の河床状況

3.4.2 着色砂の分散・移動状況

流砂の発生源を特定するために対策工毎に異なる色に着色した砂礫を河床に設置し、通水中に着色された砂礫の流下過程や分散の特性を把握するため空中写真と目視で着色砂を追跡調査した。着色砂は、KP18.4～19.2 右岸（砂州切り下げ）がイエロー、KP19.4～20.2 左岸（砂州切り下げ）がブルー、試験帯工④直下流がピンク、最上流に設置する帯工⑦直下流がグリーンに着色した砂を厚さ 10cm（現地で 4m）で敷設した（図 3.13 参照）。

各対策工から流出した着色砂が移動分散しながら流下・堆積する過程を直接的に追跡した結果を図 3.14 のオルソ画像に整理した。

これによると着色砂は、時間経過に伴い徐々に下流へ分散・移動・堆積し、また、砂州切り下げ区間では着色砂の流出量は少なく、上流から流れてきた無着色の砂の堆積を確認した。また整備計画後には、図 3.15 に示すとおり全ての礫が 8 号床止めまで達しており、堆積に寄与していることが分かった。

3.4.3 石組帯工直下流の河床変動

構造物周辺の安全性を評価するには洪水時の最大洗掘深の把握が重要である。そこで実験後に石組帯工直下の着色砂設置部を掘削し、洪水ピーク時の最大洗掘深と洪水減水時における埋め戻しによる堆積厚を直接的に把握した（図 3.16）。ピンクの着色砂上には、整備計画目標流量後に上流から流れてきた黒色砂の堆積を確認できた（図 3.16(b)参照）。これは、洪水ピーク時に図 3.16(c)に示す赤丸の箇所まで洗掘し、その後減水期に現地の値で 0.3m から 2.3m 程度の埋め戻しがあったと推察される。

現況と複合対策の水位計測の結果から平均年最大流量流下時のマンニングの粗度係数を逆算して求めて縦断面図に整理した。区間の平均で評価すると現況では粗度係数が 0.037 に対して対策後のほうが 0.040 と大きくなっている。これは河床低下対策として石組帯工群を設置したことで河床粗度が大きくなり、それによって河床底面近傍の流速が抑制され、再堆積を促したと推察される。

また既往研究⁷⁾によると、石組構造とした場合、河床底面近傍の流速が小さくなり流況が安定するという報告があることから、石組帯工の効果で河床が安定したと推察される。

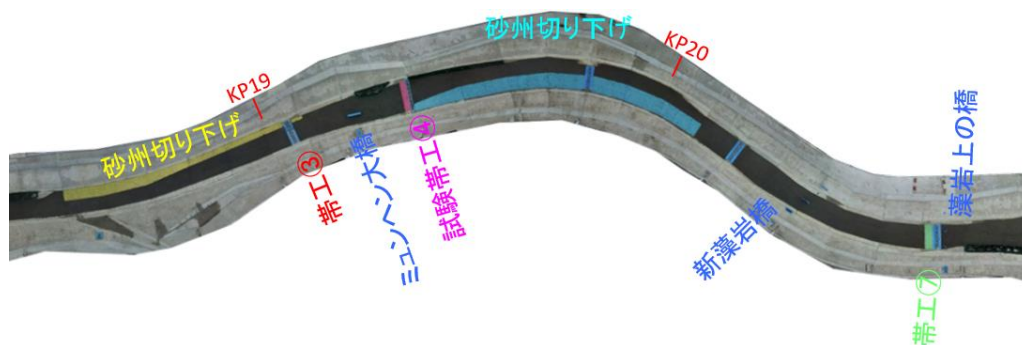
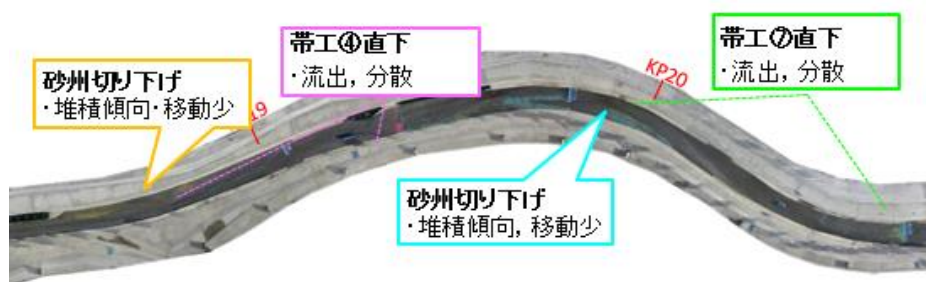
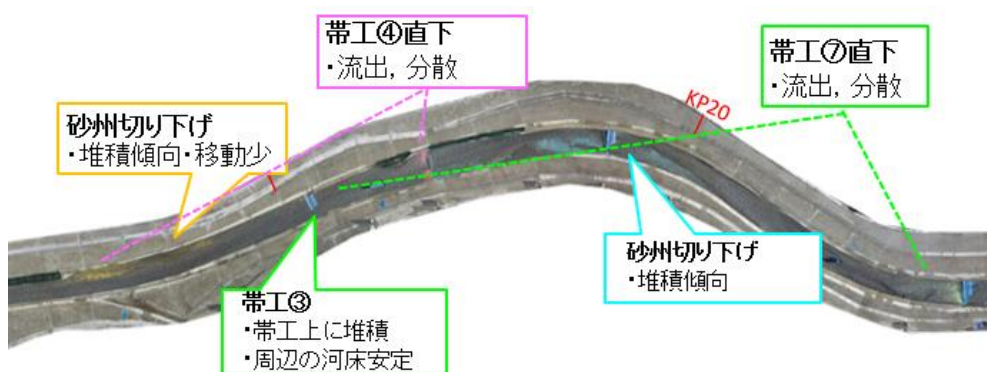


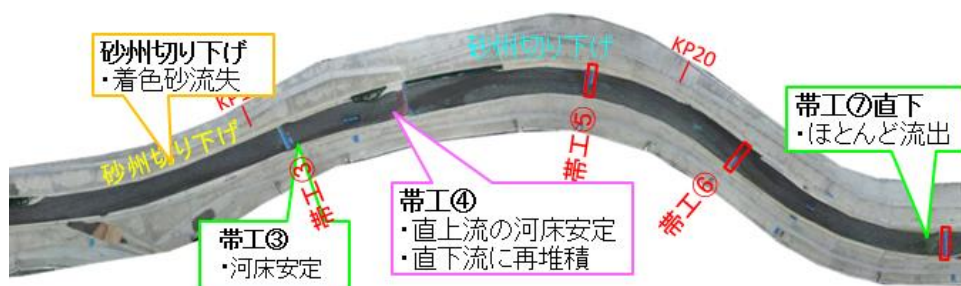
図 3.13 通水前の着色砂の設置状況（複合対策）



(a) 現地の 10 年後相当



(b) 現地の 30 年後相当



(c) 整備計画目標流量通水後

図 3.14 対策工に敷設した着色砂の移動・分散状況

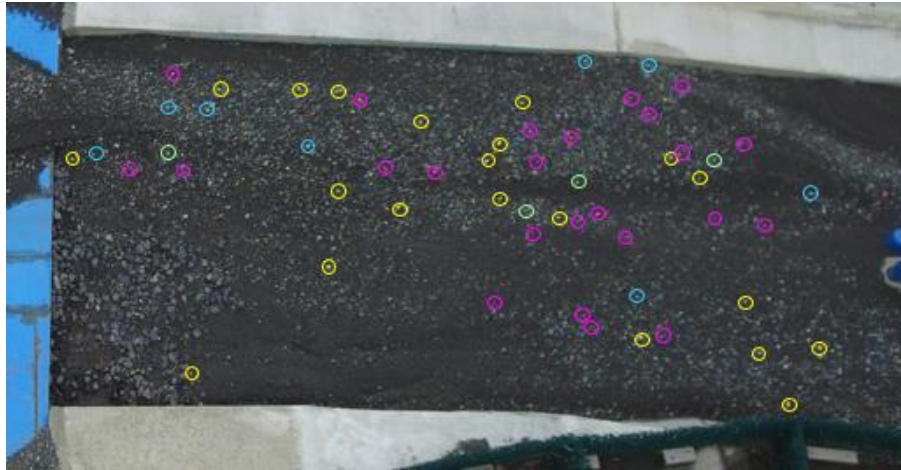


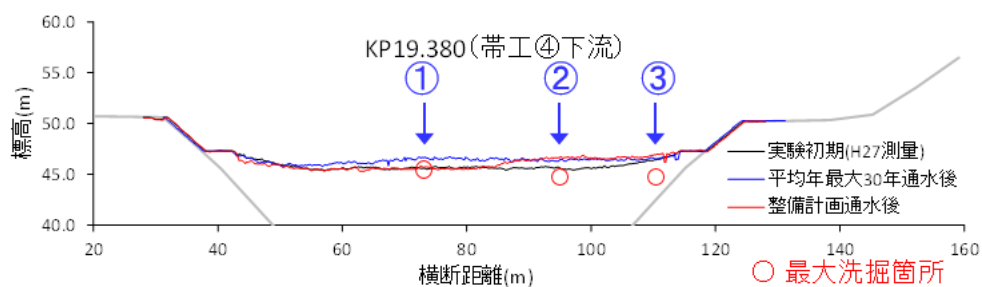
図 3.15 現地で30年相当通水し，さらに整備計画目標流量によって8号床止工まで流送された着色砂の堆積状況



(a) 整備計画目標流量通水後の河床状況 (左：掘削前，右：掘削後)



(b) 掘削後の堆積厚の計測状況



(c) 帯工④直下流の河床横断面図 (赤丸が最大洗掘箇所)

図 3.16 石組帯工④直下流の最大洗掘と再堆積の状況

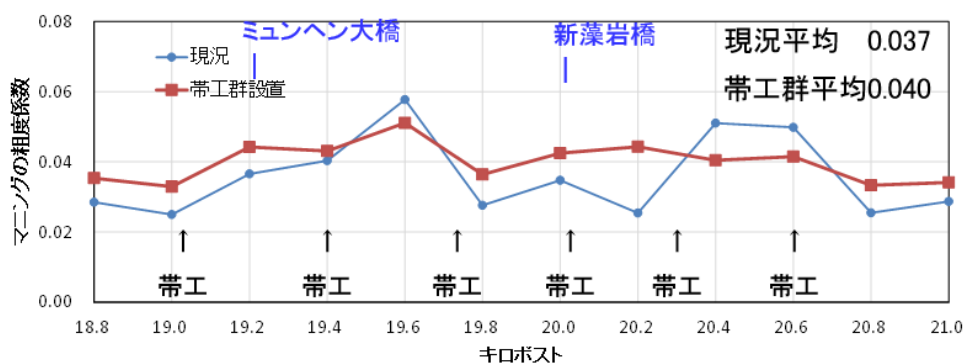


図 3.17 実験結果から逆算して求めたマンニングの粗度係数の縦断面図

3.4.4 橋脚前面の最大洗掘深

大規模洪水時には、局所洗掘により橋脚の安全性の低下が懸念されるため、橋脚前面の河床に金属棒を刺し、これに通したリングを初期河床面に設置し、洪水後にリングの深さを計測した（図 3.18）。ミュンヘン大橋では、現地で 1.4m（模型で 3.5cm）の埋め戻しが確認できた。この現象は平均年最大流量実験時には、リングは河床面に露出していたため、整備計画目標流量ピーク付近で一旦洗掘し、洪水減水期に再堆積したものと推察される。



(a) 実験後の橋脚周辺の河床変動状況



(b) 掘削後の状況

図 3.18 ミュンヘン大橋前面のリング法による最大洗掘深の計測状況

3.5 第3章のまとめ

本研究で得られた知見を以下に列記する。

- (1) 石組帯工 7 基の設置と砂州切り下げによる複合対策では、平均年最大流量規模の出水では河床低下を抑制する効果が確認できた。ただし、整備計画目標流量規模の出水では、真駒内川合流付近や河道湾曲部の石組帯工直下流で洗掘が生じることから、石組帯工の設置位置や構造上の更なる検討が必要と考えられる。
- (2) 対策工の影響範囲を直接把握するため対策毎に異なる色の着色砂を敷設し追跡調査した。着色砂は、時間経過に伴い徐々に下流へ分散・移動・堆積し、また、砂州切り下げ区間では着色砂の流出量は少なく、上流から流れてきた黒色の砂が堆積しているのが確認できた。
- (3) 構造物周辺の安全性を評価するには洪水時の最大洗掘深の把握が重要と考え、実験後に石組帯工直下の着色砂を掘削し、洪水ピーク時の最大洗掘深と洪水減水時における再堆積を直接的に確認できた。この再堆積は、石組構造により河床底面近傍の流速が小さくなり流況が安定したためと推察される。
- (4) また橋脚前面の河床に金属棒を刺し、これに通したリングを初期河床面に設置し、洪水後にリングの深さを計測するリング法により、橋脚前面の洪水中の最大洗掘深とその後の埋戻しによる堆積厚を時系列で把握できた。

第3章の参考文献

- 1) 山口昌志, 柿沼孝治, 井上卓也, 清家拓哉, 加藤一夫: 軟岩洗掘を考慮した大型模型実験を用いた河床低下対策手法の評価について, 土木学会論文集 B1 (水工学), 70(2), I_727-I_734, 2017.
- 2) 廣野 太志, 柴田 亮, 福岡 捷二, 後藤 岳久: 砂河川斐伊川の河床低下, 低水路幅の縮小化と是正のための今後の対応, 河川技術論文集, 第 23 巻, pp.507-512, 2017.
- 3) 濱木道大, 戸村翔, 渡邊康玄, 井上卓也, 安田裕一, 古溝幸永: 水理模型実験と現地試験施工を踏まえた軟岩露出河川に対する河床低下対策工の検討, 河川技術論文集, 第 23 巻, pp.477-482, 2017.
- 4) 山上 翔吾, 渡邊 一靖, 中嶋 啓真: 豊平川の河道特性に応じた河川改修について, 第 63 回(2019 年度) 北海道開発技術研究発表会論文, 2020.
- 5) 金谷 将志, 山下 彰司, 高橋 慶久: 豊平川上流における河床洗掘対策について, 第 54 回(2010 年度) 北海道開発技術研究発表会論文, 2011.
- 6) 建設省土木研究所河川部河川研究室: 土木研究所資料 河川水理模型実験の手引き, 1989.
- 7) 原田守啓, 高岡広樹, 大石哲也, 萱場祐一: 新しい河道安定工法の実用化に向けた調査研究の取り組み, 河川技術論文集, 第 19 巻, pp.87-92, 2013.

第4章 構造物周辺の河床低下対策に関する水理模型 実験による研究

4.1 概説

河川における様々な構造物周辺では、洪水時に急激な流れの変化が発生し局所洗掘をもたらす。河道内に設置される橋脚は、河床低下やその周辺の砂礫の洗掘によって変形、転倒などの被害がもたらされている例が少なくない^{例えば1),2),3)}。橋梁被害の特徴を分類すると、設計時に想定した外力を大きく超えた超過外力によるもの、橋脚や橋梁に集積した大量の流木が要因となる河積阻害によるもの、出水時に橋脚の沈下や傾斜等を促す河床洗掘によるものがある¹⁾。また、大規模な流路変動や河岸浸食による橋梁の被災事例も多く報告³⁾されている。

近年、全国の多くの河川は、河床低下の進行に伴い河床砂礫が流失し、露出した軟岩層（土丹層）の局所侵食が、河川構造物の安全性の低下、変形、転倒などの被害をもたらす河道管理上の大きな問題となっている^{4),5),6)}。特に軟岩河床は、流砂の衝突による侵食（磨耗）に対して脆弱であり、その侵食速度は驚くほど速く、一旦侵食すると元の形状に復元されることはない⁶⁾。

図 4.1 には、橋脚周辺の砂礫が抜け出し橋脚基礎が露出した事例、図 4.2～図 4.4 には平成 28 年 8 月北海道豪雨災害における構造物周辺の被災事例を示す。

砂礫河川においては、橋脚周辺の局所洗掘に関して多くの研究がなされており、洗掘機構についてはかなり明らかになっている^{7),8)}など。また多くの河川構造物の構造令や設計基準^{2),9)}などは、砂礫河川を前提としている。しかしながら、軟岩床上に存在する橋脚周辺の侵食機構は把握されておらず、侵食を抑制するための対策の基準も定まっていない。

本研究では、橋脚周辺の岩盤床の侵食機構解明に着目し、この局所侵食現象を水理模型実験により明らかにするとともに、根固めブロックなど 3 種の工法による侵食対策工の効果を検証することを目的とする。



図 4.1 豊平川新藻岩橋の橋脚基礎が露出している状況（2018年）



図 4.2 2016年8月北海道豪雨災害における戸蔭別川
戸蔭大橋の橋梁の被災状況



図 4.3 2016年8月北海道豪雨災害における然別川
風雲橋の橋梁の被災状況



図 4.4 2016年8月北海道豪雨災害における然別川
万年頭首工下流の被災状況

4.2 実験方法

4.2.1 実験条件

実験水路は、寒地土木研究所にある可傾斜水路で水路幅 0.5m、水路長 20m の直線水路である。実験条件を表 4.1 に示す。実験条件は、現在河床低下対策¹⁰⁾を検討している石狩川上流 (KP159.0~KP165.0) の縮尺 50 分の 1 で設定しており、流量は平成 23 年 9 月洪水流量に相当する 11.4ℓ/s、等流水深は 4.6cm、水路勾配は 1/250 で水理実験の通水時間は各ケース 8 時間である。

図 4.5 に示す水路長 20m のうち上流から 12m から 17m までの 5m 区間の水路床は、厚さ 10cm の軟岩を模したモルタル (以後軟岩モルタルと呼ぶ) で製作し、その配合は 1 : 150 : 24.8 (白セメント : 6 号硅砂 : 水) である。このモルタル床は、現地軟岩 (石狩川上流) と同等の侵食速度¹⁰⁾ になるように設定しており、流水のせん断力のみでは侵食せず、主に流砂の衝突によって侵食する強度になっている。軟岩ペネトロ計 (丸東製作所 SH-70) で軟岩モルタルの強度を計測し、それを一軸圧縮強度に換算すると 0.04~0.21MPa の値を示した。

図 4.6 に示す形状の橋脚模型を水路中央に 1 基設置する。橋脚模型は、石狩川上流の KP160.1 に設置している秋月橋 (図 4.1 参照) をモデルとする。この橋脚は、細長い楕円形状で流水の乱れを極力小さくできる構造となっている。なお本実験の橋脚による河積阻害率は 6% である。

土砂供給は、平均粒径 1.1mm の硅砂を人力でばらつきがないように投入し、給砂量は 2.92ℓ/10 分 (空隙率は 0.4 として算出) である。この給砂量は、芦田・道上⁸⁾ の掃流砂量式から算出した砂礫床上で流しうる最大流砂量の 30% である。水路床は、各ケース終了後に取壊し、毎回平坦な水路床を新設する。

4.2.2 軟岩侵食対策工

対象とする対策工は、図 4.7 に示す実河川で多用されている①根固めブロック、②袋型根固め、及び緊急対策工法として提案^{11),12)}している③ネットの 3 種類の工法を選定した。対策工模型は、橋脚周辺の縦 500mm×横 230mm の範囲の軟岩モルタル上に設置する (図 4.8)。これら 3 種の対策工模型は、それぞれ材質の異なる材料を加工して現地の 50 分の 1 スケールで製作する。なお無対策 (ケース 0) の実験では、橋脚模型のみ設置して実験を行う。

(1) ケース 1 (根固めブロック)

根固めブロック模型は、現地で採用されている 3t タイプのブロック¹³⁾ を選定し、模型の型枠をシリコン樹脂で製作した。その型枠にセメントミルク

を流し込み、ブロック同士を連結できるように針金を埋め込んだ。模型のサイズは、縦 33mm、横 33mm、高さ 15mm である。

(2) ケース 2 (袋型根固め)

袋型根固め模型は、現地の 3t タイプ¹⁴⁾と同程度の形状になるようにポリエステル製の洗濯ネットを加工して製作した。中詰め材は、3~7mm の礫を使用した。模型のサイズは、縦 48mm、横 48mm、高さ 11mm である。

(3) ケース 3 (ネット)

ネットの模型には、現地試験^{11),12)}で用いられている高密度ポリエチレン製のネット(前田工織株式会社のセルデム)のほぼ 50 分の 1 のサイズに相当するトリカルネット(タキロン株式会社)を使用し、砂礫の流失防止下地材として底面に延伸ネットを接着剤で貼り付けた。また軟岩モルタルの河床面には長さ 10mm のピンを差し込んでネットを固定した。ネットの網目のサイズは、縦 10mm、横 10mm、高さ 2mm である。

4.2.3 計測方法

砂礫の堆積厚と軟岩の侵食深は、自走式レーザー砂面計を用いて、実験の開始前、終了後及び砂礫撤去後に、5m の計測区間を縦断方向 0.2m 以下の間隔で計測を行う。さらに砂礫と対策工撤去後に岩盤侵食形状を把握するためにハンディスキャナーで河床面の 3D 計測を行い 5mm×5mm の点群データを作成する。

通水中の水位と河床高は、ポイントゲージを用いて 5m の計測区間を縦断方向に 1m 間隔、水路センターを 1 時間ごとに計測する。なお、橋脚が有る地点は、右岸側壁から 12cm 離れた地点で水位と河床高の計測を行う。通水中の岩盤の侵食および砂礫の被覆状況は、上方から一眼レフデジタルカメラを用いて、5m の計測区間を 1 時間ごとに記録する。

また、通水前、通水後及び砂礫撤去後の状況も同様に記録する。軟岩モルタルの強度は、軟岩ペネトロ計を用いて、実験開始前および実験終了後にモルタルを打設した供試体の針貫入試験を行う。

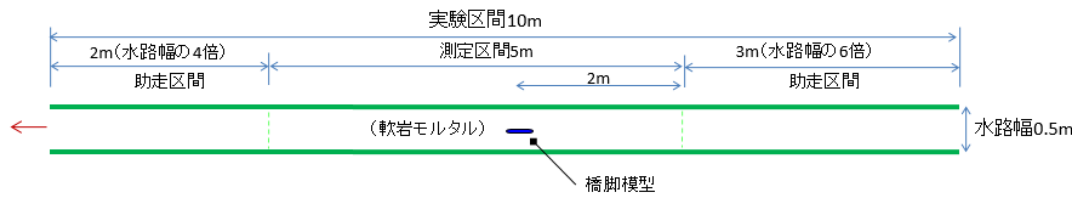


図 4.5 実験水路の平面サイズ

表 4.1 水理模型実験の条件

実験 ケース	対策工	流量 (ℓ/s)	初期水深 (cm)	水路勾配	通水時間
0	無対策	11.4	4.6	1/250	8時間
1	根固めブロック	11.4	4.6	1/250	8時間
2	袋型根固め	11.4	4.6	1/250	8時間
3	ネット	11.4	4.6	1/250	8時間

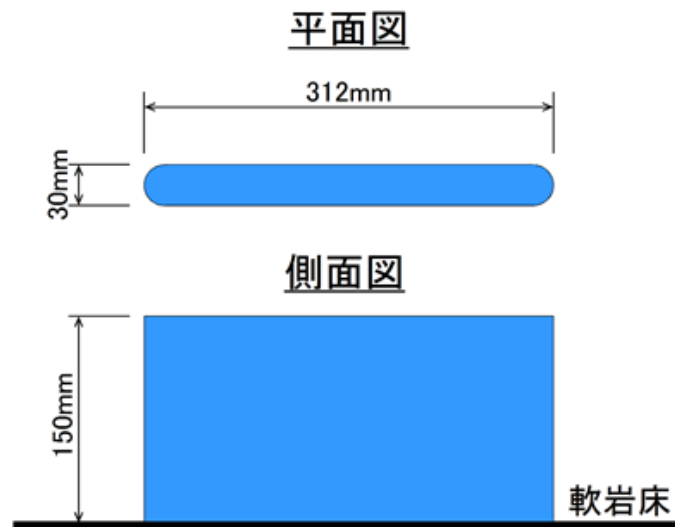
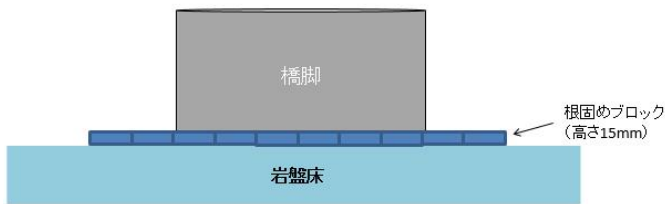


図 4.6 実験で使用する橋脚模型の形状

ケース1：根固めブロック

橋脚周辺の岩盤床を根固めブロック（3t）で保護



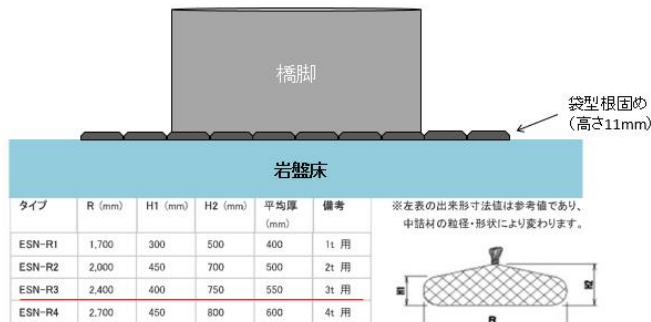
【使用例】橋脚根固め工※1



※1ランデス株式会社 <http://www.landes.co.jp/page/square160315>

ケース2：袋型根固め

橋脚周辺の岩盤床を袋型根固め（3t用、平均厚=550mm）で保護
中詰土は、現地調達可能な河床材料（ $d = 150 \sim 350\text{mm}$ ）



【使用例】橋脚根固め工※2



※2大嘉彦業株式会社 <http://www.daika-net.com/send/products/05.html>

ケース3：ネット

橋脚周辺の岩盤床をネットで保護し、河床材料を中詰材に利用



【使用例】ネット設置状況※3



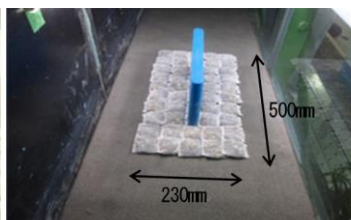
※3寒地土木研究所撮影、H28.8.【製品名：セルデム、前田工繊株式会社】

図 4.7 橋脚周辺の岩盤侵食対策の考え方

ケース1：根固めブロック



ケース2：袋型根固め



ケース3：ネット



図 4.8 橋脚周辺の対策工設置後の状況（橋脚前面を望む）

4.3 結果と考察

4.3.1 橋脚周辺の局所侵食現象

図 4.9 はケース 0 (無対策) の実験中に橋脚前面から撮影した斜め写真である。これによると、①実験開始当初から橋脚前面で左右に分かれる流れと、橋脚直下流の回転渦（馬蹄形渦）によって流砂が押し戻される。これにより橋脚直近には流砂がほとんど寄ってこないため軟岩は侵食しない。②実験開始から 1 時間後には、橋脚側面の左右に分かれる流れに運ばれる流砂によって橋脚右岸側に筋状の侵食が確認できる。③その後、橋脚より少し離れた上流部まで筋状侵食が拡大している。④時間の経過に伴い砂礫で被覆される範囲が拡大してくる。しかし橋脚周辺では砂礫を押し戻そうとする回転渦によって絶えず岩盤が露出した状態になっている。砂礫による被覆箇所と露岩箇所の境界付近を砂礫が多く通過するため他の箇所より深く侵食される。

図 4.10(a)に示すように橋脚前面の複雑な流況と、橋脚側面の左右に分かれる流れによって運ばれる流砂によって実験終了後には、図 4.11(d)の破線で示すような 8 の字に似た流線型の侵食孔が表れた。これは一般的な砂礫床における橋脚周辺の局所洗掘と異なる結果である。

砂礫床の場合、橋脚前面での下降流は、河床に衝突し河床砂礫を巻き上げる回転渦を生じ、この渦によって巻き上げられた土砂は、橋脚の左右に分かれる流れによって橋脚後方に運ばれ、掃流力の低下する橋脚下流部では堆積し、図 4.10(b)に示すような洗掘孔になる^{2),7),15)}。

すなわち、砂礫床の場合には橋脚前面の下降流で足元の土砂を巻き上げ、その周辺だけが洗掘するのに対して、岩盤床の場合には橋脚前面の下降流のみでは侵食せずに、橋脚直下流の回転渦（馬蹄形渦）によって流砂が押し戻され、左右に分かれる流れと側面の流れに沿って砂礫が移動するため橋脚から少し離れた箇所が侵食することになる。

したがって、軟岩河川における橋脚周辺の侵食対策は、橋脚周辺の侵食孔を網羅する範囲を含めた検討が必要になると考えられる。

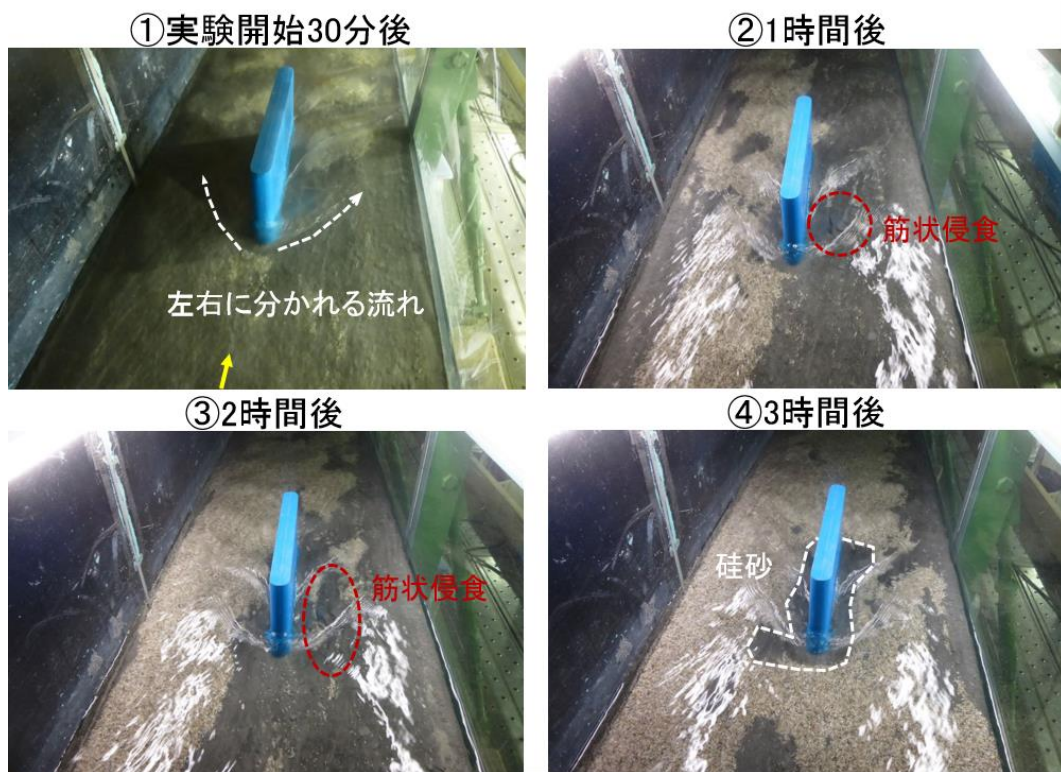
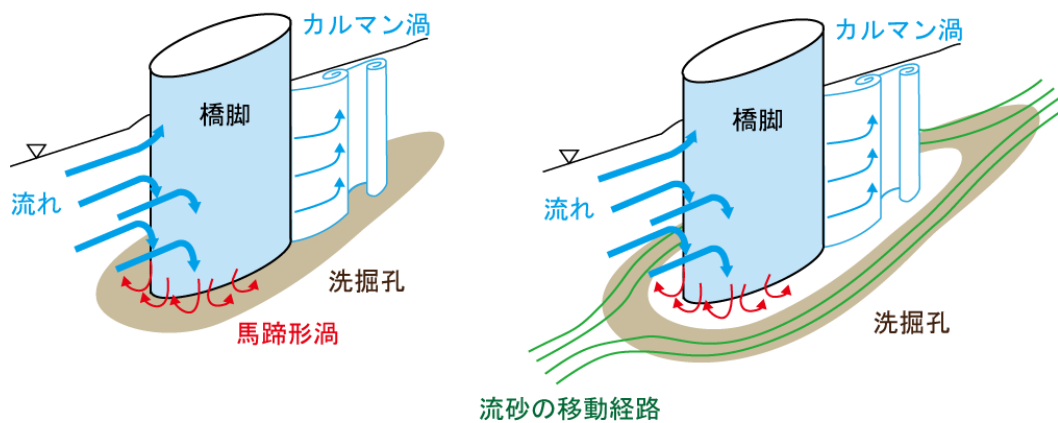


図 4.9 無対策（ケース0）の実験中に橋脚前面から撮影した斜め写真
（黒色：軟岩モルタル，白色：珪砂）



(a) 砂礫床の場合

(b) 岩盤床の場合

図 4.10 橋脚周辺の流れと洗掘形状のイメージ

4.3.2 対策工周辺の侵食特性

対策工がない場合の侵食形状を図 4.11 に示す。橋脚を中心にその周辺で侵食しており、侵食範囲は縦断方向約 350mm、横断方向約 180mm であった。そこでこの範囲を網羅する縦 500mm、横 230mm の範囲に対策工を設置し（図-6）、各ケース同じ条件で実験を行った。

その結果、いずれの対策も橋脚周辺の軟岩は保護され侵食は抑制された。しかし対策工の端部に流砂が集中する場合には局所侵食が生じた（図 4.12、図 4.13、図 4.14）。

各ケースの対策工周辺の侵食状況を以下に示す。

(1) ケース 1（根固めブロック）

対策工前面及び側面に流砂が集中するため、ブロック周辺が侵食された。実験中には、対策工の前面端部のブロックの下側に潜り込み渦を巻きながら流下する砂礫が確認されており、これによってオーバーハング状の侵食地形が現れた。この地点の侵食深は 47.5mm で各ケースの中で最大であった（図 4.12）。

(2) ケース 2（袋型根固め）

根固めブロックと同様な侵食の傾向を示し、袋型根固め周辺が侵食された。しかし、ケース 1 で顕著な侵食が見られた対策前面端部は、上流から流れてくる流砂によって侵食するが、流砂は袋型根固めの中詰め材の間隙を縫って流れるため、対策工付近の砂礫移動速度はブロックを設置した時と比べて遅くなることから侵食深は大きくならなかった。最大侵食は対策工から少し離れた下流右岸側に見られ、侵食深は 44.5mm であった（図 4.13）。

(3) ケース 3（ネット）

ネットは施工高が他の対策に比べて 2mm と低く（根固めブロックの施工高は 15mm、袋型根固めは 11mm）、流砂の流れが阻害されることなく、ネット上を砂が流下するため対策工との境界の流砂の集中度合いは上記 2 ケースに比べて少ない。このため、最大侵食深は 20.1mm と前述の 2 つの対策に比べて 50%以上減少した（図 4.14）。

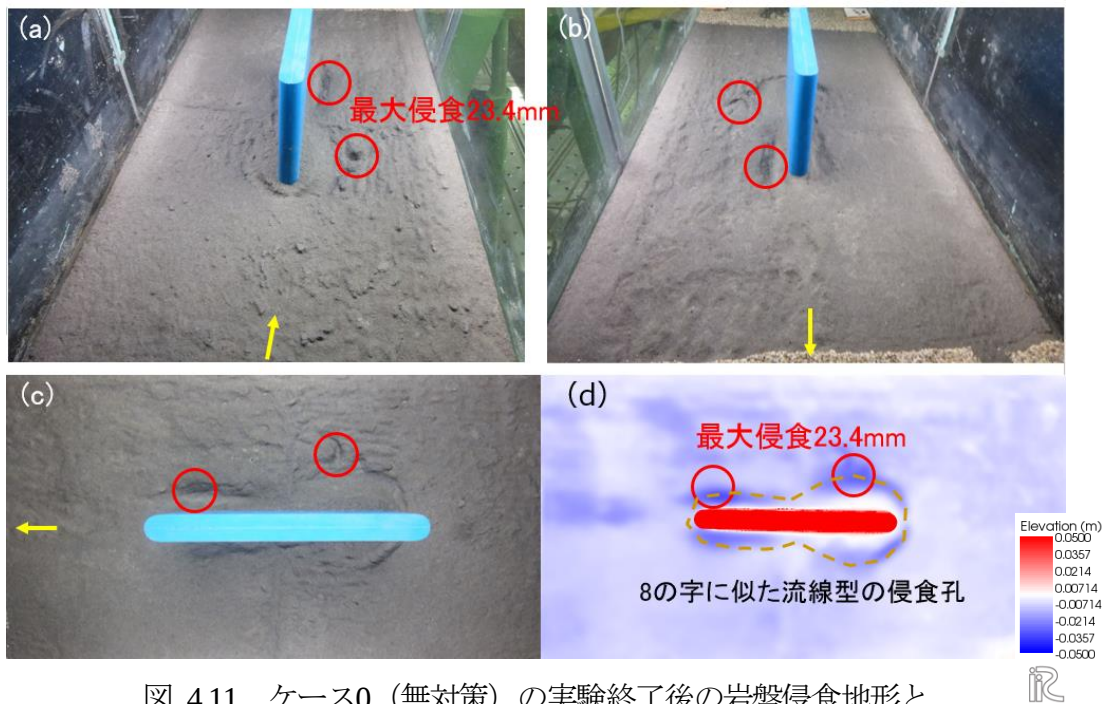


図 4.11 ケース0（無対策）の実験終了後の岩盤侵食地形と
岩盤侵食深コンター図（実験終了後に砂礫を撤去）

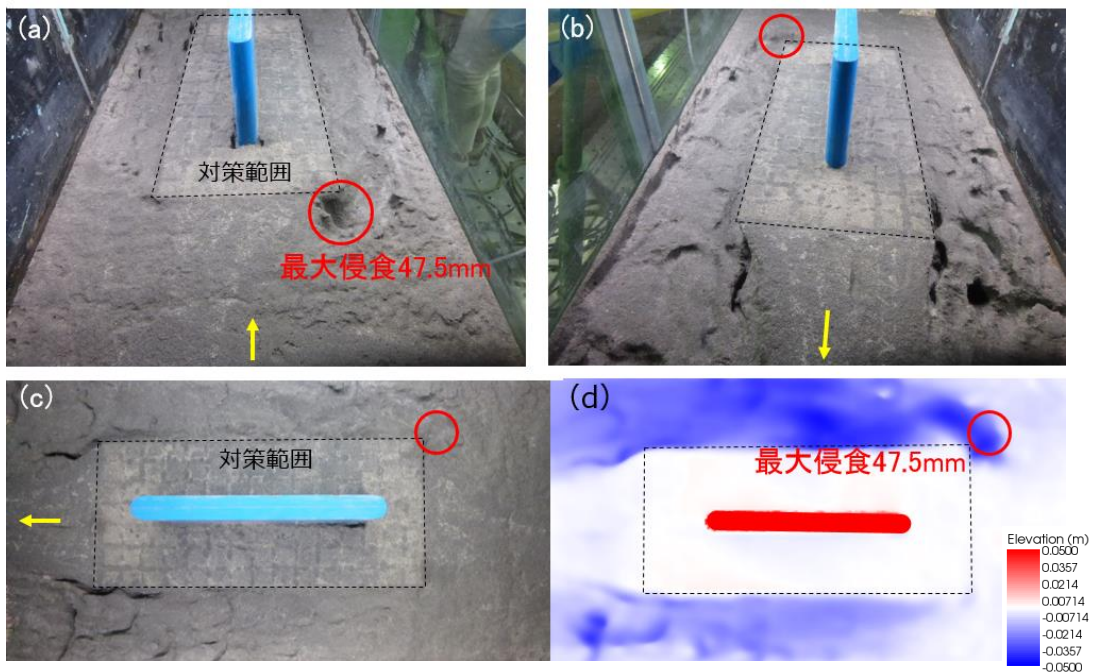


図 4.12 ケース1（根固めブロック）の実験終了後の岩盤侵食地形と
岩盤侵食深コンター図（実験終了後に砂礫と対策工を撤去）

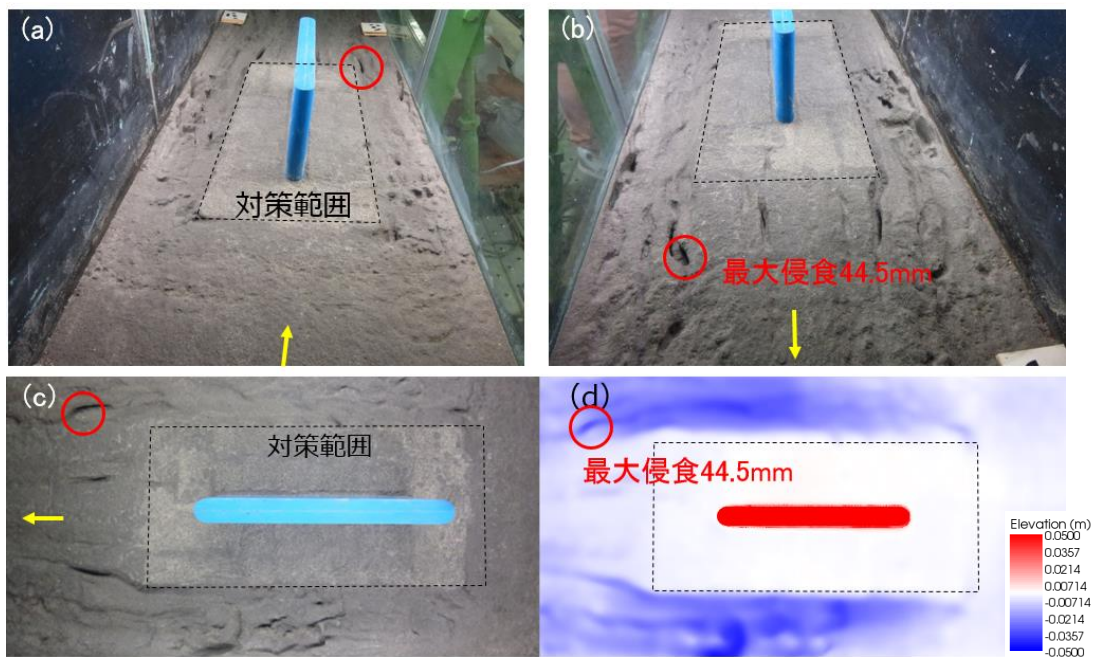


図 4.13 ケース2（袋型根固め）の実験終了後の岩盤侵食地形と
岩盤侵食深コンター図（実験終了後に砂礫と対策工を撤去）

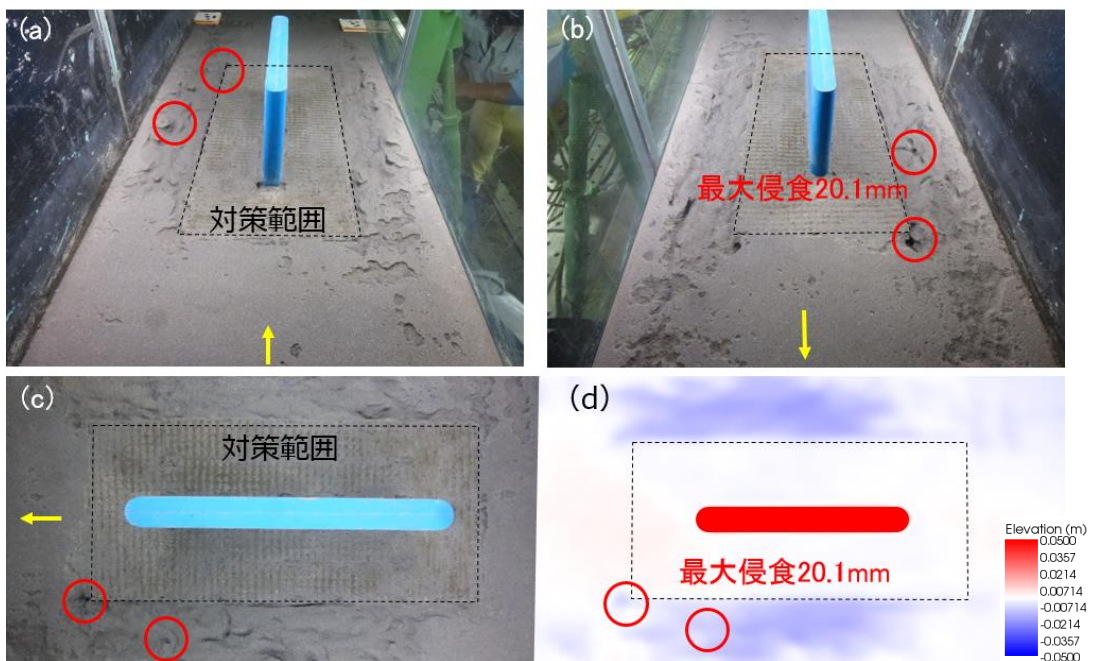


図 4.14 ケース3（ネット）の実験終了後の岩盤侵食地形と
岩盤侵食深コンター図（実験終了後に砂礫と対策工を撤去）

4.3.3 橋脚周辺の水理現象

流れの中に橋脚が存在すると、流下断面積が減少し、縮流の現象が生じる。このため橋脚の上流側は水位の上昇による堰上げ背水、下流側は低下背水となるほか、橋脚の上流側では流れの阻害によって局所的な水位の上昇が見られる。図 4.15 は、通水 8 時間後の水位と河床高の縦断面図である（計測地点は、2.(3)計測方法を参照）。これによると無対策（ケース 0）は、橋脚周辺（縦断距離 3m 地点）で水位上昇が確認できる。一方、対策工を設置した 3 ケースでは、橋脚周辺の水位上昇が見られない。これは対策工の凹凸のある形状によって橋脚周辺の粗度係数が大きくなり、橋脚に衝突していた主流が分散されたことで周辺の水位上昇を抑制したものと推測される。

そのことを確認するために、実験中の水位と河床高の測定結果からマンニングの粗度係数 n_m を求めた（図 4.16）。

マンニングの粗度係数は 0.0132～0.0190 の範囲にあり、対策工の施工高が高くなるほど粗度係数が大きくなることが確認できた。ケース 3 は、対策工の高さが 2mm、最大侵食深が 20.1mm と全ケースで最も小さく、且つ岩盤床の凹凸が少ないため粗度係数は 0.0132 と最小であった。

Manning-Strickler¹⁶⁾ によるとマンニングの粗度係数は、相対粗度高さ k_s と関連付けることができる。すなわち、対策工の施工高を相対粗度高さ k_s とすると、施工高が高いほどマンニングの粗度係数は大きくなることを意味しており、実験結果からもこのことが示された。

4.3.4 橋脚周辺の軟岩侵食抑制効果

対策工による侵食抑制効果を確認するためにレーザー砂面計の計測結果から実験後の岩盤侵食量を算出し図 4.17 に示す。なお、対策工で覆った範囲が侵食しないことも抑制効果であると考え、対策工設置箇所の岩盤高を含めて侵食量を算出した。これによると、いずれのケースも下流ほど侵食量が多く、特に根固めブロックと袋型根固めの橋脚直下流での侵食量が多いことが分かった。

ネットは、侵食量、侵食深ともに各ケースの中で最も少ない結果が得られ、軟岩侵食を抑制できる工法であることが分かった。これは、ネットの施工高が砂礫の最大粒径程度（2mm）であることから、流砂の流下を対策工が阻害せずに流すことができる。このため、他のケースと比較して流砂が集中することなく分散して流下するため侵食量が少なくなったものと推測される。また侵食量は、無対策と比べても少なくなることが確認できた。

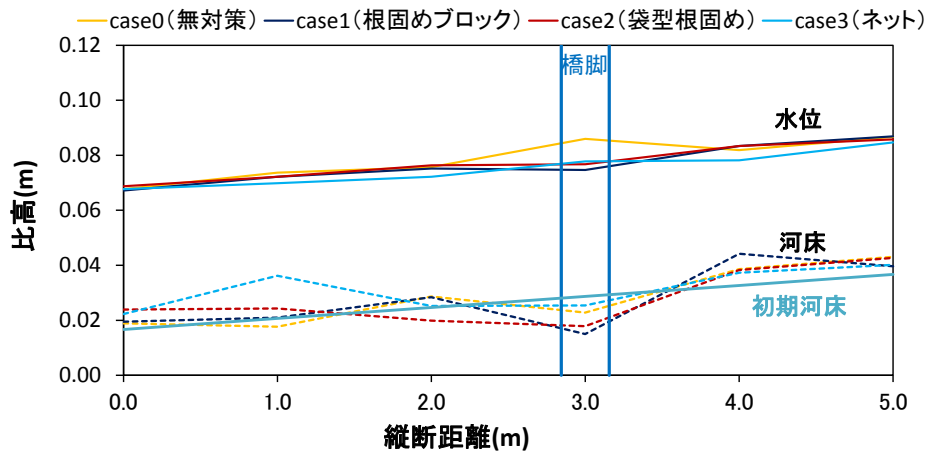


図 4.15 通水8時間後の水位と河床高の縦断形の比較

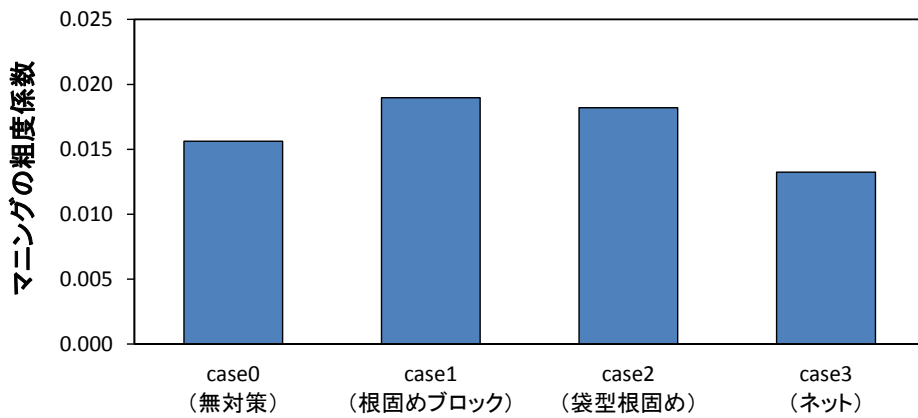


図 4.16 実験中のマンニングの粗度係数の比較

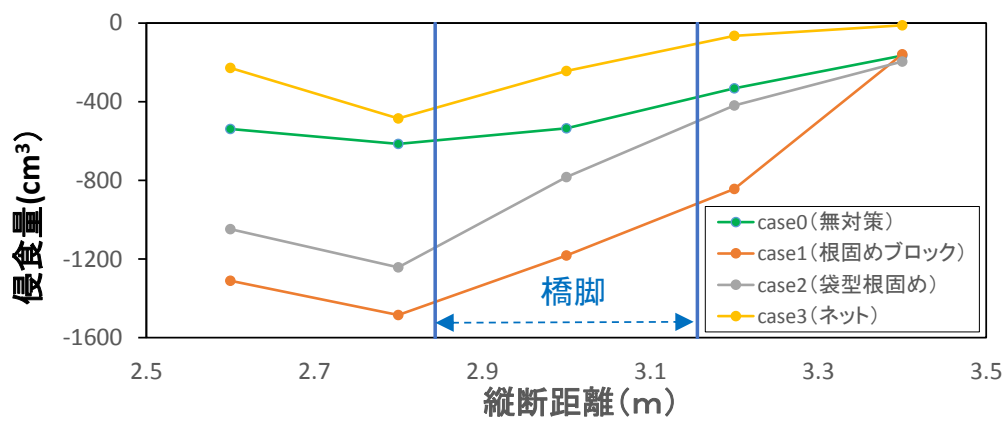


図 4.17 橋脚周辺の岩盤侵食量の比較

4.4 第4章のまとめ

本研究で得られた知見を以下に列記する。

- (1) 橋脚周辺では橋脚前面直下流の回転渦（馬蹄形渦）によって流砂が押し戻され、その流砂が左右に分かれる流れに運ばれて流下することで 8 の字に似た流線型の侵食孔が表れた。これは橋脚前面の下降流で足元の土砂を巻き上げ洗掘する砂礫床の局所洗掘とは異なる事象である。
- (2) 軟岩床河川における橋脚周辺の侵食抑制対策は、本実験で確認された侵食孔を網羅する範囲を含めた検討が必要である。
- (3) 対策工を設置すると橋脚周辺の軟岩は保護され侵食は抑制された。しかしながら、根固めブロックと袋型根固めによる対策は、対策工と軟岩床の境界に流砂が集中し、対策工端部に最大侵食が表れ、侵食深はいずれも 40mm 以上であった。また無対策よりも周辺の侵食を助長させた。
- (4) 一方、ネットは施工高が流砂の最大粒径と同程度 (2mm) であることから、流砂の流下を阻害することなく分散して流すことができる。これにより侵食量及び最大侵食深は最小であった。すなわちネットの高さはブロック等に比べ低く流砂を分散して流すことができるため対策箇所以外に与えるマイナスの影響が小さい。
- (5) ネットによる岩盤河川の侵食抑制工法^{11),12)}については、北海道内の複数河川で試験的に採用し（図 4.18）、岩盤の侵食抑制効果や砂礫の捕捉効果及び他の地点に対する影響などを確認しているところである。この工法は、経年的な劣化や磨耗及び洪水時の流水の作用に対しての耐久性など未だ未解明な点がある。

謝辞：本研究にあたって、石狩川上流河道管理ワーキング委員の皆様にご多くの助言を頂きました。ここに期して謝意を表します。



図 4.18 実河川におけるネットの設置例

第4章の参考文献

- 1) 玉井信行, 石野和男, 榎田真也, 前野詩郎, 渡邊康玄: 豪雨による河川橋梁災害 - その原因と対策 -, 技報堂出版株式会社, 2015.
- 2) 財団法人国土技術研究センター: 河川を横過する橋梁に関する計画の手引き(案), 2009.
- 3) 土木学会水工学委員会「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緊急報告会資料, 2016.
- 4) 財団法人河川環境管理財団河川環境総合研究所: 河川環境総合研究所資料「河道特性に及ぼす粘性土・軟岩の影響と河川技術」, 2010.
- 5) 森僚多, 石川武彦, 長田健吾, 福岡捷二: 多摩川水系浅川における河床高回復現地実験と河道管理手法, 河川技術論文集, 第16巻, pp. 113-118, 2010.
- 6) 北海道開発局, 国立研究開発法人 土木研究所 寒地土木研究所: 岩盤河床における河床低下危険度評価の手引き(案), 2017.
- 7) 福岡捷二, 富田邦裕, 堀田哲夫, 宮川朝浩: 橋脚まわりの局所洗掘推定のための実用的数値シミュレーションの開発, 土木学会論文集, No.497/II-28, pp.71-79, 1994.
- 8) 土木学会: 水理公式集 [平成11年版], 1999.
- 9) 財団法人国土開発技術研究センター編: 解説・河川管理施設等構造令, 社団法人日本河川協会, 2000.
- 10) 山口昌志, 柿沼孝治, 井上卓也, 清家拓哉, 加藤一夫: 軟岩洗掘を考慮した大型模型実験を用いた河床低下対策手法の評価について, 土木学会論文集 B1(水工学), 70(2), I_727-I_734, 2017.
- 11) 六浦和明, 井上卓也, 清水康行: ネットによる軟岩侵食抑制工法の開発と実河川における効果検証, 河川技術論文集, 第21号, pp. 165-170, 2015.
- 12) 国立研究開発法人 土木研究所 寒地土木研究所: 軟岩侵食に対するネットによる侵食抑制工法, URL: <http://river.ceri.go.jp/>
- 13) 株式会社エスモ技研: プラスーM型 (製品カタログ)
- 14) 大嘉産業株式会社: URL: <http://www.daika.co.jp/send/products/05.html>
- 15) 佐溝昌彦, 輿水聡: 増水時に弱点となる橋脚を見つける, 特集: 自然災害に備える, pp.16-19, 2008.
- 16) 岸力・黒木幹男: 移動床流における河床形状と流体抵抗 (I), 工学部研究報告第67号, 北海道大学, 1973.

第5章 河川の湾曲部に設置する流木捕捉施設の水理 模型実験による研究

5.1 概説

近年異常豪雨に伴う河川災害が多発し、山地崩壊とともに流出した流木や溪岸侵食から流出した流木が、橋梁部において捕捉され、それがきっかけで洪水氾濫が拡大し、被害を増大させている事例が多い^{1),2)}など。

平成 28 年 8 月 29 日から 30 日にかけて東北地方の東部を襲った台風第 10 号による豪雨により、岩手県小本川では甚大な流木被害が発生した^{3),4),5)}。

橋梁部へ堆積した流木により橋梁被災や水位堰上げによる氾濫被害が拡大し、市街地へ流出した流木は建物の損傷被害などの拡大を招いた。河川を流下する流木を捕捉する施設を設置すれば、下流まで流下する流木量が減じ下流の流木被害を軽減できる。

そこで、下流の流木被害の軽減を図るため、流木捕捉施設を整備する計画が立てられた。当施設は、山間地の河道湾曲部を利用して、横越流で外岸側に設置する捕捉地エリアに洪水流と流木を導流して流木のみ捕捉し、洪水流を排水する構造となる。河川内で流木捕捉施設を最初に設置したのは、熊本県黒川の一の宮多目的貯木池である⁶⁾。その後、新潟県関川などでも河川内に流木捕捉施設を設置しているものの事例数は少なく、また施設設計に関する技術基準は策定されていない⁶⁾。

本研究では、水理模型実験により河川の湾曲部外岸に設置する流木捕捉施設に流木を効果的に取り込むための流入口の位置や形状を設定し、捕捉効果を検証することを目的とする。

5.2 台風第 10 号による流木被害

5.2.1 小本川流域の概要

小本川は、その源を岩手県岩泉町国境峠付近に発し、南東方向に流れながら岩泉町落合付近で右支川大川を合わせた後に東方向に流れを変え、左支川清水川、右支川鼠入川、右支川猿沢川を合流し、小本付近で太平洋に注ぐ流域面積約 731km²、幹川流路延長 65km の二級河川である。小本川流域の地形は、穴目岳 (1,168m) や三巢子岳 (1,180m) などに代表される 1,000m 級の山地が主である。中流域および下流域の一部にある平坦地には、それぞれ岩泉、小本の市街地が広がっている⁷⁾。

5.2.2 被害の概要

平成 28 年 8 月 30 日に岩手県大船渡市付近に上陸した台風第 10 号に伴って、岩手県沿岸では大雨となり、全国で死者 22 名、行方不明者 5 名、家屋被害約 8,600 棟という甚大な被害が発生した。特に、岩手県下閉伊郡岩泉町を流れる小本川沿いの高齢者福祉施設では、1 階相当が浸水し、9 名の方が犠牲となる被害を受けた⁵⁾。

今回の出水被害における特徴として、洪水による侵食の発生により河岸等から流出した流木により、①橋梁部への堆積阻害に伴い、橋梁の流出、橋梁取付け部の決壊のほか、水位の堰上げによる氾濫拡大により、さらなる被害の拡大をもたらした (図 5.1, 図 5.2)。また、②氾濫流とともに流木と土砂が家屋へ流出、さらに橋梁高欄施設へ流木が貫入するなど被害を拡大させたほか、流木の撤去に相当の労力を要するなど、早期応急復旧に対し多大な支障を及ぼした (図 5.3)。

そのため今回の被災状況を鑑み、山間地の河道湾曲部に流木捕捉施設を設置して、そこで流木を捕捉し、下流部における流木堆積阻害を原因とした被害の軽減を図ることとした⁵⁾。



図 5.1 2016年8月東北豪雨における小本川の被災状況



図 5.2 2016年8月東北豪雨における橋梁の流木被害状況



図 5.3 2016年8月東北豪雨における橋梁に隣接する家屋の被害状況

5.3 流木捕捉施設の原案

流木捕捉施設は、山間地の河道湾曲部を利用して、流木の流入口から横越流で洪水流と共に流木を捕捉地エリアに導流し、捕捉地下流端に設置するスリット形式の捕捉工で流木のみを捕捉する計画である。

河川における流木捕捉施設の事例が少ない（図 5.4）ことや設計基準が定まっていないことから捕捉施設の構造諸元の原案作成にあたり、新潟県の関川を参考に検討した⁶⁾⁸⁾。

5.3.1 流木捕捉施設の基本形状

流木捕捉施設は、河口から 33.9km～34.075km 区間（河床勾配 1/100）に設置するもので、山間地の湾曲部外岸にあたる現河道を流木捕捉地として利用し内岸側に新河道を設ける計画である（図 5.5, 図 5.6）。捕捉地と新河道を仕切るために越流部（流木流入口）を設けた囲繞堤を設置し、平常時は新河道を主流とし、洪水時にのみ流木と洪水流を流入口から捕捉地エリアに導流し、施設の下流端に設ける捕捉工で流木のみを捕捉する構造である。

流木捕捉工は、砂防施設の掃流区間⁹⁾で一般に用いられ土砂と共に流木を捕捉する機能を有する鋼製スリット形式¹⁰⁾を採用し、捕捉地下流端（33.9km 地点）の河道横断方向に設置する（図 5.7）。

5.3.2 流木流入口の位置と幅

流木の取り込みに適した流入口の位置 θ' は、関川の水利模型実験の結果から、河道湾曲部上流の EC 点（EndCurve：円曲線終点）を基準とした交角 θ との関係により次式で求められる⁸⁾。

$$\text{根固め護岸を設置した場合} : \theta' / \theta \doteq 0.8 \quad (1)$$

$$\text{根固め護岸を設置しない場合} : \theta' / \theta \doteq 0.7 \quad (2)$$

捕捉地周辺の河道湾曲部の交角 θ は 112° である。根固め護岸を設置するため (1) 式より、流入口の位置は $\theta' \doteq 90^\circ$ に設定した（表 5.1, 図 5.8）。また流入口の幅は、最大流木長（ $L \doteq 17\text{m}^4$ ）以上の 20m に設定した。

5.3.3 流入口の越流高

流水を常に捕捉地へ流入させると煩雑な捕捉地の管理が必要となる。そのため、1/2 年超過確率程度以下の洪水は新河道のみ流下させることを基本とし、まずは 1/10 年超過確率規模程度の流量（ $Q=469.7\text{m}^3/\text{s}$ ）で流入する越流高 $H=2\text{m}$ （新河道の河床高を基準）に設定した。

5.3.4 流木捕捉工

流木捕捉工のスリット間隔は、流木を確実に捕捉するように設定する。スリット間隔は、流下が予測される平均流木長 6m^4 の $1/2 \sim 1/3$ ($2\text{m} \sim 3\text{m}$) の範囲とするという考え⁶⁾に基づき、流木が流出しにくいと考えられる 2m に設定した。

流木捕捉工の高さは、捕捉地の計画水深 2.7m に一部転石で塞がれた場合のせき上げ高 0.4m 、これに余裕高 0.6m (流木径の2倍程度) を加え、メートル単位で切り上げ 4m に設定した。

5.3.5 流木捕捉地

流木捕捉地エリアの面積 A_w は、捕捉地延長 L を 150m 、平均河床幅 W を 35m とすると $A_w = L \times W = 5,250\text{m}^2$ となる。捕捉地に堆積する流木立積 V_{wc} は、流木の平均直径 R_{wa} を 0.3m とすると $V_{wc} = A_w \times R_{wa} = 1,575\text{m}^3$ となる。すなわち捕捉地には $1,575\text{m}^3$ の流木を捕捉可能な容量がある。ここで求めた流木立積は、捕捉地内に流木が一層に置かれた状態で空隙を含まない流木のみの実体積である。

施設名	関川流木捕捉施設	黒川流木捕捉施設	北上川山田流木捕捉施設	砂鉄川流木捕捉施設
概要図				
場所	新潟県	熊本県阿蘇郡	宮城県石巻市	岩手県
河川名	一級河川関川	一級河川白川水系黒川	一級河川北上川	一級河川北上川水系砂鉄川
担当	新潟県 上越土木事務所	熊本県 一宮土木事務所	国土交通省 北上川下流河川事務所	国土交通省 岩手河川国道事務所
設置時期	1999年	1995年	2000年	2003年
契機	1995年7月流木による橋梁被 2年確率程度の流量までは下 流へ流下させ、それ以上の洪 水時に流木を捕捉する形状を 基本としている。河道法線変更 して湾曲外岸部に設置	1990年の流木被害 上流の砂防区域で捕捉でき ず、流下してきた流木を河川に 隣接して設置した貯水地内の スリットにて捕捉する	1999年の流木被害 自然流下してきた流木を高水 敷を掘削して設けた貯水用水 路内の捕捉パイプにて捕捉す る。湾曲内岸部に設置	2002年7月の流木被害 低水路河積の80%の木製パイ ルスクリーンをつくり流木等を 捕捉する。湾曲外岸直下流に 設置
主な検討方式	移動床模型実験(1/80縮尺)		固定床模型実験(1/60縮尺)	二次元不等流計算
捕捉形式	D型スリット	パイルスクリーン	パイルスクリーン (コンクリート製)	パイルスクリーン (木製)
その他	関川31.5km 勾配:約1/40 川幅:40m 低水路幅:40m 低水路河岸高:約5m 貯水地幅≒川幅 杭:φ40cm 横@2.0m高さ4.0m	黒川26.2km 勾配:約1/120	北上川21.0km 勾配:約1/10000 川幅:600m 低水路幅:250m 低水路河岸高:約6m 捕捉幅:約70m 杭:φ60cm 横@1.3m高さ3.0m	北上川68.4km右支川、 北上川合流点から3.1km地点 勾配:約1/1000 川幅:250m 低水路幅:22m 低水路河岸高:約6m 捕捉幅:約16m 杭:φ18cm 横@1.5m高さ3.0m
集積実績	-	-	・2002年7月洪水では水位が捕 捉工天端を上回ったため、捕 捉効果が低減 ・流木捕捉率向上を目的に杭 の高さは変えずに、八型配置 に変更予定	・2002年7月洪水では大木で枝 付き・根付きはなし、枝、丸太、 塵芥が多い

図 5.4 河川に設置した流木捕捉施設の事例⁶⁾



図 5.5 流木捕捉施設設置予定箇所の航空写真（2016年9月）

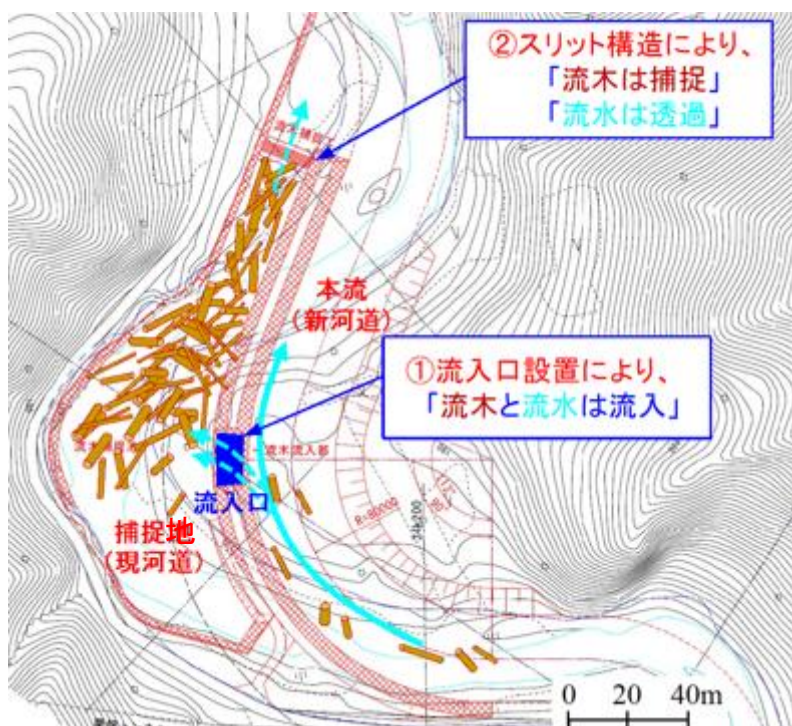


図 5.6 流木捕捉施設の原案イメージ（文献⁵⁾ を一部改変）



(a) 現河道と新河道掘削予定地



(b) 流木捕捉地と捕捉工設置予定地

図 5.7 捕捉施設設置予定地の現況 (2017年4月)

表 5.1 小本川流木捕捉施設の流入口の基本位置

河道曲率半径	湾曲部交角	基本位置
$R=80\text{m}$	$\theta = 112^\circ$	$\theta' = 90^\circ$

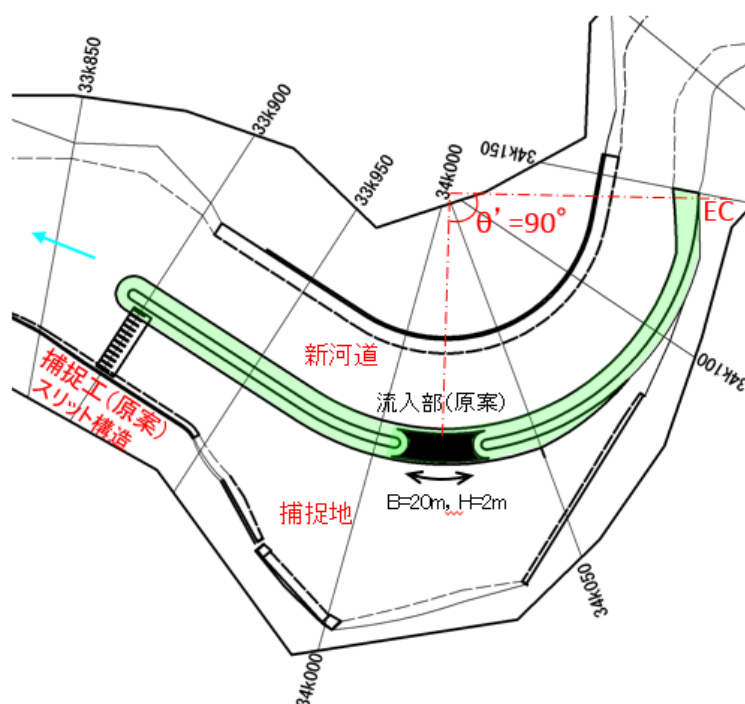


図 5.8 新潟県関川を参考に設計した流木捕捉施設(原案)の平面図

5.4 実験方法

5.4.1 実験水路

実験水路は、寒地土木研究所 第4実験棟（河川）に設けた、模型縮尺 1/50 の固定床模型である（図 5.9）。模型の区間は 33.6km～34.5km で河道延長 18m，平均川幅 1.5m，河床勾配は 1/100 である。河道部分は現地が岩盤床であるためモルタル製の固定床とし，流木流入口や捕捉工は容易に改造が行えるよう木材で製作した。

5.4.2 流木投入条件

平成 28 年豪雨災害時の発生流木量は，流木捕捉施設の計画地点で $1,500\text{m}^3$ （実体積）である¹⁰⁾。この発生量は平均長 6m，直径 0.3m の流木で約 3,600 本，発生源となる立木の平均長 12m，直径 0.3m では約 1,800 本となる。使用する模擬流木は，実物の 1/50 の縮尺で直径が 6mm，長さが 12cm と 24cm の円柱形の木材とする。流木の比重は樹種により異なり，針葉樹よりも広葉樹の比重が大きく 1.0 を超える¹¹⁾。本検討では現地調査結果より流木の多くを占めていた広葉樹の比重 1.1（関川の模型実験でも模擬流木の比重を 1.1 に設定⁶⁾）とし，発生流木量に相当する模擬流木を上流側から一定間隔で投入する（表 5.2）。

5.4.3 実験ケース

流木の流下時間は，大規模な流木発生が 10 年に 1 回起こると仮定し，1/10 年超過確率流量（現地スケール流量 $Q=469.7\text{m}^3/\text{s}$ ）以上が流下する時間とする⁶⁾。図 5.10 は落合橋地点の 1/30 年超過確率規模の流量ハイドログラフである。これより流量 $469.7\text{m}^3/\text{s}$ 以上の洪水継続時間は 4 時間である。この実時間を縮尺 1/50 のフルードの相似則で模型値に換算した 34 分を実験時間とする（表 5.3）。実験流量は 1/30 年超過確率流量 $680\text{m}^3/\text{s}$ （模型 38.5l/s ）と 1/10 年超過確率流量 $469.7\text{m}^3/\text{s}$ （模型 26.6l/s ）の 2 種，流木長は 6m（模型 12cm）と 12m（模型 24cm）の 2 種を組み合わせた 4 ケースについて，定常流で流木捕捉実験を行った。

5.4.4 計測方法

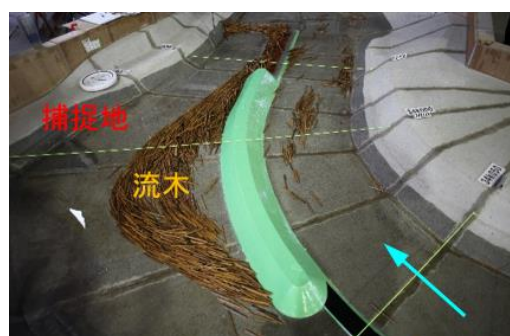
通水中の計測は，流木捕捉による水位上昇を監視するために土研式ポイントゲージを用いて図-7 の地点で 1 分間隔に水位計測を行い，流木の挙動をデジタルビデオカメラで観察し，通水後に流木捕捉本数を計測した。



(a) 実験水路全体



(b) 流木投入の状況



(c) 流木が捕捉された状況

図 5.9 実験水路の概要

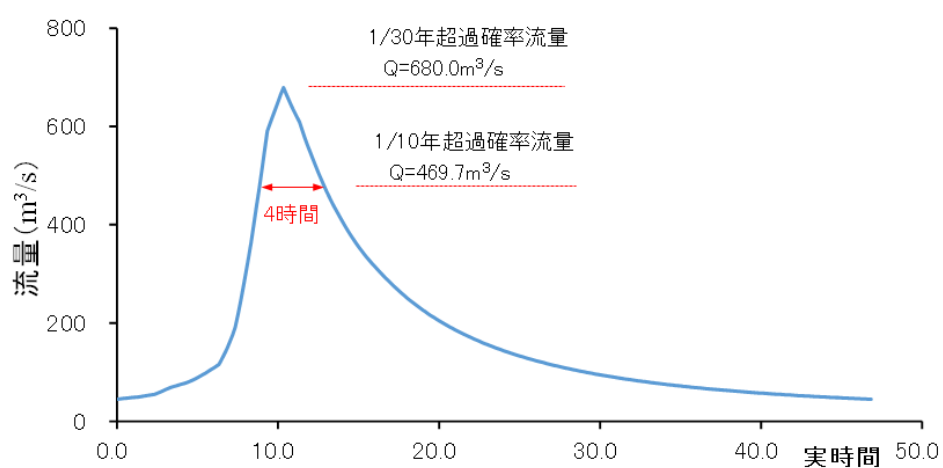


図 5.10 落合橋地点の計画流量ハイドログラフ(1/30年超過確率)

表 5.2 流木投入条件

条件項目		実物	模型	備考
流木①	直径	0.3m	0.6cm	
	長さ	6m	12cm	流木の平均長
	投入本数	—	3,600本	流出流木量1,500m ³
	投入間隔	—	2本／秒	
流木②	直径	0.3m	0.6cm	
	長さ	12m	24cm	立木(河畔林)の平均長
	投入本数	—	1,800本	流出流木量1,500m ³
	投入間隔	—	1本／秒	

表 5.3 流量条件

条件項目	実物	模型	備考
流量①	680m ³ /s	38.5ℓ/s	1/30年確率(計画流量)
流量②	470m ³ /s	26.6ℓ/s	1/10年確率流量
実験時間	4時間	34分	洪水継続時間

5.5 結果と考察

水理模型実験で検討した主な選定項目を以下に示す.

①流入口位置の選定, ②流入口幅の選定, ③流入口越流高の選定, さらに, 捕捉施設の下流部に設置する④流木捕捉工(スリット構造)の選定, である(図 5.11).

図 5.12 に示す流入口の位置と幅及び捕捉工形状を変えて, それぞれ 4 パターン(流量 2 種類×流木 2 種類)の実験を行った.

以下に各項目の実験結果と考察を示す.

5.5.1 流入口位置と幅の選定

当初は, 湾曲部の第一種二次流により, 表層の外岸側(捕捉施設流入口側)に向かう流れが流木を捕捉地エリアへ導流することが期待された. しかし, 比重 1.1 の模擬流木を実験に用いたところ, 下層に潜り込んで内岸側(流入口の反対側)へ移動する流木が多く確認され, 捕捉率は 10%未満であった(図 5.13 の(a),(b)及び図 5.14).

このため, 流入口の開口部は二次流の影響が及びにくい湾曲上流部に設置し, 流入口の幅を $B=61.5\text{m}$ と 78.6m に拡幅して実験を行った. その結果, $B=61.5\text{m}$ で 18.6%, $B=78.6\text{m}$ で 31.2%と開口部を拡げるほど捕捉率が向上した(図 5.13 の(c),(d)).

なお原案の位置(図 5.12 の(a))で流入口の幅を拡幅して予備的な実験を行ったが捕捉率は向上しなかった.

5.5.2 流入口の越流高の選定

ここまでの実験結果を見ると流量 $469.7\text{m}^3/\text{s}$ 流下時の捕捉率は, $680\text{m}^3/\text{s}$ 流下時の 6 割程度であった. そこでより捕捉率を上げるように, 流入口の越流高を原案よりも 0.8m 下げて $H=1.2\text{m}$ (現地スケール)とした. この越流高は 1/2 年超過確率流量 ($Q=132.7\text{m}^3/\text{s}$) で越流する高さである.

実験の結果, 流木捕捉率は平均で 51.6%, さらに, 流入口の幅を $B=91.6\text{m}$ まで拡幅すると捕捉率は 58.7%まで向上した(図 5.13 の(e),(f)). しかし, 捕捉地エリアの流入量増加に伴い相対的に川幅の狭い捕捉工周辺では, 現地スケールで 8m/s 以上の高流速が発生し, さらに流木捕捉に伴う水面の堰き上げが相俟って, 捕捉地エリアに流入した流木量の 10%以上がスリット天端をオーバーフローして流出した.

5.5.3 流木捕捉工の選定

(1) 流出抑制対策

オーバーフローによる流出抑制対策として、囲繞堤下流部の一部をスリット構造（以後、縦スリットと呼ぶ）に改良（図 5.15）することで流れを分散し、水位上昇を抑制できると考えた。

縦スリットの延長は、河道横断方向に設置する捕捉工幅と合わせて流入口と同程度の流下幅とし、現地スケールで 50m（模型 1.0m）に設定して実験を行った。その結果、捕捉工天端をオーバーフローする流木の越流量を 6.8%に抑制できた（図 5.16 の A 型）。

(2) 捕捉工タイプ選定

設計便覧¹²⁾によると捕捉工タイプは、A 型スリット形式の独立型、縦軸と横軸を結合した D 型・h 型・Δ 型の二つに大別される。

本検討では A 型と D 型（h 型と Δ 型の捕捉機能は D 型と同じと考えた）、さらに A 型の上流側上部に流出抑制のための突起（流木径の約 2 倍）を有する特殊タイプ¹³⁾を加え、3 種の形状で選定実験を行った。

その結果、捕捉工天端を越える越流率が 1.9%であった A 型（特殊タイプ）が最も流出抑制効果があった。

(3) 捕捉工間隔

捕捉工の間隔は、2m（平均流木長 6m の 1/3）と 3m（平均流木長 6m の 1/2）に設定して実験を行った。その結果、捕捉機能に明確な差異がなかったため、コスト面を考慮し 3m に設定した。

5.5.4 流木捕捉施設の最終形状（案）の流木捕捉機能

捕捉施設における流木の運動, 堆積形態は捕捉地内と捕捉工周辺に大別される.

流木は流れの主流に沿って流下し, 流入口より捕捉地エリアに進入する. 捕捉地エリアは, 主流が外岸に寄ることで内岸側に止水域が生じ, そこに流木が堆積する (図 5.17). また主流に沿って捕捉工周辺まで流下する流木は, 重なって堆積しスリット天端に到達した (図 5.18).

捕捉工直上流の水位は, 流木捕捉量が多いほど高く, 最大で 3.24m 上昇 (図 5.19) するものの捕捉率を低下させることはなかった.

図 5.20 に示す最終形状（案）での流木捕捉率は, 最大で 87.5% ($Q=680\text{m}^3/\text{s}$, 流木長 $L=6\text{m}$), 最小で 65.8% ($Q=469.7\text{m}^3/\text{s}$, 流木長 $L=12\text{m}$), 4 ケースの平均捕捉率は 78.5%であった (図 5.12 の(g)).

また捕捉地に土砂が流入し埋没することが予測されたため土砂堆積を実験で確認した結果, 捕捉地エリアへの流入土砂量は微少であった.

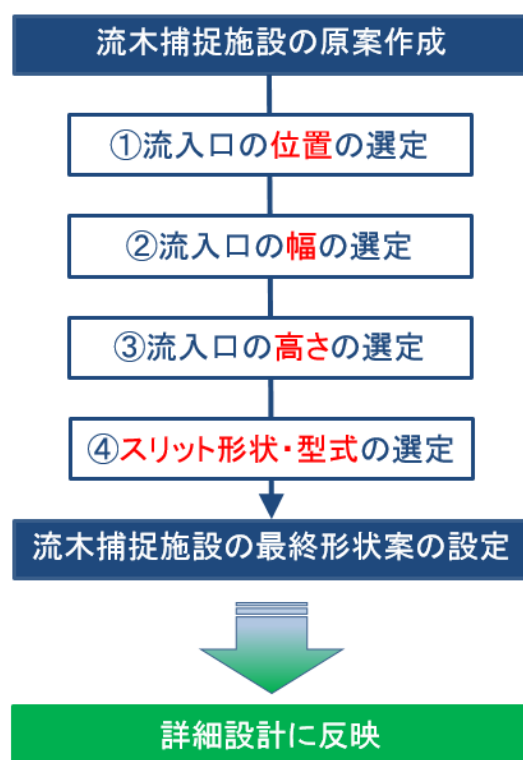


図 5.11 流入口構造の検討の流れ

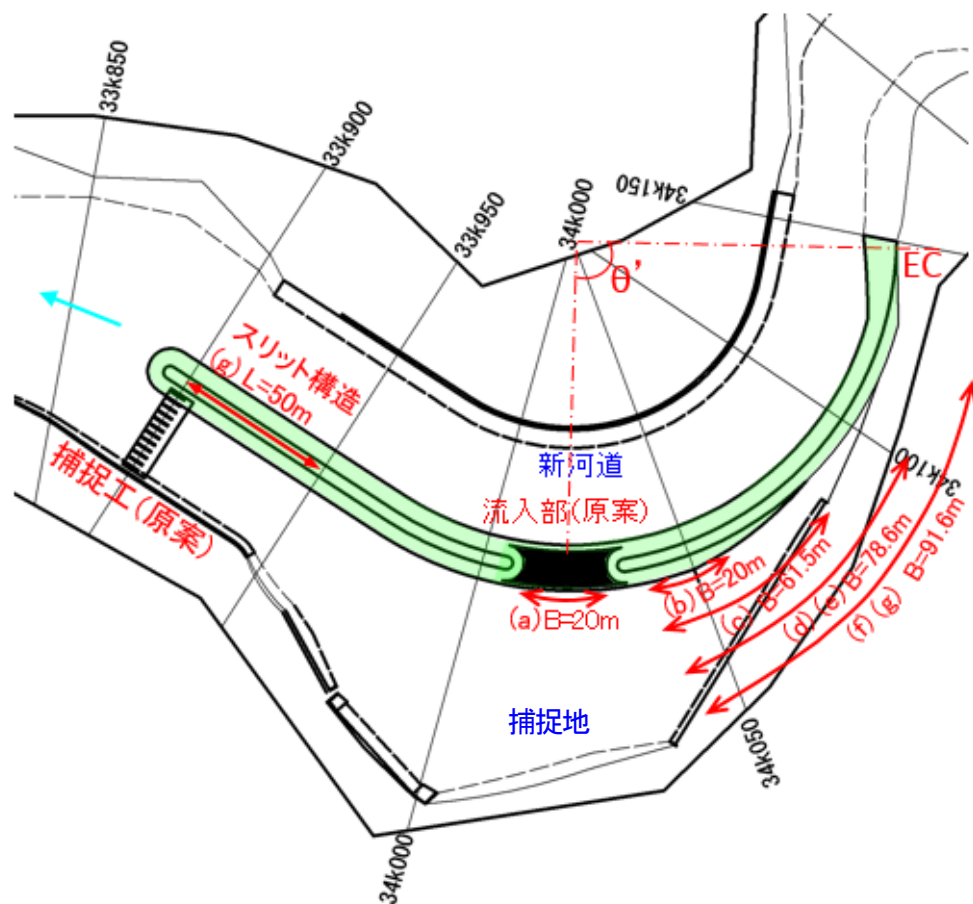


図 5.12 検討項目における流入口の位置と幅及び捕捉工形状

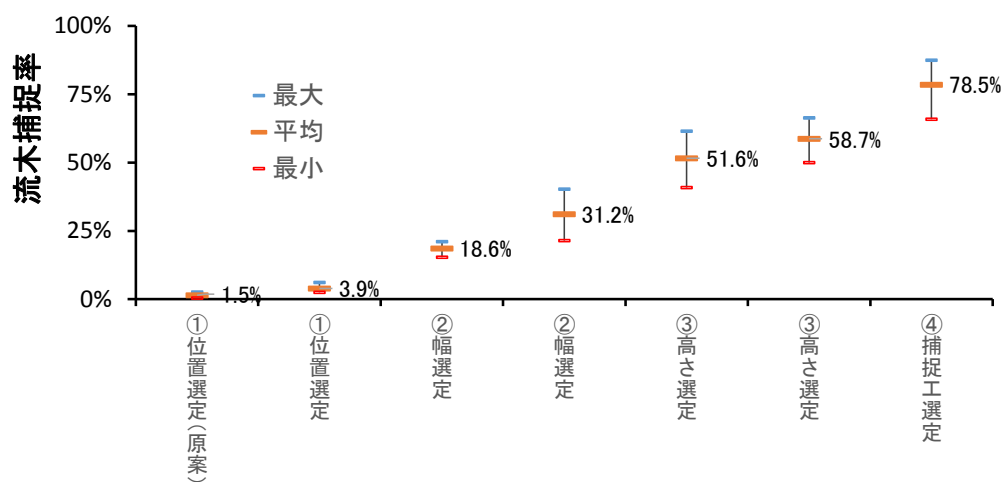


図 5.13 捕捉施設の構造諸元改良に伴う流木捕捉率
(アルファベット(a)～(g)は図-7 の(a)～(g)と一致する)

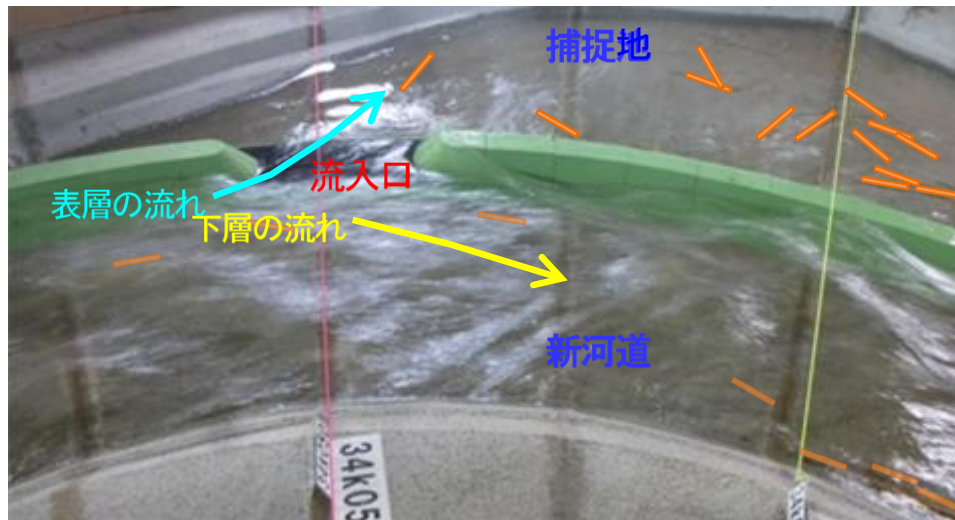


図 5.14 第一種二次流により表層は外岸(捕捉地側)に向かって流れ、
下層は内岸に向って流れる($Q=680\text{m}^3/\text{s}$, 流木長 $L=6\text{m}$)

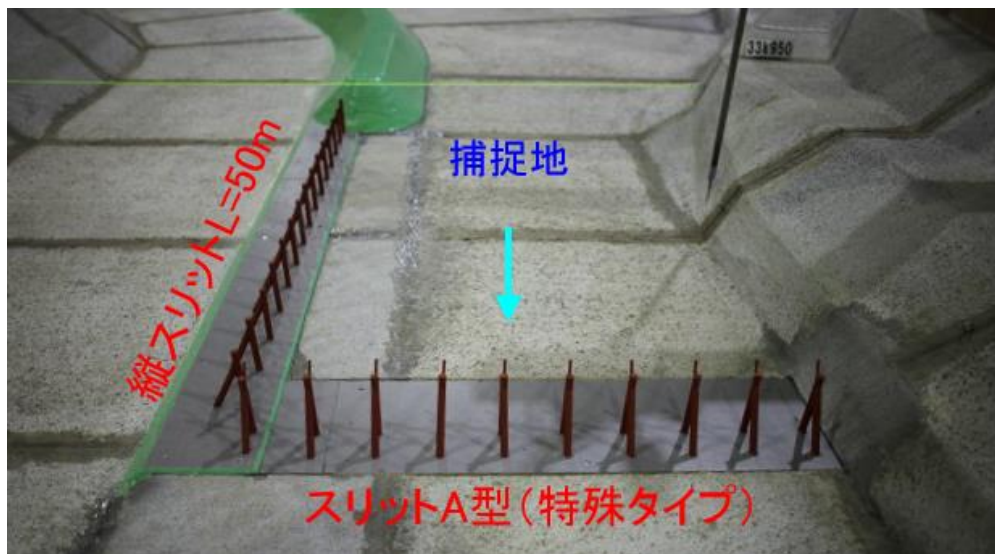


図 5.15 流木捕捉工の選定実験結果による改良点

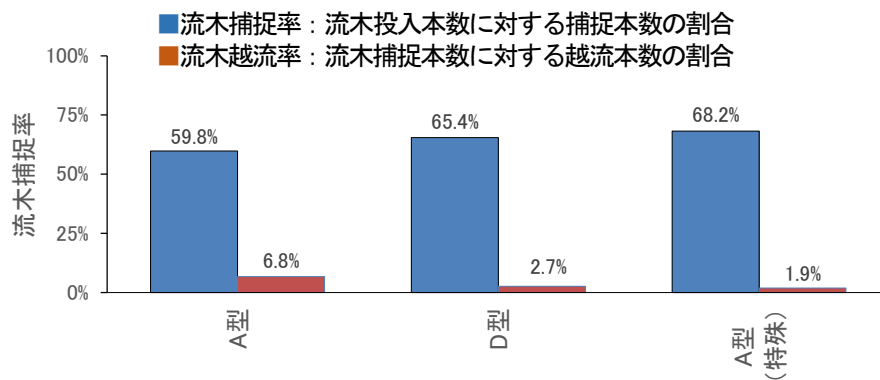


図 5.16 スリットタイプ別の流木捕捉率と流木越流率

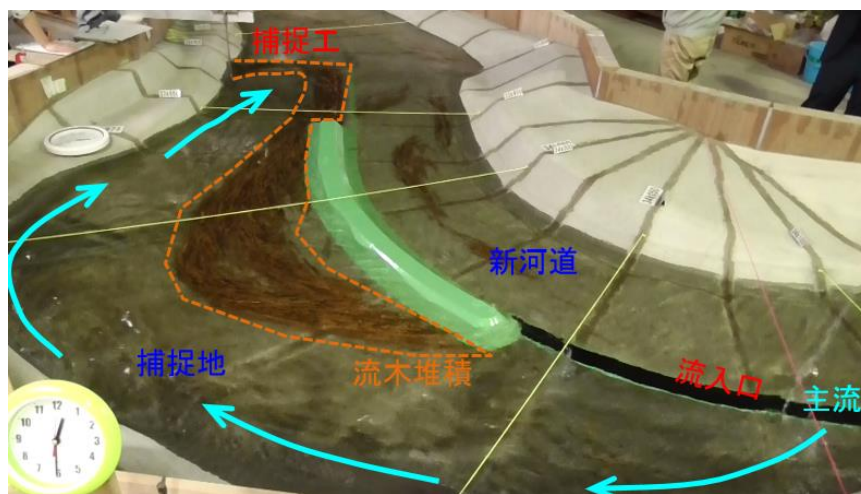


図 5.17 実験開始から30分後の流木捕捉状況
 (流量 $Q=680\text{m}^3/\text{s}$, 流木長 $L=6\text{m}$)

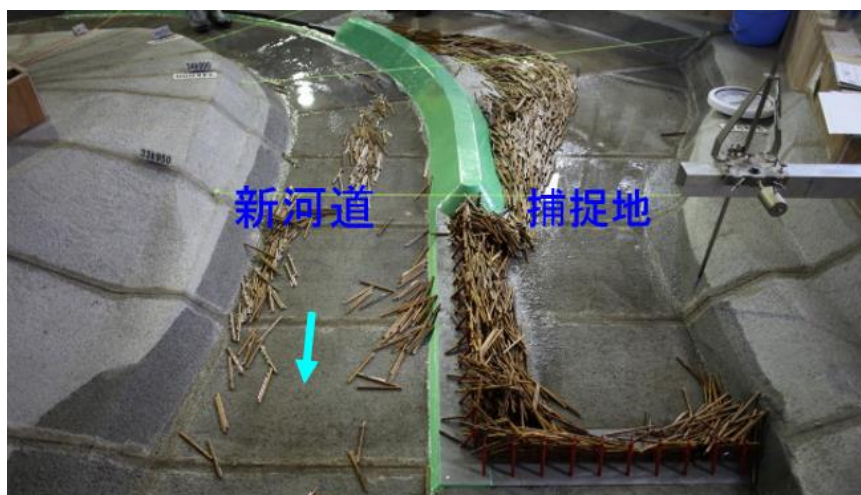


図 5.18 実験終了時の流木捕捉工周辺の流木堆積状況

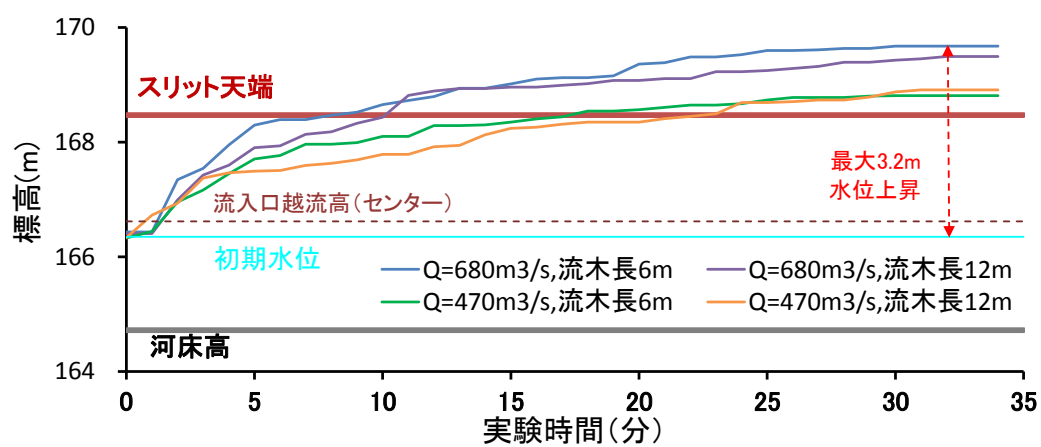


図 5.19 捕捉工周辺の水位上昇の比較

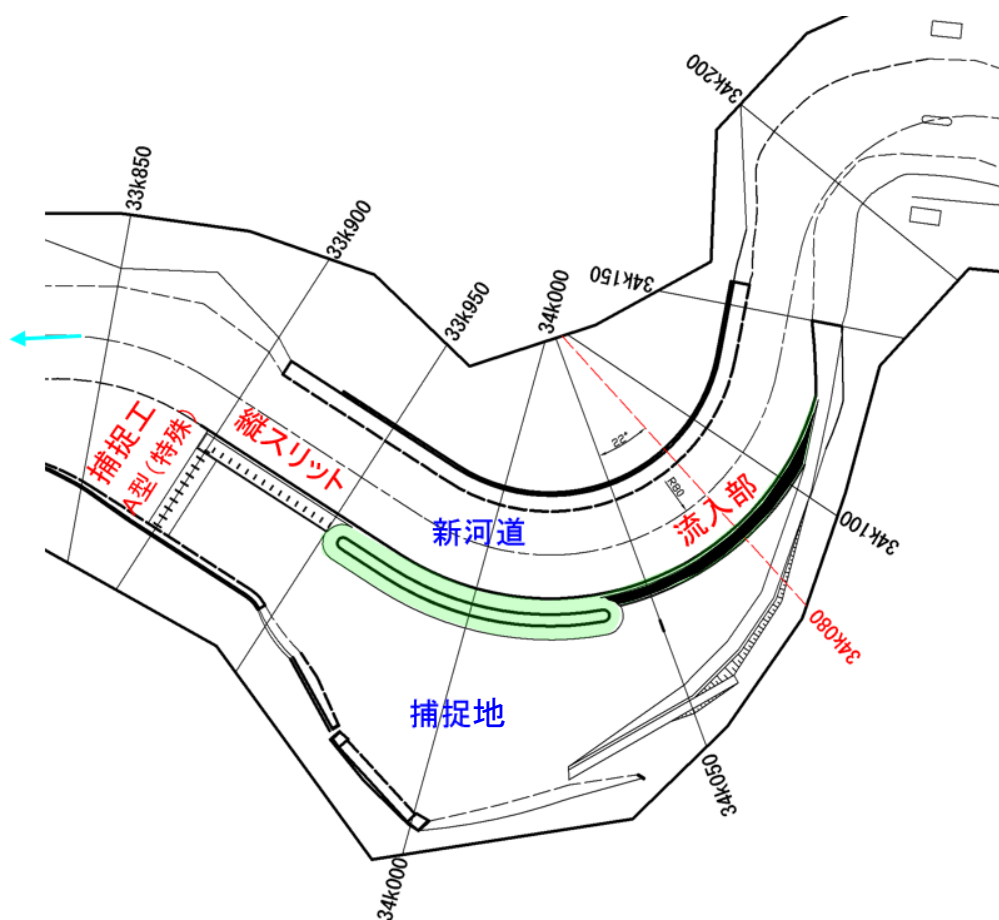


図 5.20 流木捕捉施設の最終形状 (案)

5.6 第5章まとめ

本研究で得られた知見を以下に列記する。

- (1) 新潟県関川の流木捕捉施設を参考に流入口の位置を設定し、当初は、湾曲部の第一種二次流により、表層の外岸側（捕捉施設流入口側）に向かう流れが流木を捕捉地エリアへ導流することが期待されたが、現地で調査された流木の多数を占める比重 1.1 の模擬流木を実験に用いたところ、下層に潜り込んで内岸側（流入口の反対側）へ移動する流木が多く確認された。このため、流入口の開口部は二次流の影響が及びにくい湾曲上流部に設置することで捕捉率が向上した。
- (2) 捕捉地エリアに多く流木が流入すると捕捉工（スリット構造）が閉塞し捕捉地の水位上昇を招くため捕捉効率が悪化した。この水位上昇は、スリット部の延長を延ばし流木を分散して集積することで抑制できた。
- (3) 水理模型実験によって投入流木量の約 8 割を捕捉できる効率的な流木捕捉施設の構造諸元が設定できた。
- (4) 現地では本研究で設定した最終形状で施工が進んでいる。



図 5.21 小本川の流木捕捉施設の施工状況（令和3年4月撮影）
（写真はサンエスコンサルタント株式会社 去石氏撮影）

第5章の参考文献

- 1) 土木学会水工学委員会：2017年九州北部豪雨調査団合同調査報告，2017.7.12.
- 2) 土木学会水工学委員会 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緊急報告会資料，2016.
- 3) 自然災害研究協議会・土木学会水工学委員会：平成28年度河川災害に関するシンポジウム「2016年8月東北豪雨による岩手県内の河川災害」，2017.3.15.
- 4) 平成28年台風第10号水害 土木学会・地盤工学会合同調査団：平成28年台風第10号による岩手県災害調査報告書，2017.7.
- 5) 岩手県県土整備部河川課沿岸広域振興局岩泉土木センター：第1回小本川河川整備連絡協議会「小本川河川整備計画（素案）資料4」，2017.4.27.
- 6) 小松利光監修，山本晃一編集：流木と災害 発生から処理まで，技報堂出版株式会社，pp.203-225，2009.
- 7) 岩手県：小本川水系河川整備基本方針，2011.1.
- 8) 長井斎，松原智生，村上正人，西口幸希：砂防水理模型実験の特徴と活用について，砂防学会誌，Vol.67，No.6，pp.49-55，2015.
- 9) 国土交通省国土技術政策総合研究所：砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策計画編）解説 3.2.2，2016.
- 10) サンエスコンサルタント株式会社：平成29年度二級河川小本川筋河川災害復旧助成事業測量調査設計業務委託 流木調査報告書，2018.3.
- 11) 長谷川祐治，中谷加奈，竹林洋史，里深好文，藤田正治：流木の流下と橋梁への集積に関する実験，京都大学防災研究年報，No.58B，pp.350-357，2015.
- 12) 財団法人 砂防・地すべり技術センター：鋼製砂防構造物設計便覧，鋼製砂防構造物委員会編集 平成21年版，pp.117-162，2009.
- 13) 日鐵住金建材株式会社：鋼製スリットダムA型，リーフレット.

第6章 河川の湾曲部における流木動態追跡モデルに関する研究

6.1 概説

近年各地で異常豪雨に伴う河川災害が頻発し、山地崩壊とともに流出した流木群や溪岸侵食から流出した流木群が橋脚や欄干で堰き止められて橋梁被害が生じたり、氾濫水とともに低内地に流入した流木群によって洪水氾濫が拡大し家屋の流失や損傷などの被害を増大させたりしている事例が頻繁にみられる^{1),2),3)}。

平成28年8月に東北地方の東部を襲った台風第10号による豪雨により、岩手県小本川では橋脚に堰き止められた流木群により橋梁被災や水位堰上げによる氾濫被害が拡大し、市街地へ流入した流木群は建物の流失や損傷被害などを招いた。この豪雨災害を契機として、小本川では山間地の河道湾曲部を利用して下流の流木被害の軽減を図るために流木捕捉施設を整備する計画が立案され^{4),5)}、第5章の水理模型実験により捕捉地へ効率的に流木を取り込める流入口の位置と形状を設定でき、令和2年度より現地施工が進んでいるところである。

この水理模型実験で使用した比重1.1の模擬流木は、河川の湾曲部における流況（第一種二次流）によって、表面を流れる流木は外岸側に向って流れ、河床底面に潜り込んで流れる流木は内岸側に向って移動するなど複雑な挙動を示すことが指摘されている。

本研究では、水理模型実験でみられた複雑な流木の挙動を解明するために準3次元流れの計算モデルに個別要素法を用いた流木モデルを組み込んだ数値解析モデル⁶⁾を提案し、この流木追跡モデルの有効性を検証することを目的とする。

6.2 流木捕捉施設と既往実験の概要

6.2.1 流木捕捉施設の概要

流木捕捉施設は、河口から 33.9km～34.075km 区間に設置するもので、山間地の湾曲部外岸にあたる現河道を流木捕捉地として利用し内岸側に新河道を設ける計画である（図 6.1）。捕捉地と新河道を仕切るために越流部（流木流入口）を設けた囲繞堤を設置し、平常時は新河道を主流とし、洪水時にのみ流木と洪水流を流入口から捕捉地エリアに導流し、下流端に設けるスリット構造の捕捉工で流木のみを捕捉する施設である（図 6.2）。

著者ら⁵⁾は、寒地土木研究所に模型縮尺 1/50 の実験水路を製作し、最大限流木を捕捉できる施設諸元を水理実験より設定している。実験水路規模は現地の河道延長 700m、平均川幅 75m、河床勾配は 1/100 である。河道部は、現地河道が岩盤であるためモルタルの固定床とした。

流木の投入量は、災害時の発生流木量 $1,500\text{m}^3$ （実体積）より算出し、流木長 6m の場合 3,600 本を、立木の平均長 12m の場合は 1,800 本を上流側から一定間隔で投入した。模擬流木の直径は 0.3m で枝を持たない円柱とし、現地調査で多くを占めていた広葉樹の平均比重 1.1⁷⁾ になるように調整した。

実験流量は、1/30 年超過確率流量 $680\text{m}^3/\text{s}$ と 1/10 年確率流量 $469.7\text{m}^3/\text{s}$ の 2 種、流木長は 6m と 12m の 2 種を組み合わせた 4 ケースの流木捕捉実験を実施した。

6.2.2 水理模型実験で確認された流木の挙動

4 ケースの実験の内、計算の比較対象とする流木長 6m、流量 $680\text{m}^3/\text{s}$ の流木の挙動について述べる。実験当初は、湾曲部の第一種二次流により、表面の外岸側に向かう流れが流木を捕捉地側へ導流することが期待されたが、比重 1.1 の模擬流木を実験に用いたところ、下層に潜り込んで内岸側（流入口の反対側）へ移動する流木が多く確認された（図 6.3）。このため、流入口の開口部は二次流の影響が及びにくい湾曲上流部に設置することで流木の捕捉率が向上し、最終的には図 6.2 に示す施設形状が設定できた。

図 6.4 には図 6.2 の施設形状で実験した時の(a)捕捉地を斜め上流から撮影した動画と(b)捕捉地の上方より垂直撮影した動画を 10 分毎にキャプチャーした静止画である。

これによると、捕捉施設における流木の運動、堆積形態は捕捉地内と捕捉工周辺に分かれる。比重 1.1 の流木は流入口上流付近より表面流にのって流下し、流入口より捕捉地内に進入する。捕捉地内では、主流が外岸に寄ることで内岸側に止水域が生じ、そこに流木が河床底面に徐々に沈降し堆積する。また表面流に沿

って捕捉地下流端の捕捉工周辺まで流下する流木は、幾重にも重なって捕捉され高さ 4m のスリット天端に到達した. この時の流木捕捉率は 87.5% (全投入量 3,600 本のうち 3,149 本を捕捉) で全実験中最大であった.



図 6.1 流木捕捉施設設置予定箇所の航空写真（2016年9月）

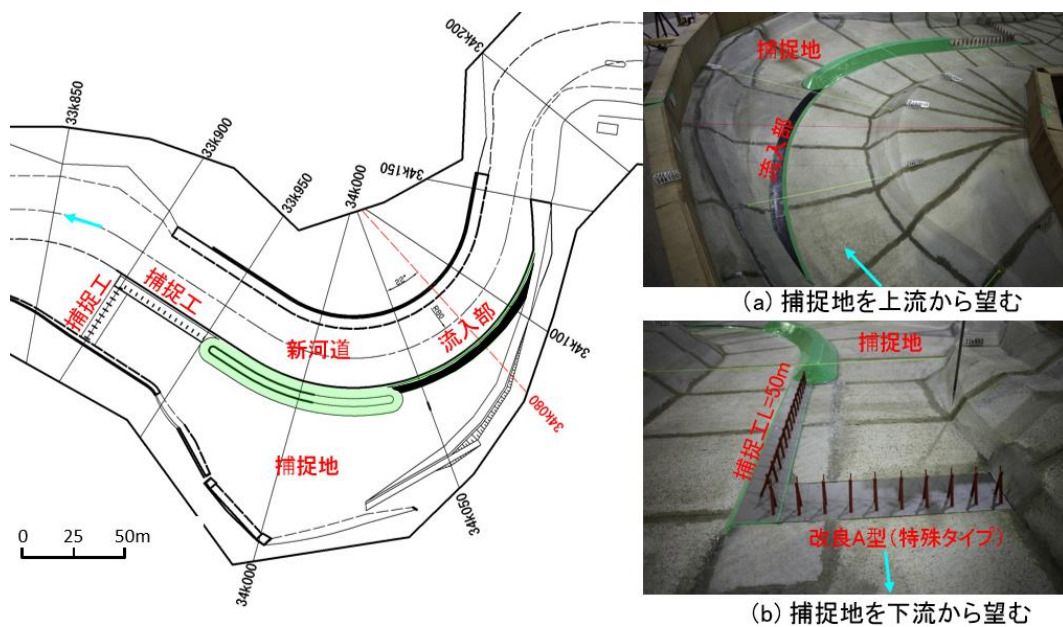


図 6.2 水理模型実験で設定した流木捕捉施設形状

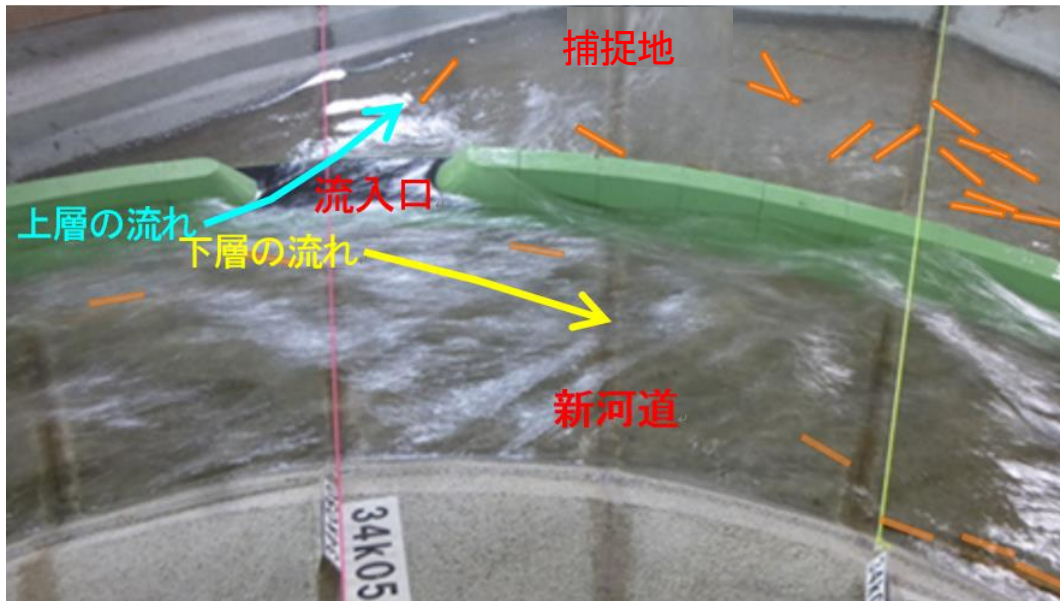


図 6.3 第一種二次流により表面(上層)の流木は外岸に向かって流れ、
底面(下層)に潜り込んだ流木は内岸に向って流れる様子
(流量 $Q=680\text{m}^3/\text{s}$, 流木長 $L=6\text{m}$)

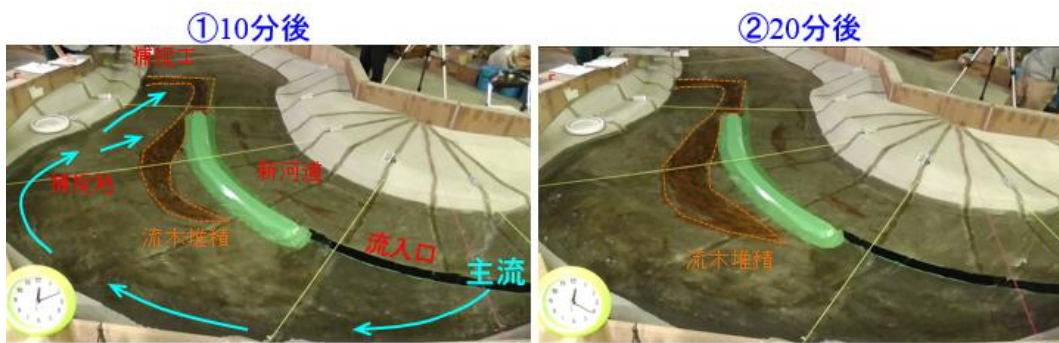


図 6.4 流木の挙動と堆積過程 (流量 $Q=680\text{m}^3/\text{s}$, 流木長 $L=6\text{m}$)

6.3 流木追跡モデル

本研究では、小本川の流木捕捉施設のような河川湾曲部への適用を念頭におき、河川流を準3次元で計算し、流木を2次元で計算する流木追跡モデルを提案する。それぞれの基礎式を以下に示す。

6.3.1 河川流の計算モデル

本研究による河川流れのモデルは、河川の流れ・河床変動解析ソフトウェア iRIC (International River Interface Cooperative)⁸⁾ のうち、擬似的な3次元流れ場を計算するソルバーである“Nays2D+”を用いる。

“Nays2D+”では、iRICの2次元平面モデルの計算結果と開水路湾曲部の2次元流の理論解を用いて擬似的な3次元流を計算している。一様湾曲部の2次元流理論解は Englund⁹⁾ によるものを用いている。

(1) 流れの基礎式

直交座標系(x, y)における2次元流れの基礎式を以下に示す。

[連続式]

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

[運動方程式]

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial(hu^2)}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = -hg \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho} + D^x - \frac{F_x}{\rho} \quad (2)$$

$$\frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} + \frac{\partial(hv^2)}{\partial y} = -hg \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho} + D^y - \frac{F_y}{\rho} \quad (3)$$

ただし、

$$\frac{\tau_x}{\rho} = C_f u \sqrt{u^2 + v^2} \quad \frac{\tau_y}{\rho} = C_f v \sqrt{u^2 + v^2} \quad (4)$$

$$D^x = \frac{\partial}{\partial x} \left[v_t h \frac{\partial uh}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[v_t h \frac{\partial uh}{\partial y} \right] \quad (5)$$

$$D^y = \frac{\partial}{\partial x} \left[v_t h \frac{\partial vh}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[v_t h \frac{\partial vh}{\partial y} \right] \quad (6)$$

$$\frac{F_x}{\rho} = \frac{1}{2} C_D a_s h u \sqrt{u^2 + v^2} \quad \frac{F_y}{\rho} = \frac{1}{2} C_D a_s h v \sqrt{u^2 + v^2} \quad (7)$$

ここで、 t は時間、 h は水深、 u は x 方向の流速、 v は y 方向の流速、 g は重力加速度、 H は水位、 τ_x は x 方向の河床せん断力、 τ_y は y 方向の河床せん断力、 F_x は x 方

向の植生による抵抗力, F_y は y 方向の植生による抵抗力, C_f は河床せん断係数, ν_t は渦動粘性係数, C_D は植生の抵抗係数, a_s は単位体積に占める植生の遮断面積である.

次に直交座標系 (x, y) における基礎式を一般座標系 (ξ, η) に変換した基礎式を以下に示す.

[連続式]

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{h}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{hu^\xi}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{hu^\eta}{J} \right) = 0 \quad (8)$$

[運動方程式]

$$\begin{aligned} \frac{\partial u^\xi}{\partial t} + u^\xi \frac{\partial u^\xi}{\partial \xi} + u^\eta \frac{\partial u^\xi}{\partial \eta} + \alpha_1 u^\xi u^\xi + \alpha_2 u^\xi u^\eta + \alpha_3 u^\eta u^\eta = \\ -g \left[(\xi_x^2 + \xi_y^2) \frac{\partial H}{\partial \xi} + (\xi_x \eta_x + \xi_y \eta_y) \frac{\partial H}{\partial \eta} \right] \\ - \left(C_f + \frac{1}{2} C_D a_s h \right) \frac{u^\xi}{hJ} \sqrt{(\eta_y u^\xi - \xi_y u^\eta)^2 + (-\eta_x u^\xi + \xi_x u^\eta)^2} + D^\xi \end{aligned} \quad (9)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial u^\eta}{\partial t} + u^\xi \frac{\partial u^\eta}{\partial \xi} + u^\eta \frac{\partial u^\eta}{\partial \eta} + \alpha_4 u^\xi u^\xi + \alpha_5 u^\xi u^\eta + \alpha_6 u^\eta u^\eta = \\ -g \left[(\eta_x^2 + \eta_y^2) \frac{\partial H}{\partial \xi} + (\xi_x \eta_x + \xi_y \eta_y) \frac{\partial H}{\partial \eta} \right] \\ - \left(C_f + \frac{1}{2} C_D a_s h \right) \frac{u^\eta}{hJ} \sqrt{(\eta_y u^\xi - \xi_y u^\eta)^2 + (-\eta_x u^\xi + \xi_x u^\eta)^2} + D^\eta \end{aligned} \quad (10)$$

ただし,

$$\alpha_1 = \xi_x \frac{\partial^2 x}{\partial \xi^2} + \xi_y \frac{\partial^2 y}{\partial \xi^2}, \quad \alpha_2 = 2 \left(\xi_x \frac{\partial^2 x}{\partial \xi \partial \eta} + \xi_y \frac{\partial^2 y}{\partial \xi \partial \eta} \right), \quad \alpha_3 = \xi_x \frac{\partial^2 x}{\partial \eta^2} + \xi_y \frac{\partial^2 y}{\partial \eta^2} \quad (11)$$

$$\alpha_4 = \eta_x \frac{\partial^2 x}{\partial \xi^2} + \eta_y \frac{\partial^2 y}{\partial \xi^2}, \quad \alpha_5 = 2 \left(\eta_x \frac{\partial^2 x}{\partial \xi \partial \eta} + \eta_y \frac{\partial^2 y}{\partial \xi \partial \eta} \right), \quad \alpha_6 = \eta_x \frac{\partial^2 x}{\partial \eta^2} + \eta_y \frac{\partial^2 y}{\partial \eta^2} \quad (12)$$

$$D^\xi =$$

$$\left(\xi_x \frac{\partial}{\partial \xi} + \eta_x \frac{\partial}{\partial \eta} \right) \left[\nu_t \left(\xi_x \frac{\partial u^\xi}{\partial \xi} + \eta_x \frac{\partial u^\xi}{\partial \eta} \right) \right] + \left(\xi_y \frac{\partial}{\partial \xi} + \eta_y \frac{\partial}{\partial \eta} \right) \left[\nu_t \left(\xi_y \frac{\partial u^\xi}{\partial \xi} + \eta_y \frac{\partial u^\xi}{\partial \eta} \right) \right] \quad (13)$$

$$D^\eta =$$

$$\left(\xi_x \frac{\partial}{\partial \xi} + \eta_x \frac{\partial}{\partial \eta} \right) \left[\nu_t \left(\xi_x \frac{\partial u^\eta}{\partial \xi} + \eta_x \frac{\partial u^\eta}{\partial \eta} \right) \right] + \left(\xi_y \frac{\partial}{\partial \xi} + \eta_y \frac{\partial}{\partial \eta} \right) \left[\nu_t \left(\xi_y \frac{\partial u^\eta}{\partial \xi} + \eta_y \frac{\partial u^\eta}{\partial \eta} \right) \right] \quad (14)$$

$$\xi_x = \frac{\partial \xi}{\partial x}, \quad \xi_y = \frac{\partial \xi}{\partial y}, \quad \eta_x = \frac{\partial \eta}{\partial x}, \quad \eta_y = \frac{\partial \eta}{\partial y} \quad (15)$$

$$u^\xi = \xi_x u + \xi_y v, \quad u^\eta = \eta_x u + \eta_y v \quad (16)$$

$$J = \frac{1}{x_\xi y_\eta - x_\eta y_\xi} \quad (17)$$

また、一般座標の運動方程式中の拡散項 D^ξ 、 D^η については展開すると項の数が膨大になるので以下の様な条件を仮定して簡略化を行う。

1. メトリック係数の2階微分量を局所的にゼロとする。
2. 局所的に擬似直交座標として扱う。

この結果、拡散項は近似的に以下のように表せる。

$$D^\xi \simeq \frac{\partial}{\partial \xi} \left(v_t \xi_r^2 \frac{\partial u^\xi}{\partial \xi} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(v_t \eta_r^2 \frac{\partial u^\xi}{\partial \eta} \right) \quad (18)$$

$$D^\eta \simeq \frac{\partial}{\partial \xi} \left(v_t \xi_r^2 \frac{\partial u^\eta}{\partial \xi} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(v_t \eta_r^2 \frac{\partial u^\eta}{\partial \eta} \right) \quad (19)$$

ここで、 ξ_r 、 η_r は一般座標上の局所的な格子サイズと、実距離の比率を表す係数で、次式で定義される。

$$\frac{\Delta \xi}{\Delta \tilde{\xi}} = \xi_r, \quad \frac{\Delta \eta}{\Delta \tilde{\eta}} = \eta_r \quad (20)$$

なお、上記 D^ξ 、 D^η の近似式の誘導には局所的な直交関係の仮定より以下の関係が用いられる。

$$\xi_x^2 + \xi_y^2 = \xi_r^2 (\tilde{\xi}_x^2 + \tilde{\xi}_y^2) = \xi_r^2 (\sin^2 \theta + \cos^2 \theta) = \xi_r^2 \quad (21)$$

$$\xi_x \eta_x + \xi_y \eta_y = \xi_r \eta_r (\tilde{\xi}_x \tilde{\eta}_x + \tilde{\xi}_y \tilde{\eta}_y) = \xi_r \eta_r (-\cos \theta \sin \theta + \cos \theta \sin \theta) = 0 \quad (22)$$

$$\eta_x^2 + \eta_y^2 = \eta_r^2 (\tilde{\eta}_x^2 + \tilde{\eta}_y^2) = \eta_r^2 (\sin^2 \theta + \cos^2 \theta) = \eta_r^2 \quad (23)$$

$$J = \xi_x \eta_y - \xi_y \eta_x = \xi_r \eta_r (\tilde{\xi}_x \tilde{\eta}_y - \tilde{\xi}_y \tilde{\eta}_x) = \xi_r \eta_r (\sin^2 \theta + \cos^2 \theta \sin \theta) = \xi_r \eta_r \quad (24)$$

ただし、 θ は x 軸と ξ 軸(または、 y 軸と η 軸)のなす角度である。

(2) 主流の流速分布

水深平均流の流れ方向を s 、鉛直上向き方向を z とすると、 s 方向の等流流れの運動方程式は次式で表される。

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(v_t \frac{\partial u_s}{\partial z} \right) = g \frac{\partial H}{\partial s} \quad (25)$$

ここで、 s は水深平均流速の流下方向、 u_s は s 方向の流速、 z は鉛直方向座標軸である。鉛直方向距離を水深 h で無次元化し、河床高を z_b 、無次元鉛直方向距離を ζ (河床で0、水面で1)とすると、

$$\zeta = \frac{z-z_b}{h} \quad (26)$$

等流状態を仮定し，エネルギー勾配(=水面勾配) を S とすると，

$$S = -\frac{\theta H}{\theta S} \quad (27)$$

ここで，主流流速 u_s は水深平均流速 $\langle u_s \rangle$ を用いて次式で表す．

$$u_{s(\zeta)} = \langle u_s \rangle f_s(\zeta) \quad (28)$$

これを運動方程式の (25) 式に代入する．

$$\frac{\partial^2 f_s}{\partial \zeta^2} = -\frac{gSh^2}{v_t \langle u_s \rangle} \quad (29)$$

ζ で積分とすると，

$$\frac{\partial f_s}{\partial \zeta} = -\frac{gSh^2}{v_t \langle u_s \rangle} \zeta + C_1 \quad (30)$$

水面でせん断力がゼロなので， $\zeta = 1$ で $\frac{\partial f_s}{\partial \zeta}$ より

$$C_1 = -\frac{gSh^2}{v_t \langle u_s \rangle} \equiv \beta \quad (31)$$

とおくと (30) 式は

$$\frac{\partial f_s}{\partial \zeta} = \beta(1 - \zeta) \quad (32)$$

これをもう一度 ζ で積分すると，

$$f_s = \beta \left(\zeta - \frac{1}{2} \zeta^2 \right) + C_2 \quad (33)$$

平均流の定義より，

$$\int_0^1 f_s d\zeta = 1 = \left[\beta \left(\frac{1}{2} \zeta^2 - \frac{1}{6} \zeta^3 \right) + C_2 \zeta \right]_0^1 = \frac{1}{3} \beta + C_2 \quad (34)$$

よって，

$$C_2 = 1 - \frac{1}{3} \beta \quad (35)$$

これを (33) 式に戻して，

$$f_s = \left(-\frac{1}{2} \zeta^2 + \zeta - \frac{1}{3} \right) \beta + 1 \quad (36)$$

渦動粘性係数 v_t を $v_t = \alpha u_* h$ で表し， $u_* = \sqrt{ghS}$ であることを考慮すると，

$$\beta = \frac{gSh^2}{v_t \langle u_s \rangle} = \frac{gSh}{\alpha u_* \langle u_s \rangle} = \frac{u_*}{\alpha \langle u_s \rangle} \quad (37)$$

底面流速を u_s^b とすると

$$u_s^b = \langle u_s \rangle f_s(0) = -\frac{u_*}{3\alpha} + \langle u_s \rangle \quad (38)$$

より,

$$\frac{\langle u_s \rangle}{u_*} = \frac{u_s^b}{u_*} + \frac{1}{3\alpha} \quad (39)$$

$$\frac{u_s^b}{u_*} = 2 + \frac{1}{\kappa} l_n \frac{h}{\kappa_s} = r_* \quad (40)$$

とおくと,

$$u_*^2 h(1 - \xi) = \alpha u_* h \frac{\partial u}{\partial \xi} \quad (41)$$

したがって,

$$\frac{\langle u_s \rangle}{u_*} = r_* + \frac{1}{3\alpha} \quad (42)$$

$$\frac{\langle u_s \rangle}{u_*} = \frac{1}{r_* + \frac{1}{3\alpha}} = \frac{3\alpha}{3\alpha r_* + 1} \quad (43)$$

これを (37) 式に代入すると,

$$\beta = \left(\frac{3\alpha}{3\alpha r_* + 1} \right) \frac{1}{\alpha} = \frac{1}{\alpha r_* + \frac{1}{3}} \quad (44)$$

$$\frac{1}{\beta} = \alpha r_* + \frac{1}{3} \quad (45)$$

$$f_s = \left(-\frac{1}{2}\zeta^2 + \zeta - \frac{1}{3} \right) \beta + 1 = \left(-\frac{1}{2}\zeta^2 + \zeta - \frac{1}{3} + \frac{1}{\beta} \right) \beta = \frac{\alpha r_* + \zeta - \frac{1}{2}\zeta^2}{\alpha r_* + \frac{1}{3}} \quad (46)$$

$r_* \alpha = \chi$, $\chi_1 = \alpha r_* + \frac{1}{3}$ とすると,

$$f_s = \frac{\chi + \zeta - \frac{\zeta^2}{2}}{\chi_1}, \quad u_s(\zeta) = \langle u_s \rangle \frac{\chi + \zeta - \frac{\zeta^2}{2}}{\chi_1} \quad (47)$$

(47) 式が放物線分布と呼ばれる流線方向の流速鉛直分布式である。

(3) 2次流の流速分布

図 6.5 に示すように, 流れが曲率半径 r_s でカーブしている場合 (s 軸に向かって右にカーブしている場合を $r_s > 0$ とする, 図 6.5 では $r_s < 0$), n 軸を s 軸に直交する方向で s が増加する方向に向かって左側が正になる方向に取り, n 方向の流速を u_n とすると, n 軸方向の等流流れの運動方程式は次式であらわされる。

$$\frac{u_s^2}{r_s} = -g \frac{\partial H}{\partial n} + \frac{\partial}{\partial z} \left(v_t \frac{\partial u_n}{\partial z} \right) \quad (48)$$

ただし,

$$\frac{1}{r_s} = \frac{\partial \theta_s}{\partial s} \quad (49)$$

ここで, θ は x 軸と流線方向 s とのなす角度である.

n 方向の流速を以下の分布を仮定する.

$$u_n(\zeta) = A_n f_n(\zeta) \quad (50)$$

ただし, A_n は 2 次流強度, f_n は無次元流速分布関数である. これを (48) 式に代入して整理すると,

$$\frac{\partial^2 f_n}{\partial \zeta^2} = \frac{gh^2 \partial H}{v_t A_n \partial n} + \frac{\langle u_s \rangle^2 h^2}{v_t A_n r_s} f_s^2 = \frac{\langle u_s \rangle^2 h^2}{v_t A_n r_s} \left(\frac{gr_s}{\langle u_s \rangle^2} \frac{\partial H}{\partial n} + f_s^2 \right) \quad (51)$$

$$\frac{\langle u_s \rangle^2 h^2}{v_t A_n r_s} \equiv A, \quad \frac{gr_s}{\langle u_s \rangle^2} \frac{\partial H}{\partial n} \equiv B \quad (52)$$

とおくと,

$$\frac{\partial^2 f_n}{\partial \zeta^2} = A(B + f_s^2) \quad (53)$$

ζ で積分する

$$\begin{aligned} \frac{\partial f_n}{\partial \zeta} &= AB\zeta + A \int \left[\left\{ \frac{1}{\chi_1} \left(\chi + \zeta - \frac{1}{2} \zeta^2 \right) \right\}^2 \right] d\zeta + C_1 \\ &= AB\zeta + \frac{A}{\chi_1^2} \left[\chi^2 \zeta + \chi \zeta^2 + \frac{1}{3} (1 - \chi) \zeta^3 - \frac{1}{4} \zeta^4 + \frac{1}{20} \zeta^5 \right] + C_1 \end{aligned} \quad (54)$$

水面では $\frac{\partial f_n}{\partial \zeta} = 0$ (Slip 条件) なので,

$$C_1 = -AB - \frac{A}{\chi_1^2} \left[\chi^2 + \frac{2}{3} \chi + \frac{2}{15} \right] \quad (55)$$

よって,

$$\begin{aligned} \frac{\partial f_n}{\partial \zeta} &= AB\zeta + \frac{A}{\chi_1^2} \left[\chi^2 \zeta + \chi \zeta^2 + \frac{1}{3} (1 - \chi) \zeta^3 - \frac{1}{4} \zeta^4 + \frac{1}{20} \zeta^5 \right] \\ &\quad - \left[AB + \frac{A}{\chi_1^2} \left(\chi^2 + \frac{2}{3} \chi + \frac{2}{15} \right) \right] \end{aligned} \quad (56)$$

これをもう一度 ζ に関して積分する.

$$f_n = \frac{1}{2} AB \zeta^2 + \frac{A}{\chi_1^2} \left[\frac{1}{2} \chi^2 \zeta^2 + \frac{1}{3} \chi \zeta^3 + \frac{1}{12} (1 - \chi) \zeta^4 - \frac{1}{20} \zeta^5 + \frac{1}{120} \zeta^6 \right]$$

$$-\left[AB + \frac{A}{\chi_1^2}\left(\chi^2 + \frac{2}{3}\chi + \frac{2}{15}\right)\right]\zeta + c_2 \quad (57)$$

2 次流はその定義から水深方向積分値はゼロ，すなわち $\int_0^1 f_n d\zeta = 0$

$$\begin{aligned} \int_0^1 f_n d\zeta &= \frac{1}{6}AB\zeta^3 + \frac{A}{\chi_1^2}\left[\frac{1}{6}\chi^2\zeta^3 + \frac{1}{12}\chi\zeta^4 + \frac{1}{60}(1-\chi)\zeta^5 - \frac{1}{120}\zeta^6 + \frac{1}{840}\zeta^7\right] \\ &\quad - \left[AB + \frac{A}{\chi_1^2}\left(\chi^2 + \frac{2}{3}\chi + \frac{2}{15}\right)\right]\frac{\zeta^2}{2} + c_2\zeta = 0 \end{aligned} \quad (58)$$

これより，

$$C_2 = \frac{1}{3}AB + \frac{A}{\chi_1^2}\left[\frac{1}{3}\chi^2 + \frac{4}{15}\chi + \frac{2}{35}\right] \quad (59)$$

これを (57) 式に代入すると，

$$\begin{aligned} f_n &= \frac{A}{2}\left(B + \frac{\chi^2}{\chi_1^2}\right)\zeta^2 + \frac{A}{\chi_1^2}\left[\frac{1}{3}\chi\zeta^3 + \frac{1}{12}(1-\chi)\zeta^4 - \frac{1}{20}\zeta^5 + \frac{1}{120}\zeta^6\right] \\ &\quad - \left[AB + \frac{A}{\chi_1^2}\left(\chi^2 + \frac{2}{3}\chi + \frac{2}{15}\right)\right]\zeta + \frac{1}{3}AB + \frac{A}{\chi_1^2}\left(\frac{1}{3}\chi^2 + \frac{4}{15}\chi + \frac{2}{35}\right) \end{aligned} \quad (60)$$

底面流速ベクトルの方向とせん断力ベクトルの方向は同じなので

$$\frac{u_n^b}{u_s^b} = \frac{\tau_n^b}{\tau_s^b} \quad (61)$$

上式の中の各値は

$$u_s^b = \langle u_s \rangle f_s(0) = \langle u_s \rangle \frac{\chi}{\chi_1} \quad (62)$$

$$u_n^b = A_n f_n(0) = AA_n \left[\frac{1}{3}B + \frac{1}{\chi_1^2} \left(\frac{1}{3}\chi^2 + \frac{4}{15}\chi + \frac{2}{35} \right) \right] \quad (63)$$

$$\frac{\tau_s^b}{\rho} = u_*^2 \quad (64)$$

$$\frac{\tau_n^b}{\rho} = \nu_t \left. \frac{\partial u_n}{\partial z} \right|_{z=0} = \nu_t \frac{A_n}{h} \left. \frac{\partial f_n}{\partial \zeta} \right|_{\zeta=0}$$

$$= -\alpha u_* A_n A \left[B + \frac{1}{\chi_1^2} \left(\chi^2 + \frac{2}{3}\chi + \frac{2}{15} \right) \right] \quad (65)$$

これらを(61)式に代入すると

$$\frac{AA_n \left[\frac{1}{3}B + \frac{1}{\chi_1^2} \left(\frac{1}{3}\chi^2 + \frac{4}{15}\chi + \frac{2}{35} \right) \right]}{\langle u_s \rangle \frac{\chi}{\chi_1}} = - \frac{\alpha u_* A_n A \left[B + \frac{1}{\chi_1^2} \left(\chi^2 + \frac{2}{3}\chi + \frac{2}{15} \right) \right]}{u_*^2} \quad (66)$$

$$\frac{1}{3}B + \frac{1}{\chi_1^2} \left(\frac{1}{3}\chi^2 + \frac{4}{15}\chi + \frac{2}{35} \right) = -\alpha \frac{\langle u_s \rangle}{u_*} \frac{\chi}{\chi_1} \left[B + \frac{1}{\chi_1^2} \left(\chi^2 + \frac{2}{3}\chi + \frac{2}{15} \right) \right] \quad (67)$$

ここで,

$$\frac{\langle u_s \rangle}{u_*} = r_* + \frac{1}{3\alpha} = \frac{\chi_1}{\alpha}, \quad \chi_1 = \chi + \frac{1}{3} \quad (68)$$

の関係を用いると,

$$\frac{1}{3}B + \frac{1}{\chi_1^2} \left(\frac{1}{3}\chi^2 + \frac{4}{15}\chi + \frac{2}{35} \right) = -\chi \left[B + \frac{1}{\chi_1^2} \left(\chi^2 + \frac{2}{3}\chi + \frac{2}{15} \right) \right] \quad (69)$$

$$\left(\chi + \frac{1}{3} \right) B = -\frac{1}{\chi_1^2} \left(\chi^3 + \chi^2 + \frac{2}{5}\chi + \frac{2}{35} \right) \quad (70)$$

$$B = -\frac{1}{\chi_1^3} \left(\chi^3 + \chi^2 + \frac{2}{5}\chi + \frac{2}{35} \right) \quad (71)$$

これより f_n は

$$\begin{aligned} \frac{f_n}{A} = & \frac{1}{2} \left(B + \frac{\chi^2}{\chi_1^2} \right) \zeta^2 + \frac{1}{\chi_1^2} \left[\frac{1}{3}\chi\zeta^3 + \frac{1}{12}(1-\chi)\zeta^4 - \frac{1}{20}\zeta^5 + \frac{1}{120}\zeta^6 \right] \\ & - \left[B + \frac{1}{\chi_1^2} \left(\chi^2 + \frac{2}{3}\chi + \frac{2}{15} \right) \right] \zeta + \left[\frac{1}{3}B + \frac{A}{\chi_1^2} \left(\frac{1}{3}\chi^2 + \frac{4}{15}\chi + \frac{2}{35} \right) \right] \end{aligned} \quad (72)$$

右辺最終項は (69) 式の関係を用いると,

$$\begin{aligned} \frac{f_n}{A} = & \frac{1}{2} \left(B + \frac{\chi^2}{\chi_1^2} \right) \zeta^2 + \frac{1}{\chi_1^2} \left[\frac{1}{3}\chi\zeta^3 + \frac{1}{12}(1-\chi)\zeta^4 - \frac{1}{20}\zeta^5 + \frac{1}{120}\zeta^6 \right] \\ & - \left[B + \frac{1}{\chi_1^2} \left(\chi^2 + \frac{2}{3}\chi + \frac{2}{15} \right) \right] \zeta - \chi \left[B + \frac{1}{\chi_1^2} \left(\chi^2 + \frac{2}{3}\chi + \frac{2}{15} \right) \right] \\ = & \frac{1}{\chi_1^2} \left[- \left(\chi^2 + \frac{2}{3}\chi + \frac{2}{15} \right) (\zeta + \chi) + \frac{1}{2}\chi^2\zeta^2 + \frac{1}{3}\chi\zeta^3 + \frac{1}{12}(1-\chi)\zeta^4 \right. \\ & \left. - \frac{1}{20}\zeta^5 + \frac{1}{120}\zeta^6 \right] + B \left(\frac{1}{2}\zeta^2 - \zeta - \chi \right) \end{aligned} \quad (73)$$

ここで,

$$\begin{aligned} A = & \frac{\langle u_s \rangle^2 h^2}{v_t A_n r_s} = \frac{1}{A_n} \frac{\langle u_s \rangle^2 h^2}{\alpha u_* h r_s} \\ = & \frac{1}{A_n} \frac{1}{\alpha} \frac{\langle u_s \rangle}{u_*} < u_s > \frac{h}{r_s} = \frac{1}{A_n} \frac{1}{C_f \chi_1} < u_s > \frac{h}{r_s} \end{aligned} \quad (74)$$

ここで, 2次流強度 A_n を

$$A_n = < u_s > \frac{h}{r_s} \quad (75)$$

と定義すると, 最終的に2次流分布は下記のようになる.

$$u_n = A_n f_n, \quad f_n = \frac{G_o(\zeta)}{c_f \chi_1} \quad (76)$$

ただし,

$$G_o(\zeta) = \frac{1}{\chi_1^2} \left[- \left(\chi^2 + \frac{2}{3} \chi + \frac{2}{15} \right) (\zeta + \chi) + \frac{1}{2} \chi^2 \zeta^2 + \frac{1}{3} \chi \zeta^3 + \frac{1}{12} (1 - \chi) \zeta^4 \right. \\ \left. - \frac{1}{20} \zeta^5 + \frac{1}{120} \zeta^6 \right] + \chi_{20} \left(\frac{1}{2} \zeta^2 - \zeta - \chi \right) \quad (77)$$

ただし,

$$\chi_{20} = B = -\frac{1}{\chi_1^2} \left(\chi^3 + \chi^2 + \frac{2}{5} \chi + \frac{2}{35} \right), \quad \frac{\langle u_s \rangle}{u_*} = \frac{1}{\sqrt{c_f}}, \quad \chi = \chi_1 - \frac{1}{3} \quad (78)$$

(4) 流線の曲率半径の計算

$$\langle u_x \rangle = -\frac{1}{J} (\eta_y \langle u_\xi \rangle - \xi_y \langle u_\eta \rangle)$$

$$\langle u_y \rangle = -\frac{1}{J} (\eta_x \langle u_\xi \rangle - \xi_x \langle u_\eta \rangle) \quad (79)$$

$$\langle u_s \rangle = \sqrt{\langle u_x \rangle^2 + \langle u_y \rangle^2} \quad (80)$$

$$\frac{1}{r_s} = \frac{1}{\langle u_s \rangle^3} \left[\langle u_x \rangle^2 \left(\xi_x \frac{\partial \langle u_y \rangle}{\partial \xi} + \eta_x \frac{\partial \langle u_y \rangle}{\partial \eta} \right) \right. \\ \left. + \langle u_x \rangle \langle u_y \rangle \left(\xi_x \frac{\partial \langle u_y \rangle}{\partial \xi} + \eta_x \frac{\partial \langle u_y \rangle}{\partial \eta} \right) \right. \\ \left. - \langle u_x \rangle \langle u_y \rangle \left(\xi_x \frac{\partial \langle u_x \rangle}{\partial \xi} + \eta_x \frac{\partial \langle u_x \rangle}{\partial \eta} \right) \right. \\ \left. - \langle u_y \rangle^2 \left(\xi_x \frac{\partial \langle u_x \rangle}{\partial \xi} + \eta_x \frac{\partial \langle u_x \rangle}{\partial \eta} \right) \right] \quad (81)$$

(5) 流速分布の計算

$$u_* = 2 + \frac{1}{\kappa} l_n \frac{h}{\kappa_s} \quad (82)$$

$$\chi = \alpha r_* = \frac{\kappa}{6} r_* = \frac{\kappa}{6} \left(2 + \frac{1}{\kappa} l_n \frac{h}{\kappa_s} \right) \quad (83)$$

$$\chi_1 = \alpha r_* + \frac{1}{3} = \chi + \frac{1}{3} \quad (84)$$

を用いて u_s の分布式は,

$$u_s(\zeta) = \langle u_s \rangle \frac{\chi + \zeta - \frac{\zeta^2}{2}}{\chi_1} \quad (85)$$

$$C_f = \frac{gn_m^2}{h^{1/3}} \text{ または, } C_f = \frac{1}{N_* \chi_1^3} \left(\frac{2}{45} \chi + \frac{4}{315} \right) \quad (86)$$

$$\chi_{20} = -\frac{1}{\chi_1^3} \left(\chi^3 + \chi^2 + \frac{2}{5} \chi + \frac{2}{35} \right) \quad (87)$$

$$G_0(\zeta) = \frac{1}{\chi_1^2} \left[-\left(\chi^2 + \frac{2}{3} \chi + \frac{2}{15} \right) (\zeta + \chi) + \frac{1}{2} \chi^2 \zeta^2 + \frac{1}{3} \chi \zeta^3 \right. \\ \left. + \frac{1}{12} (1 - \chi) \zeta^4 - \frac{1}{20} + \frac{1}{120} \zeta^6 \right] + \chi_{20} \left(\frac{1}{2} \zeta^2 - \zeta - \chi \right) \quad (88)$$

$$f_n(\zeta) = \frac{G_0(\zeta)}{C_f \chi_1} \quad (89)$$

$$A_n = \langle u_s \rangle \frac{h}{r_s} \quad (90)$$

$$u_n(\zeta) = A_n f_n(\zeta) \quad (91)$$

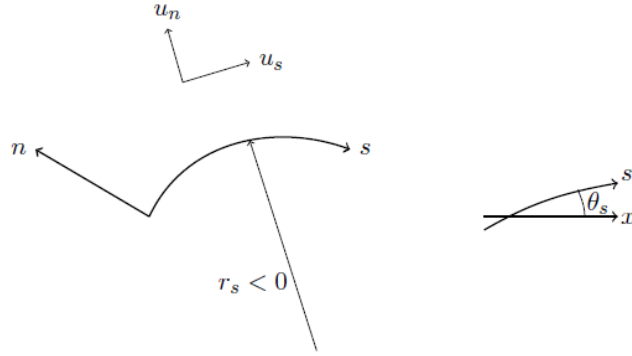


図 6.5 座標軸の説明⁸⁾

6.3.2 流木の計算モデル

本研究では、個々の流木をラグランジュ的に追跡する個別要素法^{10),11)}を用い、流木を円柱体として表現して計算を行う。流木に作用する力は、流体から受ける力であり、流木間作用力はこのモデルでは考慮していない。

個別要素 (i) に関する運動基礎式を以下に示す。

$$m'_i \frac{du_{pi}}{dt} = Fx_i + \frac{1}{2}\rho C_D Ax_i \sqrt{(u - u_{pi})^2 + (v - v_{pi})^2} (u - u_{pi}) \quad (92)$$

$$m'_i \frac{dv_{pi}}{dt} = Fy_i + \frac{1}{2}\rho C_D Ay_i \sqrt{(u - u_{pi})^2 + (v - v_{pi})^2} (v - v_{pi}) \quad (93)$$

ここに、 x, y は直交平面座標軸、 t は時間、 ρ は流体の密度、 Ax_i, Ay_i は円柱の投影面積、 C_D は形状抵抗係数、 u, v は流下方向と横断方向の流速、 u_{pi}, v_{pi} は個別要素の流下方向と横断方向の移動速度である。 C_D は形状抵抗係数であり、本研究では円柱の形状で計算を行うため値は1とした。個別要素に作用する x, y 方向の力である Fx_i と Fy_i は、流木間作用力が考慮されていないため、それぞれ0である。

回転運動の運動方程式は式 (94) より表わされる。

$$I_i \frac{d\omega_{pi}}{dt} = M_i \quad (94)$$

ここに、 ω_{pi} は個別要素の回転速度、 M_i は個別要素に作用する回転モーメントである。

また付加質量を考慮した円柱の質量 m'_i は (95) 式で求める。

$$m'_i = \rho \left(\frac{\sigma}{\rho} + C_m \right) V_i \quad (95)$$

円柱の体積 V_i は (96) 式、円柱の投影面積 Ax_i, Ay_i は (97) 式で求める。

$$V_i = \frac{\pi}{4} d_i^2 l_i \quad (96)$$

$$Ax_i = l_i d_i \sin \varphi_i, Ay_i = l_i d_i \cos \varphi_i \quad (97)$$

ここに、 σ は流木の密度、 C_m は付加質量係数(=0.5)、 V_i は円柱の体積、 d_i は個別要素の円柱の底面の直径、 l_i は個別要素の円柱の長さ、円柱 x 軸の交差角度は φ_i である。

円柱両端の変数を 0,1 の添え字を付けて表す。円柱両端の x, y 方向の流速成分を $u_{x0}, u_{y0}, u_{x1}, u_{y1}$ とすると、円柱両端における流速の円柱長軸に直交する方向成分 (図 6.6) u_{N0} と u_{N1} は次式より求める。

$$u_{N0} = -u_{x0} \sin \varphi_i + u_{y0} \cos \varphi_i \quad (98)$$

$$u_{N1} = -u_{x1} \sin \varphi_i + u_{y1} \cos \varphi_i \quad (99)$$

円柱が角速度 ω_i で回転している場合、円柱両端における円柱回転起因の移動速度を v_{pi} とすると、式 (100) となる。

$$v_{pi} = \omega_i \frac{l_i}{2} \quad (100)$$

したがって、円柱の回転を考慮した円柱に両端に働く力 f_0, f_1 (図 6.6) は、次式より求める。

$$f_0 = \frac{1}{2} \rho C_r d_i (u_{N0} - u_{pi}) |u_{N0} - v_{pi}| \quad (101)$$

$$f_1 = \frac{1}{2} \rho C_r d_i (u_{N1} + u_{pi}) |u_{N1} + v_{pi}| \quad (102)$$

ここに、 C_r は回転運動への抵抗係数(=1)である。

円柱に直交にする方向の力 F_w は (103) 式より求める。

$$F_w = \frac{1}{2} (f_1 + f_0) l_i \quad (103)$$

円柱の重心位置から円柱中心までの距離 x_g は (104) 式より求める。

$$x_g = \frac{(f_0 + 2f_1) l_i}{3(f_0 + f_1)} - \frac{1}{2} l_i \quad (104)$$

個別要素に作用する回転モーメント M_i と円柱の個別要素の慣性モーメント I_i は以下の式より求める。

$$M_i = F_w x_g \quad (105)$$

$$I_i = \left(\frac{d_i^2}{4} + \frac{l_i^2}{12} \right) m_i \quad (106)$$

$$m_i = \frac{\pi}{4} d_i^2 l_i \sigma \quad (107)$$

ここに、 m_i は円柱の質量である。以上より、流木の回転速度は (108) 式より得られる。

$$\frac{d\omega_{pi}}{dt} = \frac{M_i}{I_i} = \frac{\frac{1}{2}(f_1 + f_0) l_i \left(\frac{(f_0 + 2f_1) l_i}{3(f_0 + f_1)} - \frac{1}{2} l_i \right)}{\left(\frac{d_i^2}{4} + \frac{l_i^2}{12} \right) \frac{\pi}{4} d_i^2 l_i \sigma} \quad (108)$$

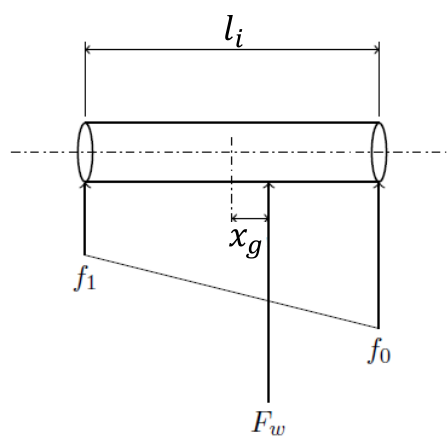
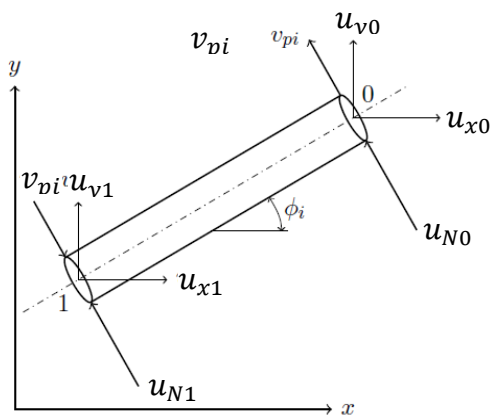
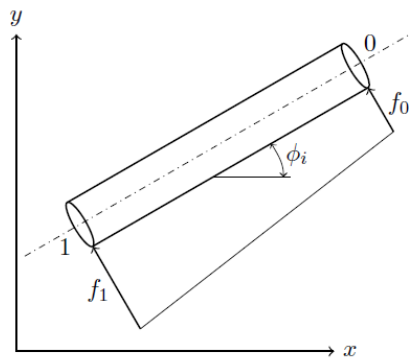


図 6.6 個別要素の円柱に働く力

6.4 数値解析

6.4.1 計算条件

上述したとおり実験では湾曲部では表面と底面において、また、捕捉地内では内岸側と主流に沿って流下する2通りの流木の挙動を確認した。そこで表面流速（図 6.7）と底面流速（図 6.8）のいずれかを用いて流木の挙動を解析することとした。なお流木は水深が流木の直径以下になった時、また流下方向の流速が 0m/s になった時に停止するとした。計算格子は縦断方向に約 5m、横断方向約 2m に設定した。捕捉工は水を通さない障害物セルに設定し、間隔は計算格子の制約上 6～15m に設定した。なお流木は捕捉工の隙間は通過し、捕捉工に接触する流木は停止するものとした。

流量は $680\text{m}^3/\text{s}$ の定常流とし、流木の直径は 0.3m、流木長は 6m とした。投入位置の違いによる流木の挙動の影響を考察するために表面流速の条件下で3ケース（case1～3）、底面流速で3ケース（case4～6）、また流況の違いによる捕捉地内の流木の挙動を考察するために2ケース（case7,case8）の計算を実施した（表 6.1）。

流入点を上流端とすると、一つ目の湾曲の影響を受け、分岐部上流付近では、多くの流木が同じ場所を流れてしまい、そこ以外の場所における流木の挙動を確認出来なくなる。また水理実験では、流入口上流付近で流木が浮上することから、図 6.9 に示すように分岐部上流の横断方向3地点に投入部を設け、様々なポジションの流木の挙動を感度分析的に確認することにした。流木は実験時に投入した流木量と同等に一定間隔で 600 秒間投入した。

6.4.2 結果と考察

(1) 流入口付近の流木の挙動（case1～case6）

表 6.1 に各ケースの捕捉地に流入した流木の割合（流入率）を示す。表面流速の条件下で計算した流木の流入率は、左岸から投入した case1 で 100%、河道中央から投入した case2 で 86.5%とほとんどの流木は捕捉地に流入した。しかし右岸側から投入した case3 では 0%であった。

case1 では投入した流木はすべて流入口の左岸側に寄って流れ、そのまま捕捉地外岸に沿って流下した（図 6.10(a)）。表面流速ベクトル図（図 6.7）を見ると、流入口付近の流れは河道から捕捉地に向って直線的に流入していることが分かる。河道中央から投入（case2）した流木は、囲繞堤の上流先端部にぶつかって新河道と捕捉地に分岐するものと、流れに沿ってそのまま捕捉地に流入する流木が存在した（図 6.10(b)）。右岸側から投入した流木（case3）は、流入口付近まで流下するものの新河道側の囲繞堤に沿って移動した（図 6.10(c)）。このことから、表面

流による流況下においては、河道の右岸側に寄って流下してくる流木は流入口に到達しないためほとんど捕捉されないことになる。

一方、底面流速の条件下での流木は投入位置に係らず捕捉地には流入しなかった（表 6.1）。ただし投入位置によって新河道を流れる流木の挙動は異なる結果となった。左岸から投入した流木（case4）は新河道全体を流れ下流部外岸を通過して流下した（図 6.11(a)）。これは河道中央から投入した case5 も同様であった（図 6.11(b)）。しかし右岸から投入した case6 の流木は、新河道の内岸側に沿って流れ滞留・堆積する流木が確認できた（図 6.11(c)）。底面流速ベクトル図（図 6.8）からわかるように内岸側の流速が遅く河岸付近では止水域となっていることから流木は滞留・堆積した。この新河道における流木の挙動は水理実験でも確認されている（図 6.3 参照）。既往実験における流木の捕捉率が 87.5%であることから、流入口上流付近を流れる流木は、主に河道中央から左岸側の表面流の影響を多く受けて捕捉地に輸送されると推察される。

（2）捕捉地内の流木の挙動（case7, case8）

次に捕捉地内の流木の挙動について考察する。計算ケースは水深平均流速（case7）と底面流速（case8）の 2 ケースとし、流木投入位置は捕捉地流入口の中央に設定した（図 6.12）。

捕捉地に表面流で流入した流木は、表面流速と底面流速で異なる挙動を示した。表面流を流れる流木は、捕捉地外岸側を流下し下流端の捕捉工まで到達し停止した（図 6.12(a)）。

一方、底面流速を流れる流木は、2 次流によって捕捉地の内岸に向かって流下し囲繞堤周辺に堆積した（図 6.12(b)）。また囲繞堤の下流部に流下した流木は渦流によって上流まで戻され囲繞堤付近に堆積した。捕捉地内の流入部付近の底面流速の流れが内岸側に向いていることが図 6.8 の底面流速ベクトル図からも確認できる。

第 5 章の実験における流木の捕捉状況を見ると捕捉地下流端のスリット部と囲繞堤周辺の 2 か所に集中して堆積していた（図 6.12(c)）。すなわち表面流を流れる流木は捕捉地の外岸に沿って捕捉工に到達し堆積し、捕捉地内で底面付近に沈降した流木は 2 次流により内岸側の囲繞堤周辺に流下し、堆積したものと推察される。

ただし、このモデルでは流木同士の干渉を考慮しておらず、流木が堆積した後の影響は確認できない。また、河川流と流木は別々に計算しておいたためスリット部に流木が堆積し閉塞される現象やそれによる水位上昇を表現できないモデルである。

表 6.1 実験ケースと流入率

case	投入位置	計算流速	流入率(%)
case1	左岸側	表面流	100.0
case2	河道中央	表面流	86.5
case3	右岸側	表面流	0.0
case4	左岸側	底面	0.0
case5	河道中央	底面	0.0
case6	右岸側	底面	0.0
case7	流入口中央	表面流	—
case8	流入口中央	底面	—

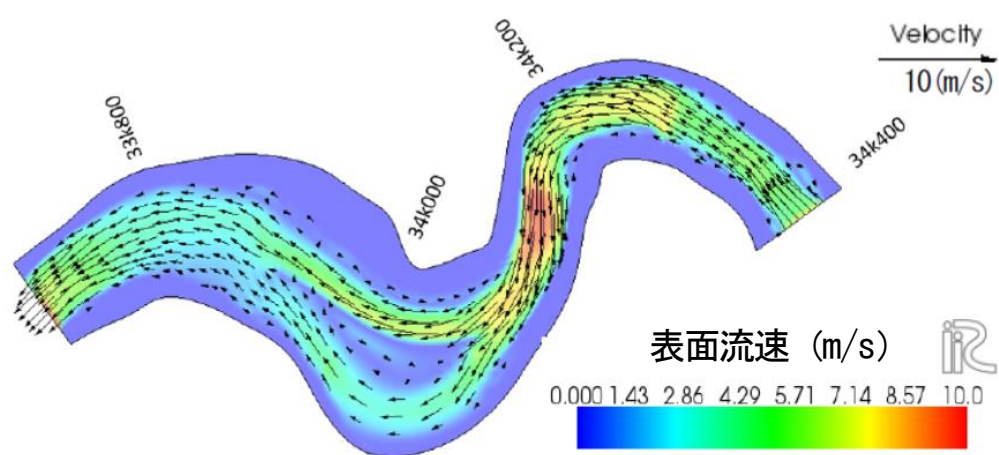


図 6.7 表面流速ベクトル図

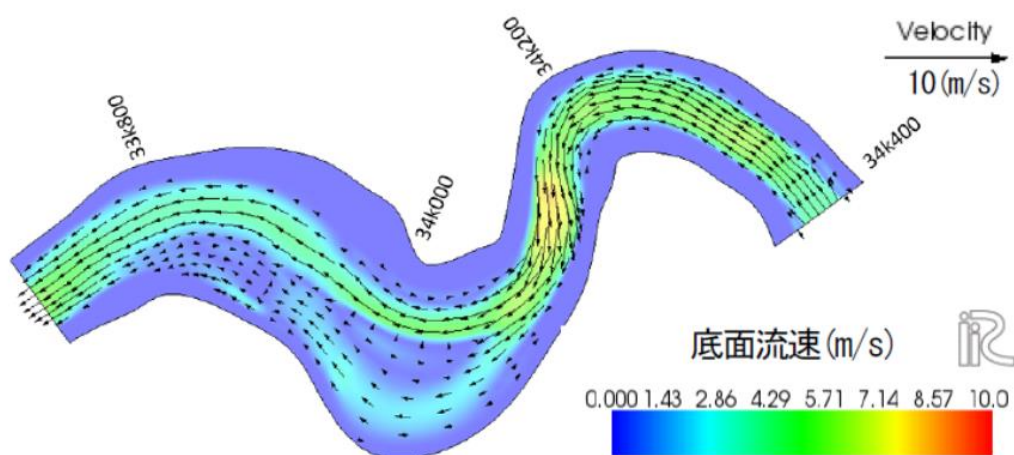


図 6.8 底面流速ベクトル図

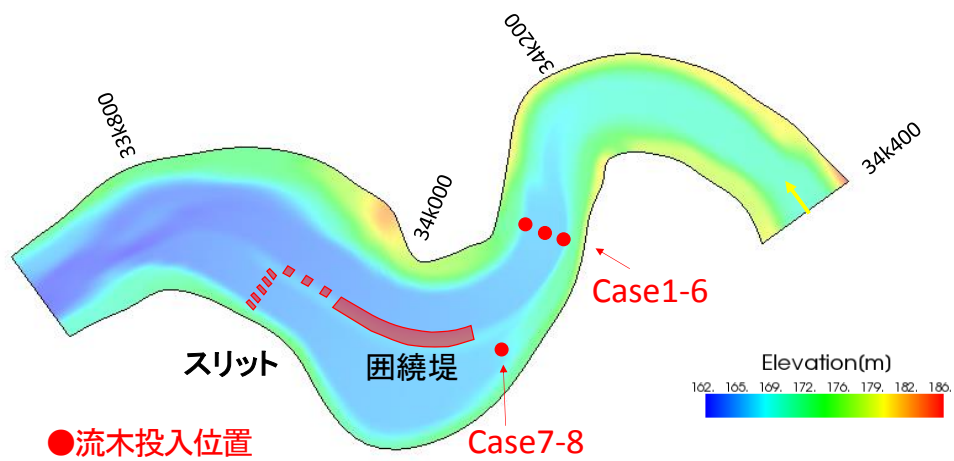


図 6.9 流木の投入位置

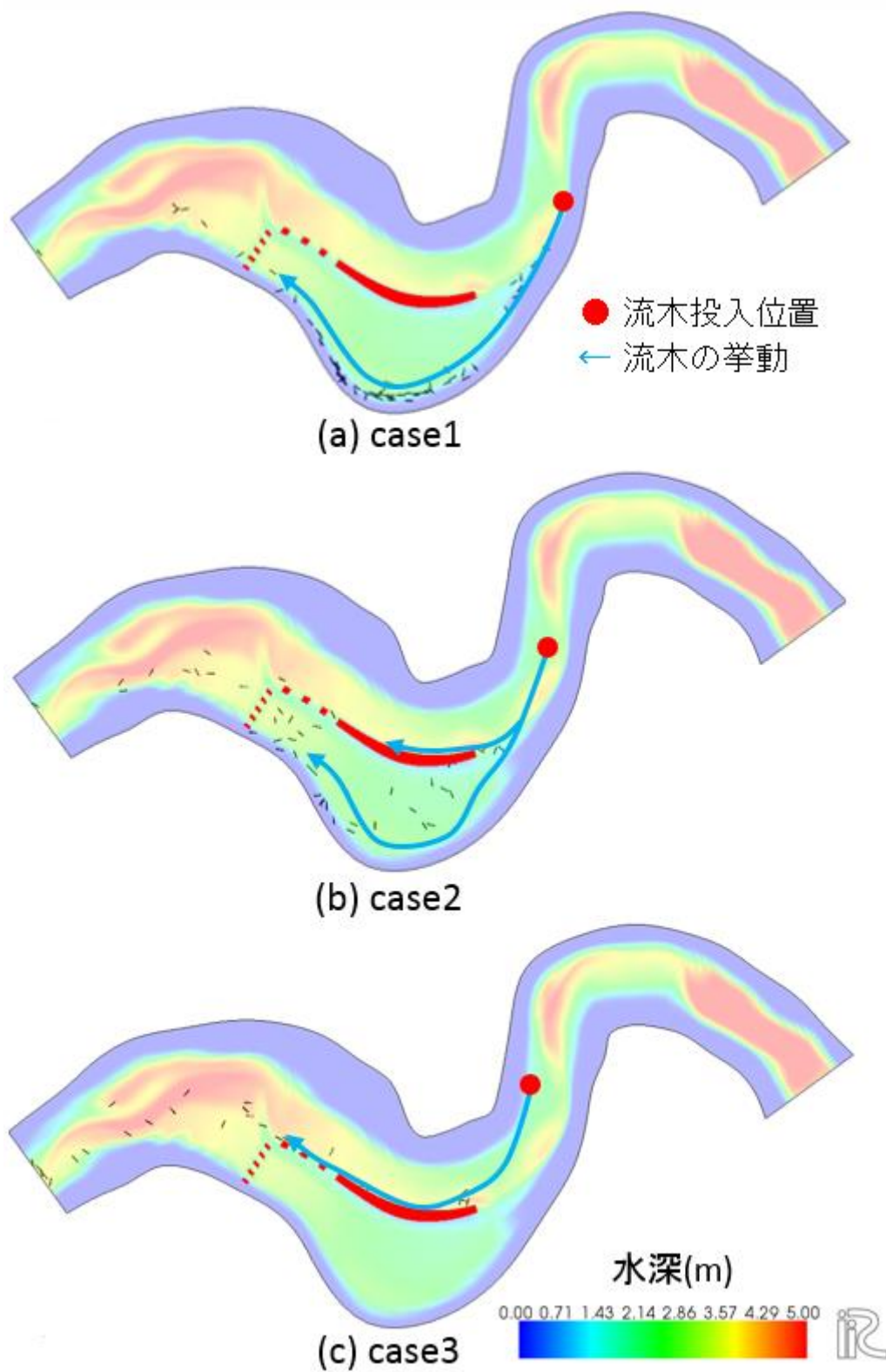


図 6.10 計算開始5分後の表面流速流下時の流木の挙動

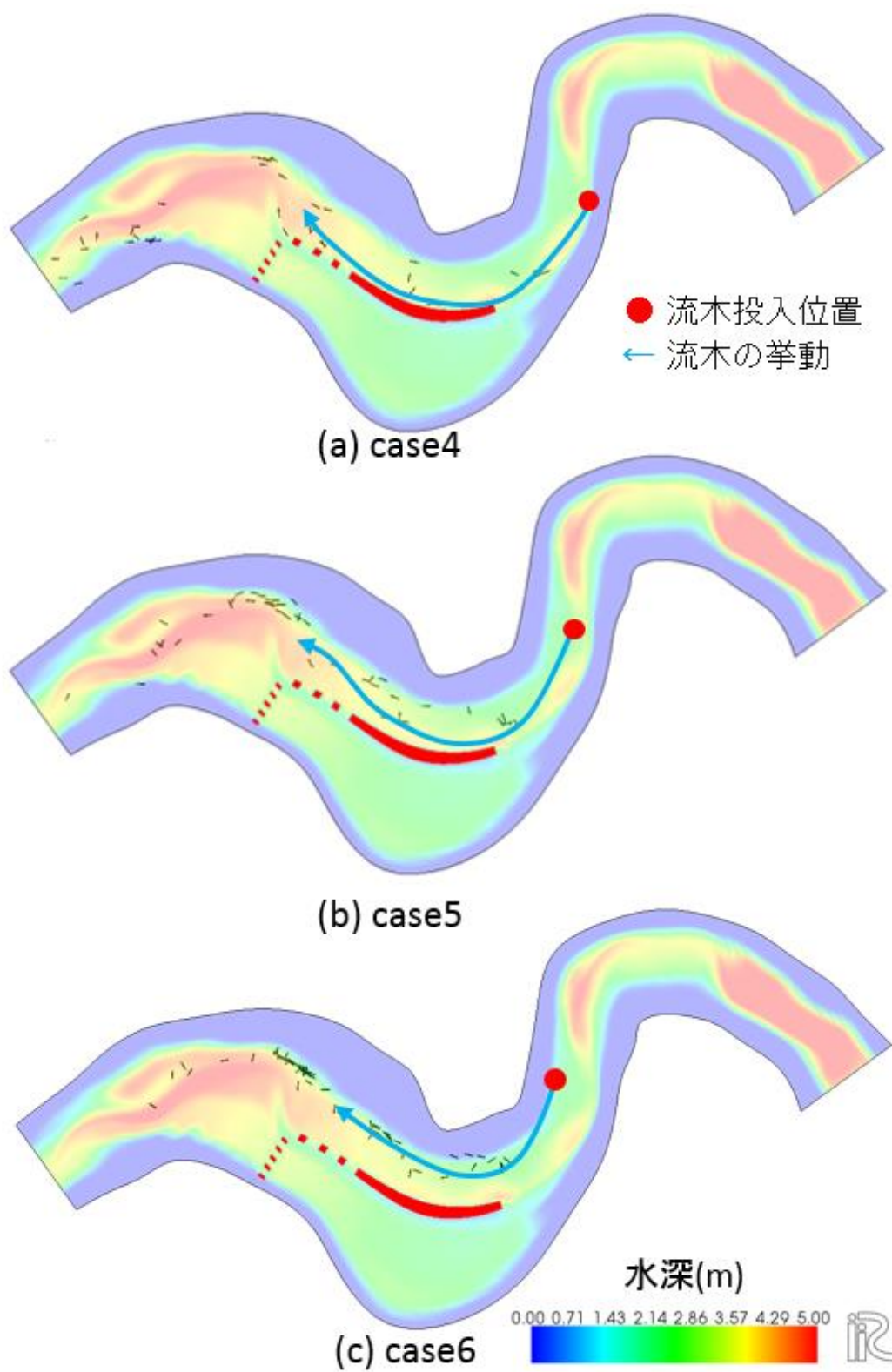
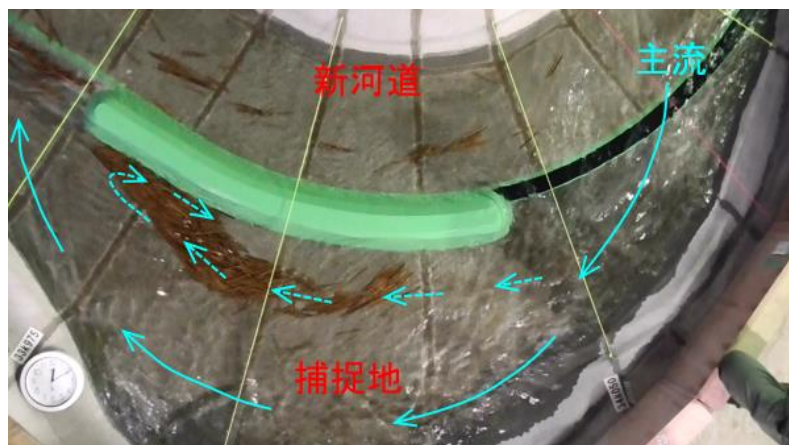
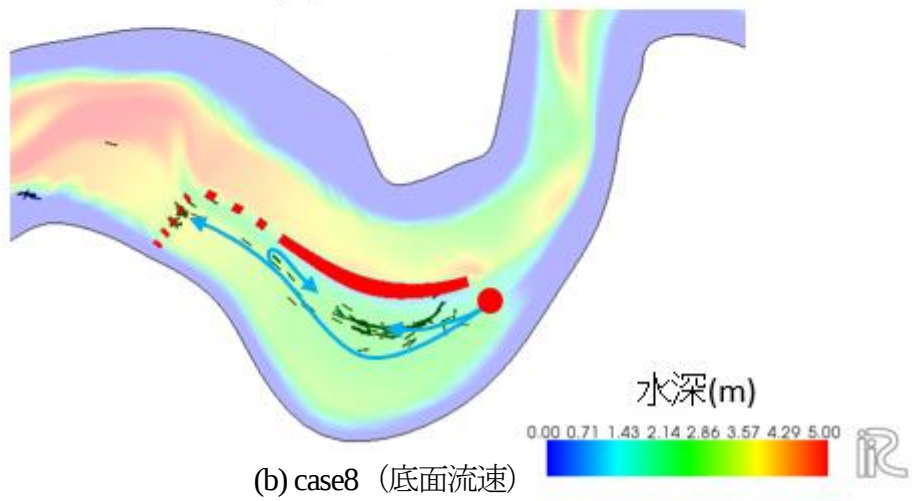
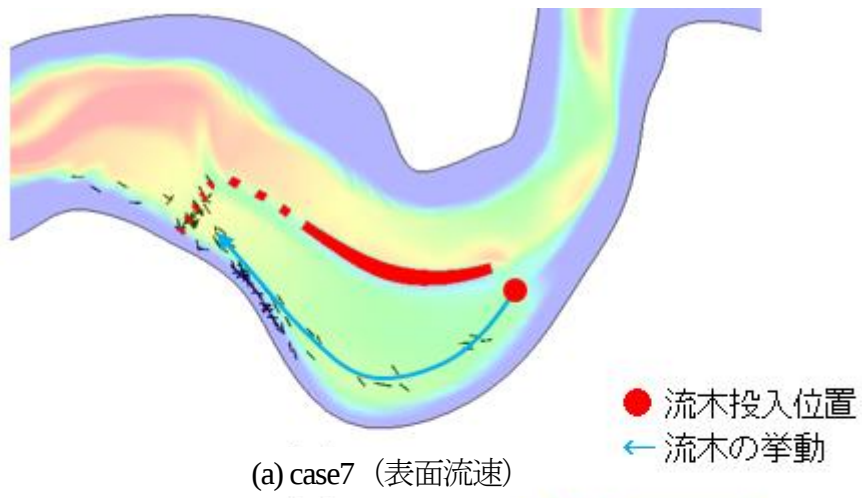


図 6.11 計算開始 5 分後の底面流速流下時の流木の挙動



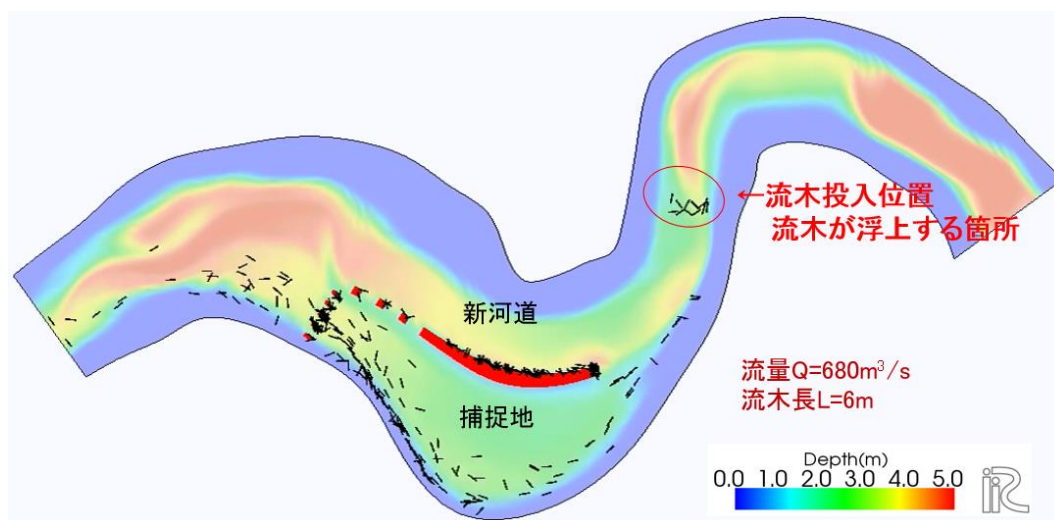
(c) 水理模型実験

図 6.12 計算開始10分後の捕捉地内の流木の挙動

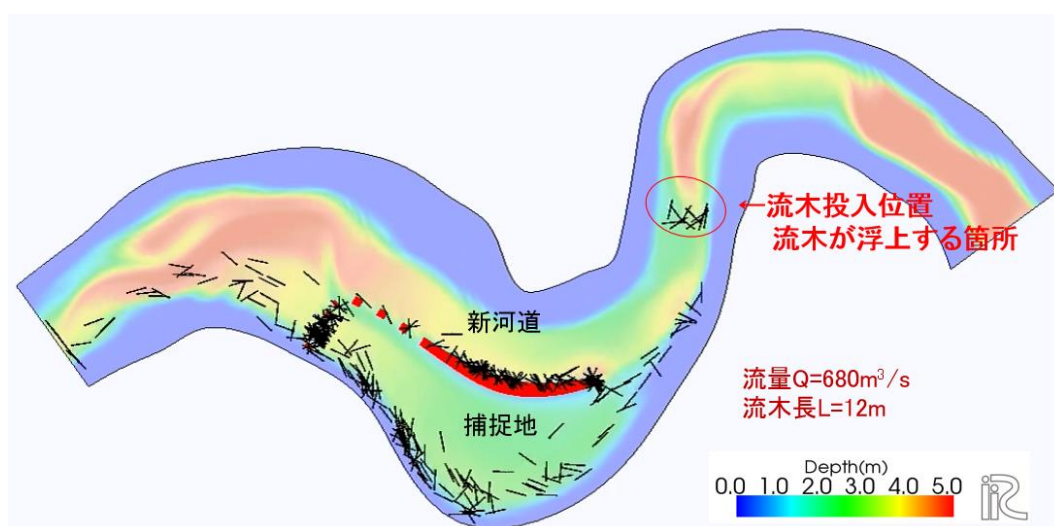
6.4.3 捕捉率の検証

流量と流木長が異なる 4 ケースの数値計算を行い実験結果と捕捉率を比較検証した。流木の投入位置は、水理模型実験より流入口上流付近から比重 1.1 の流木が浮上することを確認しているため表面流の流況下において、図 6.13 の赤丸で囲った 5 箇所の地点から 7 秒間隔で各 2 本（合計 10 本）同時に投入し、捕捉地へ流入する流木本数をカウントし捕捉率を算出した。

表 6.2 には 4 ケースの水理実験と数値計算の捕捉率を示しており、ほぼ同程度の捕捉率となっていることから本研究で提案する流木追跡モデルの有効性が検証できたと考えられる。



(a) 流量 $Q=680\text{m}^3/\text{s}$, 流木長 $L=6\text{m}$



(b) 流量 $Q=680\text{m}^3/\text{s}$, 流木長 $L=12\text{m}$

図 6.13 数値計算による流木の挙動（計算開始から600秒後）

表 6.2 流木捕捉率の検証結果

流量	流木長	水理実験	数値計算
$680\text{m}^3/\text{s}$	6m	87%	83%
$680\text{m}^3/\text{s}$	12m	80%	81%
$470\text{m}^3/\text{s}$	6m	80%	79%
$470\text{m}^3/\text{s}$	12m	65%	71%

6.5 第6章のまとめ

本研究で得られた知見を以下に列記する.

- (1) 流入口上流付近を流れる比重 1.1 の流木は, 流入口上流付近を流れる流木は, 主に河道中央から左岸側で表面に浮上し表面流の影響を多く受けて捕捉地に輸送されることが分かった.
- (2) 表面流の流況下において, 流量と流木長が異なる 4 ケースの数値計算を行い水理実験と捕捉率を比較した結果, ほぼ同程度の捕捉率であった.
- (3) 捕捉地内では, 表面流速を流れる流木は捕捉地の外岸に沿ってスリット工に到達し, 底面を流れる流木は内岸側の囲繞堤周辺に集積する結果が得られ第5章の水理模型実験で見られた流木挙動が表現できた.
- (4) 流木追跡モデルによる計算結果は, 水理模型実験で見られた流木挙動を概ね表現できた. このことから, 湾曲部における流木の挙動を把握する手法として流木追跡モデルの有効性を検証できた.

第6章の参考文献

- 1) 土木学会水工学委員会：2017年九州北部豪雨調査団合同調査報告，2017.7.12.
- 2) 土木学会水工学委員会 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緊急報告会資料，2016.
- 3) 平成28年台風第10号水害 土木学会・地盤工学会合同調査団：平成28年台風第10号による岩手県災害調査報告書，2017.7.
- 4) 岩手県県土整備部河川課沿岸広域振興局岩泉土木センター：第1回小本川河川整備連絡協議会「小本川河川整備計画（素案）資料4」，2017.4.27.
- 5) 加藤一夫，小笠原敏紀，松林由里子，渡辺一也，三浦忠昭，菅野貴詳，山口里実，渡邊康玄，赤堀良介，千葉喜一：小本川の流木捕捉施設設計に関する水理模型実験による検討，河川技術論文集，第24巻，pp.137-142，2018.
- 6) 吉沢朋樹，久加朋子，清水康行，加藤一夫，サムナー圭希，今日出人：準三次元流れにおける流木の挙動に関する研究，土木学会北海道支部 論文報告集，第75号，2019.
- 7) 小松利光監修，山本晃一編集：流木と災害 発生から処理まで，技報堂出版株式会社，pp.203-225，2009.
- 8) iRIC Software：ソルバーマニュアル，<https://i-ric.org/index.html>.
- 9) Engelund, F. : Flow and bed topography in channel bends, Journal of Hydraulics Division, ASCE, Vol.100, HY11, pp.1631-1648, 1974.
- 10) 清水義彦，長田健吾，高梨智子：個別要素法を用いた流木群の流動と集積に関する平面2次元数値解析，水工学論文集，第50巻，pp.787-792，2006.
- 11) 清水義彦，長田健吾：流木形状を考慮した個別要素法による橋脚周辺群の流木集積過程に関する数値実験，水工学論文集，第51巻，pp.829-834，2007.

第7章 結論

本研究の目的は、河川流域の土砂と流木動態を解明し、土砂と流木それぞれの対策による効果を検証することであり、提案する数値解析モデルにより土砂と流木動態を解明し、水理模型実験により対策の効果を検証してきた。

以下に本研究の結論と今後の課題と展望を述べる。

7.1 本研究の結論

第1章では、本論文の序論として本研究の背景、既往研究における課題及び研究の目的・概要を整理した。

第2章では、豊平川を対象に流域一貫の総合土砂管理の考えに基づき利水ダム・砂防ダム及び河道の土砂動態を分析し、中流部で問題が顕在化している河床低下との関係を示した。また、既往の土砂流出モデルに崩壊地面積に着目した流域条件の変化を組み込んだ土砂流出モデルを提案し直轄砂防区域の溪流に適用した。計算結果から、砂防ダムを有する溪流の再現検証として砂防ダムや藻岩取水堰の実績堆砂量との関係を定量的に評価し、モデルの妥当性を検証した。さらに提案する土砂流出モデルを1次元河床変動モデルと組み合わせて、河床低下区間の将来予測を行ない、今後も河床低下が進行するという結果が得られた。

第3章では、豊平川中流の河床低下が顕著な区間の対策として現在計画されている石組帯工群と樹林化した砂州の切り下げによる効果を把握するため水理模型実験を実施した。実験では対策工の影響範囲を直接把握するため対策毎に異なる色の着色砂を敷設し追跡調査した。着色砂は、時間経過に伴い徐々に下流へ分散・移動・堆積し、また、砂州切り下げ区間の着色砂の流出量は少なく、上流から流れてきた無着色の砂の堆積を確認した。さらに構造物周辺の安全性を評価するため、実験後に石組帯工直下の着色砂を掘削し、洪水ピーク時の最大洗掘深と洪水減水時における埋め戻し厚さを把握した。

第4章では、ピンポイントの対策として橋脚周辺の侵食抑制対策工として、予防保全を念頭においた新工法のネットに着目してその効果を水理模型実験により把握し、従来工法（根固めブロック、袋型根固め）と比較・評価した。実験結果から、従来工法の対策は、対策工と岩盤床の境界に流砂が集中するため侵食量が多かった。一方、ネットは施工高が流砂の粒径程度であり、流砂を阻害することなく流すことができるため侵食量は、全ケースの中で最小となり侵食抑制が期待できる工法であることを確認した。

第5章では、小本川の河道湾曲部外岸に設置する流木捕捉施設に流木を効果的に取り込むための流入口の位置や形状に着目し、水理模型実験を実施した。当初計画した形状で比重 1.1 の模擬流木は、大多数が底面に潜り込んで内岸側へ輸送された。このため、流入口の位置を二次流の影響が及びにくく流木が表面に浮上する湾曲上流部にすることで捕捉率が向上した。また、捕捉地に多くの流木が流入するとスリット工が閉塞して水位上昇を招き捕捉効率が悪化したため、スリット区間を延長し流木を分散して集積することで捕捉率が向上した。このように試行錯誤を繰り返し、投入流木量の約8割を捕捉できる効果的な流入口の位置と施設形状を設定した。

第6章では、河川湾曲部の流木の挙動を解明するため、準3次元河川流れの計算と個別要素法による流木モデルを併用した流木追跡モデルを第5章で示す流木捕捉施設に適用し、モデルの有効性を確認した。計算結果から、流入口上流付近を流れる流木は、主に河道中央から左岸側で表面に浮上し表面流の影響を多く受けて捕捉地に輸送されることが分かった。また、捕捉地内では、表面流速を流れる流木は捕捉地の外岸に沿ってスリット工に到達し、底面に沈降し流れる流木は内岸側の囲繞堤周辺に集積する結果が得られ、水理模型実験で見られた流木挙動が表現できた。このことから、湾曲部における流木の挙動を把握する手法として流木追跡モデルの有効性を検証できた。

第7章では、本研究で得られた結論と今後の課題と展望について述べた。

7.2 今後の課題と展望

本研究で提案する土砂流出モデルは、主に石狩川流域を対象に適用しており、他の流域への適用事例を増やしてモデルの一般化に向けた取り組みが必要と考える。また積雪寒冷地特有の融雪出水における流出土砂量は再現できないという課題もある。

水理模型実験は、現象を直接観察できるという特徴をもっており、目的を明確にし、適切に計画、実施することにより、数値シミュレーションよりも信頼される側面がある。特に水理学や河川工学の専門家以外に対しては、模型実験の結果は共通認識が得られ易い手段である。一方で、場所、時間、費用を多く必要とするという短所もあるが、水理模型実験は河川工学に関わる実務において将来も活用される手段と考えられる。

本研究で提案する流木追跡モデルは、表面流と底面流を使い分けることで河川湾曲部における流木挙動を解明できるモデルである。しかし流木閉塞による水位上昇や流木が再浮上する現象は表現できないという課題もある。

この流木追跡モデルにより、流木捕捉工の設置位置の一般化に向けた検討ができると考えられる。例えば、一定曲率の湾曲水路で、曲率を数パターン変えて、表面流・河床近傍流にのった流木の挙動を把握する等が考えられる。また水理模型実験と併用することで、効率的な施設設計に生かせるものと考えられる。

今後は実務等によりモデルの適用事例を蓄積し、実現象解明や施設設計に生かして行きたい。

発表論文

■論文（学位論文関係）

- (1) 加藤 一夫, 井上 卓也, 山口 昌志, サムナー 圭希, 清水 康行: 流域条件の変化を組み込んだ土砂流出モデルの提案, 水工学論文集 B1(水工学) Vol.74, No.4, I_901-I_906, 2018 年 3 月.
- (2) 加藤 一夫, 柿沼 孝治, 山口 昌志, 井上 卓也, 清家 拓哉, サムナー 圭希: 橋脚周辺の軟岩侵食対策の効果検証に関する水理模型実験による検討, 河川技術論文集, 第 23 巻, pp.483-488, 2017 年 6 月.
- (3) 加藤 一夫, 小笠原 敏記, 松林 由里子, 渡辺 一也, 三浦 忠昭, 菅野 貴詳, 山口 里実, 渡邊 康玄, 赤堀 良介, 千葉 喜一: 小本川の流木捕捉施設設計に関する水理模型実験による検討, 河川技術論文集, 第 24 巻, pp.137-142, 2018 年 6 月.
- (4) 加藤 一夫, サムナー 圭希, 三浦 忠昭, 菅野 貴詳, 千葉 喜一, 井上 卓也, 清水 康行: 流木捕捉施設における流木の挙動に関する数値解析, 土木学会論文集 B1(水工学) Vol.75, No.2, I_1441-I_1446, 2019 年 8 月.

■論文（その他）

- (1) 山口 甲, 坂本 新太郎, 三上 達也, 加藤 一夫: 流域の地形地質情報のデータベース化, 土木学会北海道支部論文報告集, 52B, pp.116-119, 1996 年 2 月.
- (2) 加藤 一夫, 岡田 操, 山口 甲: 大規模河川流域の地形地質情報の分析, 土木学会北海道支部論文報告集, 53B, pp.2-5, 1997 年 2 月.
- (3) 山口 甲, 加藤 一夫, 藤田 栄浩: 釧路川の土砂生産に関する研究, 土木学会北海道支部論文報告集, 55B, pp.264-267, 1999 年 2 月.
- (4) 加藤 一夫, 清水 康行, 新庄 興, 岡田 操: 急流河川における流れと河床変動の計算, 土木学会北海道支部論文報告集, 56B, pp.310-315, 2000 年 2 月.
- (5) 大山 史晃, 山口 甲, 加藤 一夫: 石狩川本川と支川の濁度について, 土木学会北海道支部論文報告集, 56B, pp.96-99, 2000 年 2 月.
- (6) Kazutake Asahi, Kazuo Kato, Yasuyuki Shimizu: Estimation of Sediment Discharge Taking into Account Tributaries to the Ishikari River, Journal of Natural Disaster Science, Volume 25, Number 1, 2003.
- (7) 品川 守, 山口 甲, 加藤 一夫: 人為的な土砂移動を考慮した河床変動解析について, 土木学会北海道支部論文報告集, 68B, B-45, 2012 年 2 月.
- (8) 河田 拓視, 加藤 一夫, 吉川 泰弘, 阿部 孝章, 伊藤 丹: 結氷河川の油流出時における油流下速度の予測手法に関する研究, 水工学論文集 B1(水工学) Vol.70, No.4, I_1597-I_1602, 2014 年 3 月.

- (9) 山口 昌志, 柿沼 孝治, 井上 卓也, 清家 拓哉, 加藤 一夫 : 軟岩洗掘を考慮した大型模型実験を用いた河床低下対策の手法の評価について, 水工学論文集 B1(水工学) Vol.61, No.4, I_853-I_858, 2017 年 3 月.
- (10) 井上卓也, サムナー圭希, 加藤一夫, 六浦和明, 矢部浩規, 清水康行 : 2016 年北海道豪雨における九線橋被災メカニズムの調査と解析, 河川技術論文集, 第 23 巻, pp.37-42, 2017 年 6 月.
- (11) 吉沢 朋樹, 久加 朋子, 清水 康行, 加藤 一夫, サムナー 圭希, 今日出人 : 準三次元流れにおける流木の挙動に関する研究, 土木学会北海道支部論文報告集, 75, 2019 年 2 月.
- (12) 加藤 一夫, 村上 泰啓, 谷瀬 敦, 中村 大, 中陣 実咲希, 佐々木 寿史, サムナー 圭希 : 寒冷地における河川堤防法面植生に関する水理実験による耐侵食性評価, 河川技術論文集, 第 26 巻, pp.461-466, 2020 年 6 月.
- (13) Takuya Inoue, Jagriti Mishra, Kazuo Kato, Tamaki Sumner, Yasuyuki Shimizu : Supplied Sediment Tracking for Bridge Collapse with Large-Scale Channel Migration, Water 2020, 12, 1881, 2020.

■講演 (その他)

- (1) 加藤 一夫, 旭 一岳, 米元 光明, 井上 卓也, 牛山 智夫 : 岩盤河川の河床低下対策に関する大型模型実験による検討, 土木学会第 69 回年次学術講演会, 2014 年 9 月.
- (2) サムナー 圭希, 柿沼 孝治, 山口 昌志, 谷瀬 敦, 山口 里美, 加藤 一夫 : 急流河川における樹木群の水理的影響に関する検討, 土木学会第 72 回年次学術講演会, 2017 年 9 月.

謝辞

本研究は私が株式会社水工リサーチ在籍中に投稿した査読付論文と実務で得られた成果を中心に博士論文として取りまとめたものです。

研究を進めるにあたって、北海道大学清水康行教授には指導教官として本研究実施の機会を与えていただき、また長年に渡りあたたかいご指導と激励をいただき心から感謝しております。

北海道大学泉典洋教授、山下俊彦特任教授には、論文審査を通して研究の細部に渡り専門的なご指摘やご助言を数多くいただきました。また北海道大学岩崎理樹准教授には、学位授与審議に至るまで、熱心にご助言・ご指導をしていただきました。心から感謝しております。

北海道大学渡部靖憲教授には、学位授与審議委員会の委員長を務めていただき、オンラインによる公開論文発表会では、北海道大学山下俊彦特任教授、北海道大学石川達也教授、北海道大学内田賢悦教授、北海道大学山田朋人准教授から貴重なご意見をいただきました。心から感謝しております。

また北海道大学小口史乃氏には、博士論文申請の手続きから公開論文説明会の日程調整など細部に渡る事務処理をしていただき、心より感謝しております。

広島大学井上卓也准教授（元寒地土木研究所主任研究員）には研究のきっかけを与えていただき、また論文執筆の際には数多くのご助言やご指導をしていただきました。井上准教授の的確なご助言やご指導がなければこの研究は完成していません。心から感謝しております。

豊平川流域の土砂動態に関する研究グループである「寒地河川学研究会」の座長 故 山口甲元北海学園大学教授、黒木幹男元北海道大学准教授、指導教官である清水康行教授には、土砂流出モデルや河床変動モデルの細部にわたりご指導とご助言をしていただきました。心から感謝しております。

また流木捕捉工に関する研究では、北見工業大学渡邊康玄教授、愛知工業大学赤堀良介准教授、寒地土木研究所川村里実主任研究員からは論文執筆について多くのご指導、ご意見をいただきました。また川村主任研究員には実験施設の使用についてご尽力いただき、サンエスコンサルタント株式会社千葉喜一氏、去石勇氏には水理模型実験の機会を与えていただき、さらに流木の現地調査など多大なるご協力をしていただきました。心から感謝しております。

株式会社開発工営社濱木道大氏，株式会社水工リサーチサムナー圭希氏には，同時期に学位取得という共通の目標に向って，時には叱咤激励し，時には情報を共有し，切磋琢磨しながら高め合っていたと思います. ありがとうございます.

株式会社水工リサーチの皆さまには，博士論文の執筆にご理解をいただき，水理模型実験やデータ処理を含め多大なるご協力をいただきました. 特に坂口正美会長，工藤久良社長には研究の後押しをしていただき，心から感謝しております.

国土交通省北海道開発局，岩手県庁の数多くの河川に関わる土木技術者には，貴重な研究資料となる現地調査データを提供いただき，心から感謝しております.

最後に，私の研究に関わってくださった全ての方々，帰宅が遅くなっても休日出勤しても何時も食事を作って待っていてくれた家族に心から感謝しております. 皆さま，本当にありがとうございました.