河川基金助成事業

令和元年台風 19 号豪雨災害調査団報告書 (関東地区)



助成番号: 2019 - 5112 - 002

機関名: 土木学会令和元年台風 19 号豪雨災害調査団

総団長 清水 義彦

関東地区団長 田中 規夫

2019年度

目次

第1章 令和元年東日本台風による豪雨災害の概要	1
1.1 はじめに	1
1.2 過去の風水害との比較にみる本台風の規模	7
第2章 利根川水系の各河川における被災状況およびその分析	11
2.1 利根川上流域の流況とダムの効果	11
2.2 利根川水系の中小河川に見られる被災状況(栃木県)	20
2.3 利根川水系の中小河川に見られる被災状況(群馬県)	39
第3章 久慈川の被災状況およびその分析	61
3.1 降雨量と流量について	61
3.2 本川に沿う直轄区間付近における氾濫流の挙動と被害	61
3.3 浸水範囲と微地形の関係	67
3.4 氾濫流の挙動に関する考察	68
3.5 浸水被害の要因と堤防整備、歴史的治水システムとの関係	71
3.6 連続堤防の整備及び堤内地の治水構造物が氾濫形態に及ぼす影響	73
3.7 まとめ	77
第4章 埼玉県内の各河川における被災状況及びその分析(荒川水系を中心として)…	78
4.1 荒川水系全体の氾濫状況とその分析	78
4.2 荒川水系越辺川流域における破堤と氾濫	90
4.3 都幾川, 新江川での越流地点における堤防天端形状と侵食との関係	118
第5章 関東地方の被災状況を踏まえた今後の提言	128
第6章 おわりに	128

第1章 令和元年東日本台風による豪雨災害の概要

1.1 はじめに

1.1.1 治水施設の効果と顕在化した弱点箇所

令和元年10月の台風第19号(令和元年東日本台風)は10月7日には中心気圧915hPaの 猛烈な勢力に発達し,12日の19時ごろに伊豆半島に上陸した.台風進路は1958年の狩野 川台風に類似していたが,関東地方を含む広域に豪雨災害をもたらした明治43年の台風, 昭和22年のカスリーン台風と同様に山地部に豪雨をもたらし,広範囲の災害を発生させた. 明治43年や昭和22年の時は前線性降雨などの前期降雨の影響をうけたのちの巨大台風で あったが,台風19号自体が北側に巨大な雨域を伴っていた.そのため,10/12の台風上陸



図 1.1.1 関東を中心とした東日本に被害をもたらした台風の経路^{1),2)}



図 1.1.2 明治 43 年,昭和 22 年災害をもたらした降雨分布³⁾

前から関東地方を中心に豪雨をもたらし,15:30 には関東を中心とした7都県に特別警報が 発表された.関東平野の山地・山脈にとって豪雨となりやすいコースであったが,関東だけ ではなく三重県から岩手県にかけての広範囲な地域において,12時間雨量で観測史上一位 (気象庁)が120地点で記録された.

この豪雨で広範囲の河川において越水・破堤による氾濫が多発し,国管理では7河川14 か所,県管理河川では67河川128か所が堤防決壊となった⁴⁾.関東でも荒川水系入間川流 域・市野川流域,那珂川水系,久慈川水系の国土交通省管理区間とその上流の県管理区間に おいて越水ならびに破堤による被害が発生した.また,内水被害も多くの地点で発生した. 台風に伴う土砂災害の発生件数は,962件で,東北地方,とくに宮城県,福島県,岩手県で 多く発生したが,関東地方でも神奈川93件,群馬63件(11/8時点国土交通省)が発生し た.表1.1.1に関東地方の被害を抜粋して示す(令和2年2月12日現在,消防庁調べ).

			人的被害					住宅被害			非住宅	官被害
都道府県	死者	死者(うち災害関連死)	行 方 不明者	負傷者 重傷)	負傷者 (軽傷)	全壊	半壊	一部 破損	床上 浸水	床下 浸水	公共 建物	その他
	人	人	人	人	人	棟	棟	棟	棟	棟	棟	棟
茨城県	2		1		20	146	1,601	1,501	27	523		946
栃木県	4			4	19	84	5,205	8,314	2	408	14	1,098
群馬県	4			1	8	22	296	568	22	112	3	76
埼玉県	4	1		1	32	134	541	699	2,370	3,388		105
千葉県	12			2	28	65	1,909	6,182	469	884		23
東京都	1				10	36	658	976	318	532	25	32
神奈川県	9			3	35	48	680	2,059	715	468	21	172
関東地方 合計	27	1	1	8	117	487	10,210	18,240	3,208	5,847	42	2,280
全国合計	99	2	3	40	341	3,280	29,638	35,067	7,837	23,092	187	13,550

表 1.1.1 被害状況(人的・建物被害)(文献⁵⁾から一部を抜粋)

令和2年2月12日現在 消防庁資料から抜粋

関東でも多くの人的・建物被害が発生した.

表1.1.2 に今回の台風に対し、ダムや遊水地の貯水量、排水機場の排水量と荒川の氾濫量 を比較して示す. 荒川水系における入間川流域、市野川流域の氾濫は貯留型であったため、 氾濫量を算定しやすいが、那珂川・久慈川は拡散型と貯留型が混在し、かつ氾濫流が堤防決 壊によって河川に戻るなどの現象があったため、表で比較をしていない. 利根川においては、 利根川上流のダム群と渡良瀬遊水地が機能し、国交省管理区間においては堤防からの越水 決壊を防いだことがわかる. しかし、利根川本川では上流のダム群が八斗島の水位を約 1m

(国土交通省)下げたものの, 栗橋地点では S22 の既往最高水位 21m にあと 0.3m にせまる 20.7m を記録し, ぎりぎりの状態であった. なお, 利根川の国交省管理区間においても, 河口付近の無堤区間における浸水は生じている. また, 八ッ場ダムの場合は, 本来であれば利水容量分も使用しての上流域の降雨を全量カットした効果であるため, 今後も同様ではないことに注意が必要である. 中川・綾瀬川流域においても江戸川への排水効果により被害軽減に貢献したが, 降雨波形によっては江戸川の水位による制限がかかる場合もある. そのため, 今回の豪雨は継続時間の点で台風南側の雨域がなかったのが幸いしたといえる.

	月) 志江 川	貯水量・排水量:
		概算値(万m3)
渡良瀬遊水地	利根川	16000
菅生、稲戸井、田中調節池	利根川	9000
利根川上流ダム群(利根川本川流		
域::矢木沢、奈良俣、藤原、相	利根川	3900
俣、薗原ダム)		
利根川上流ダム群(烏・神流川流	利相目	2100
域:下久保ダム)	个小小人	5100
利根川上流ダム群(試験湛水中の	利相目	7500
八ッ場ダム)	个小小人	7500
荒川上流ダム群(二瀬、浦山、滝	ギロ	5270
沢、合角ダム)	元川	5570
荒川第一調節池	荒川	3500
朝霞調節池	新河岸川・荒川	50
新芝川排水機場	新芝川・荒川	735
綾瀬排水機場	綾瀬川・荒川	980
(会老)城辺川・邦継川の氾濫号	荒川(入間川支川群、市	2000
(多考)感辺川・郁茂川の心温里	野川支川・新江川)	2000
庄和排水機場(首都圏外郭放水路)	中川・綾瀬川・江戸川	1151
三郷排水機場(三郷放水路)	中川・綾瀬川・江戸川	3274
伝右川、八潮、松戸、古ヶ崎、根本	山川・続海川・江古川	1010
排水機場(合計)	中川・被瀬川・江戸川	1019
宮ケ瀬ダム	相模川	4300
城山ダム	相模川	2900
鶴見川多目的遊水地	鶴見川	94

表 1.1.2 貯水量,排水量,氾濫量の比較(文献⁶⁾をもとに作成)

荒川本川流域も上流のダム群と荒川第一調節池で大量の貯水を行っており, 荒川上流の ダム群と荒川第一調節池が河川水位を低下し, 荒川下流部の岩淵水門(上)観測所では S22 のカスリーン台風の最高水位(A.P.8.60m)を下回る A.P.7.17m となった(出水速報第3報). しかし, 氾濫の生じた荒川支川の入間川流域や市野川には流域に占める関東山地の豪雨域 が多く, 流域内に大きなダムや遊水地はなかった. 那珂川・久慈川も同様であった.

災害の発生した 3 流域は下流に発展している都市が存在する河川中流域であり,かつて は多くの霞堤群が存在し,河川事業における下流原則(下流の安全度が上がってから治水対 策を行う)によって,少しずつ無堤部の解消や,逆流を防止する水門・樋門の建設などの対 策を行ってきた地域でもある.現存する霞堤の一部は本洪水においても持てる範囲の機能 を発揮したと考えられ,本報告書でもその機能を評価することになるが,霞堤そのもののか らの越流決壊・欠損も生じる事態でもあり,霞堤が効果的に機能する洪水規模を上回るもの であった.

本報告では、雨域の分布とも関連づけて、その効果を詳細に検証していく.

1.1.2 河川合流部のリスクの顕在化

表1.1.2 に示したように、中川・綾瀬川流域においては放水路と排水機場により江戸川等 への排水、芝川・綾瀬川流域においては荒川への排水が大きく機能し被害を軽減したと考え られる一方で、台風19号においては合流点付近の氾濫現象が各地(特に中流域)で頻発し た. 荒川の直轄区間において破堤した3か所のうち越辺川右岸0.0kは入間川、小畔川、越 辺川の三川合流部、都幾川右岸0.4kは越辺川と都幾川の合流部にあたり、それぞれそこに 内水河川である大谷川、九十九川が流れ込む低平地である.つまり実際には、それぞれ



図 1.1.3 平成 11 年の浸水と入間川・越辺川等緊急対策事業⁷⁾

四川合流, 三川合流に近い状態にある. その中で最も小規模な大谷川流域, 九十九川流域で は、S22のカスリーン台風時においてもバックウォーターによる水位上昇、逆流浸水、破 堤はん濫が生じた箇所で,過去において水害常襲地帯であった.入間川,小畔川,越辺川の 三川合流部は背割堤の整備により被害は減少したが,平成11年にも浸水があったことから, 水門による合流点処理が行われた地域である. すなわち, 平成 11 年の出水と同規模の洪水 を安全に流下させるための緊急対策事業として、洪水の逆流を防止する水門等を整備して きた.しかし、計画を超える降雨によって、相対的に堤防高の低い箇所、 すなわち潜在的弱 点から越水し, 破堤災害が生じた. 九十九川は合流点に逆流防止水門を設け, 越辺川の水位 上昇に応じ閉鎖されたが、現時点においては自己流堤で排水機場は存在しない.そのため、 九十九川では水門閉鎖後に堤防から越水し破堤した. 葛川も水門閉鎖後に浸水した. なお, 将来排水機場が整備された場合でも今回のような HWL を超える洪水では運転調整が必要 なため、浸水する可能性のある地域となる.大谷川の排水区域でも同様である.すなわち、 入間川支川群地域のリスク軽減には、同地域の堤防高を計画規模まで上げることだけでは なく, 河川水位を下げるための対策 (浚渫や樹木伐採), 合流点の上流域側で計画的に遊水, 貯留させるような治水対策も必要である. 本報告ではそうした際に知見を得るため, 合流点 の樹木影響も取り扱った.

合流点について、入間川の支川群を中心に説明したが、「水門閉鎖に伴って逆流を食い止めたものの、自己流が多かったことによる浸水」は各地で発生した(思川支川の豊穂川など). 排水機場の燃料切れ(小山市の排水機場)は備蓄体制やアクセス路の確保という課題を提示し、荒川支川鴨川の支川油面川では排水機の制御盤の水没など、全国の機場でも維持管理体制や点検の必要性を示唆した事例もある.

1.1.3 水防林と堤防沿い偏流,氾濫流戻しの変化(文献⁸⁾をもとに修正)

荒川水系の入間川支川群(越辺川・都幾川),那珂川,久慈川の氾濫では,結果的に堤防 が相対的に低い箇所から越水し破堤に至ったが,水防林や河道内樹林が局所的な水位上昇 や偏流に影響したと推定される個所も存在した.特に,樹林帯の上流側で大量に流木・流枝 (荒川熊谷砂州ではハリエンジュやヤナギ,久慈川では竹など)をトラップし流れに対して 壁のようになっている箇所や,久慈川においては植生パッチ状の切れ目が偏流に関連した のではと推測される個所が存在した.水防林自体は河岸沿いの流速を低減し,洪水時に澪筋 を変動させづらくすることに貢献しており,また破堤した場合にも破堤ボリュームを減ら している可能性もある.しかし,特に久慈川の水防林(主に竹林)は河積の多くを占めてい ることから,適切な水防林の幅や位置に関して,今後の検討が必要と考えられた.これらの 河川では歴史的に霞堤を閉めてきており,氾濫流の戻り方も変化していると考えられる.す なわち,昔は霞堤開口部から戻っていたと推定されるが,開口部をふさいだ箇所では旧霞堤 を越水破堤し下流の茨城県管理河川・浅川右岸の堤防を決壊し浅川に流入した.浅川に戻っ たこと自体は氾濫を増長させてはいないが,もし浅川左岸側の堤防を決壊させた場合には 更なる被害につながる.同地点だけの話ではないが, 霞堤を閉める場合には危機管理として 氾濫した場合の氾濫水の挙動, 河川への戻り方などの変化も, 今後研究していく必要がある.

1.1.4 ソフト対策

東日本台風の接近に伴い,10月12日に内閣総理大臣から関係省庁に対し,①国民に対す る適時適切な情報提供,②地方自治体との連携による避難支援等の事前対策,③被害が発生 した際の被害状況の迅速な把握など,人命第一で取り組むよう指示が出されたことから,多 くの市町村において避難指示(緊急)及び避難勧告等が発令され,ピーク時における避難所 への避難者数は23万7,000人超に達した⁵⁾.近年,タイムラインの整備など情報伝達面で の訓練が行われていることから,混乱は少なかったが,①自治体を超えての広域避難,②避 難途上での災難(車中死)などの課題は残った.特に広域避難では,茨城県境町の事例では 茨城,栃木,群馬,埼玉4県の5つの市町と利根川上流河川事務所で「広域避難協議会」を 作り,体制を整えてきた結果,避難者 3300人の2200人が町外に避難するという初めての 試みを成功させている⁹⁾.その一方で,東京東部の荒川流域の5区(江戸川区,江東区,足 立区,葛飾区,墨田区)では,今回の台風で広域避難を検討したが計画運休もあり,見送る こととなった.判断のタイミングや避難所の確保という問題があらためて浮き彫りとなっ た⁹⁾.都市部においては,避難所の確保,家屋倒壊危険ゾーンの周知徹底,水平垂直避難の 判断能力を高める取り組みなど,様々な降雨シナリオに関してマイタイムラインの設定と 試行が必要である.

(田中規夫)

参考文献

1)須賀尭三監修,利根川研究会編,利根川の洪水,山海堂,1995.

2) 荒川 自然: 荒川総合調査報告書1, 埼玉県, 1987.

3)気象庁, 台風経路図, 2019. (<u>https://www.data.jma.go.jp/fcd/yoho/typhoon /route_map/bstv201</u>9.html)

4)国土交通省,令和元年台風第 19 号による被害状況等について:堤防決壊箇所一覧(令和 2 年 4 月 10 日時点), 2020. (https://www.mlit.go.jp/common/001313204.pdf)

- 5)消防庁防災課,応急対策室,広域応援室,地域防災室,「令和元年東日本台風等」における消防機関の対応,消防の動き '20 年 3 月号, pp.14-18, 2020.
- 6)国土交通省関東地方整備局,令和元年東日本台風(台風第19号) 出水速報(第4報),
 2020. (<u>https://www.ktr.mlit.go.jp/ktr_content/content/000773445.pdf</u>)

7) 荒川上流河川事務所,入間川・越辺川等緊急対策事業,2019.

(https://www.ktr.mlit.go.jp/arajo/arajo00584.html)

8)清水 義彦,田中仁,田中 規夫,吉谷 純一,二瓶 泰雄,2019 年台風 19 号による豪雨 災害状況,土木学会誌 3 月号,2020.

9)松本浩司, 台風19号問われた『広域避難』(時論公論), 2019.

1.2 過去の風水害との比較にみる本台風の規模

1.2.1 令和元年台風 19 号の被害数

2020 年 2 月 12 日時点で, 令和元年台風 19 号による被害は, 全国で死者 99 名, 行方不明

者 3 名, 住家被害が 75,822 棟となっている ¹⁾. その被害は, 長野から関東, 東北太平洋 側を中心として東日本全域にわたった(図 1.2.1).本節では, 過去の風水害イベントと の比較を通して, 台風 19 号での被害の特徴 について報告する.

図 1.2.2 は消防庁の報告をもとに被害報 告が開始されて以降の建物被害数(棟)の報 告数の推移を示している.現時点で最新の消 防庁による報告は 2020 年 2 月 12 日時点の ものとなっている.参考として平成 30 年 7 月豪雨での推移を示す.いずれの水害でも発 災直後より報告被害数が増加し,報告開始日 から 30 日前後でその増加率が減少する傾向 が見られる.台風 19 号の報告被害数は 120 日を経過した 2 月 12 日時点でも増加の傾向 が見られるものの,今後も大きな数字の変動 はないとみられるため,本節では 2020 年 2 月 12 日時点のデータを用いて分析を実施し た.

1.2.2 過去の風水害イベントと台風 19 号との被害の比較

図1.2.3は1976年以降の年度ごとの建物 被害数の推移を示している(ただし,2019年 の被害数は台風19号のみ).全体の傾向とし ては,1976年以降,建物被害数は減少傾向 にあるものの,ここ数年は2017年7月九州 北部豪雨,2018年7月豪雨,そして今回の 台風19号といった大規模な水害が続いてお り,建物被害数は年々増加している.



図 1.2.1 令和元年台風 19 号による被害の分布 (2020 年 2 月 12 日時点)¹⁾



図 1.2.2 令和元年台風 19 号及び平成 30 年 7 月 豪雨における建物被害の報告数の推移²⁾³⁾



図 1.2.3 1976 年以降の年度ごとの建物被害数の推移(2019 年の被害数は台風 19 号のみ)¹⁾⁴⁾

次に,風水害イベントごとの被害規模を比較するために,水害統計等において特定が可能 であった 1976年以降の主要な風水害イベントを抽出した⁵⁾.抽出された水害は全90イベン トである.図1.2.4に,抽出された風水害イベントのうち,死者・行方不明者数と建物被害 数が大きい上位 50 イベントを示す.令和元年台風 19 号は死者・行方不明者数で全体の 6 位,建物被害数でと5位といずれも上位にランクインした.令和元年台風 19 号より上位に 位置している風水害イベントは,死者・行方不明者数で第2位に入った平成 30年7月豪雨 を除くと,1970年代から 80年代に発生した水害であり,今回の台風 19 号による被害規模 の大きさを示している.

死者・行方不明者数と建物被害数の関係を比較するために図 1.2.5 に両者の散布図を示 す.今回の台風 19 号よりも死者・行方不明者数,建物被害数ともに大きい風水害イベント



は昭和 51 年台風第 17 号と昭和 57 年長崎豪雨の 2 イベントのみである.昭和 51 年 9 月に 発生した台風 17 号では,前線の影響も相まって岐阜県を中心に記録的な豪雨となり,岐阜 県安八郡安八町大森地先において長良川が決壊する所謂「安八水害/9.12 水害」が発生した ⁶⁾.この台風での被害は岐阜県に限らず,周辺各県,そして東京でも被害が記録されている ⁷⁾.そして昭和 57 年長崎豪雨は,梅雨前線の影響により降り始めからの総雨量は 572mm(7 月 23 日 14 時~24 日 19 時)に達し,特に長与町役場では我が国観測史上最大の 1 時間で 187mm を記録した.この大雨で長崎市を中心に死者・行方不明 299 名の人的被害を含む甚 大な災害が発生し,都市化がその被害を助長したことから都市型災害の始まりとも言われ た⁸⁾.この水害を契機に「記録的短時間大雨情報」が設定されたり,長崎防災都市構想が策 定されたりするなど,その後のソフト対策の先駆けとなった⁹¹⁰⁾.

今回の台風 19 号での被害は昭和 51 年台風第 17 号と昭和 57 年長崎豪雨といった歴史的 水害に次ぐ規模であったことが分かった.今回の被害を受けて,被災した各河川では緊急治 水対策事業が開始され,河道掘削,遊水地,堤防整備等のハード整備のほか,霞堤の活用や 浸水リスクを考慮した立地適正化計画の作成といったソフト対策を組み合わせた総合的な 治水対策が進められている¹¹⁾.人口減少や気候変動といった大きな変化が予想されている 現在,今回の水害を契機に新たな治水・防災の確立に向けた取り組みが一層加速することが 期待される.



図 1.2.5 1976年以降に発生した風水害イベントの人的被害と建物の関係 (中村 晋一郎)

参考文献

- 消防庁:令和元年10月12日 令和元年台風第19号及び前線による大雨による被害及び消防 機関等の対応状況(第65報 R2.2.12更新),
 <u>https://www.fdma.go.jp/disaster/info/items/taihuu19gou65.pdf</u>(閲覧日:2020年5月20日)
- 2)消防庁:令和元年10月12日 令和元年台風第19号及び前線による大雨による被害及び消防 機関等の対応状況(第1報~65報),<u>https://www.fdma.go.jp/tags/893.html</u>(閲覧日:2020 年5月20日)
- 3) 内閣府:平成30年7月豪雨による被害状況等について, http://www.bousai.go.jp/updates/h30typhoon7/index.html (閲覧日:2020年5月20日)
- 4)国土交通省:水害統計調查(1976年度~2019年度)
- 5)東京大学総括プロジェクト機構「水の知」(サントリー)総括寄付講座編 : 水の日本地図 水が映す人と自然,朝日新聞出版, 2012.
- 6) 中部災害アーカイブス: 9.12豪雨災害(安八豪雨), <u>http://www.cck-</u> <u>chubusaigai.jp/kinnen_saigai/19760912.html</u>(閲覧日: 2020年5月20日)
- 7)東京都:昭和51年水害概要,
 https://www.kensetsu.metro.tokyo.lg.jp/suigai_kiroku/s51/s51gaiyou.htm (閲覧日:2020年5月 20日)
- 8)国土交通省 九州地方整備局:主な災害の概要 [06] 長崎大水害, <u>http://www.qsr.mlit.go.jp/bousai/index_c06.html</u>(閲覧日:2020年5月20日)
- 9)気象庁:昭和57年7月豪雨(長崎大水害),<u>https://www.jma-net.go.jp/nagasaki-</u> c/gyomu/nagasakisuigai/nagasaki.html(閲覧日:2020年5月20日)
- 10)高橋和雄: 1982長崎豪雨災害から30年, 自然災害科学, 31-3, 2012.
- 11)国土交通省:台風第19号で甚大な被害が発生した7水系において『緊急治水対策プロジェクト』に着手します,<u>https://www.mlit.go.jp/report/press/mizukokudo05_hh_000102.html</u>(閲覧日:2020年5月20日)

第2章 利根川水系の各河川における被災状況およびその分析

2.1 利根川上流域の流況とダムの効果

2.1.1 降雨量について

台風 19 号は強い勢力をもって 10 月 12 日 19 時前に伊豆半島に上陸し(図 2.1.1),静岡 県や新潟県,関東甲信地方,東北地方を中心に広い範囲で記録的な大雨をもたらして 13 都 県に大雨特別警報を発表する事態となった.とくに,10 月 10 日から 10 月 13 日までの総降 雨量について,関東地方での記録的なものとして,神奈川県箱根で 1001.5mm,静岡県湯ヶ 島で 760mm,埼玉県浦山で 687mm,東京都小沢で 649mm の豪雨となる¹⁾.

本節では、台風 19 号による出水の降雨規 模を算定するため、関東地方とくに利根川流 域にもたらした降雨量について、10 月 11 日 0時~14 日 0時の3 日間の気象庁解析雨量か ら検討した.図2.1.2 に関東地方における累 積雨量分布を示す.同図には利根川流域(八 斗島上流域、渡良瀬川流域を含む栗橋上流 域、鬼怒川流域)、荒川流域、那珂川流域、久 慈川流域の流域界も入れてある.これより、 荒川の上流域、利根川水系では烏川(404mm)、 神流川(448mm)に当たる流域、吾妻川上流域 (322mm)、渡良瀬川流域(365mm)、鬼怒川上流 域(369mm)で累積雨量の多いことが分かる.



図2.1.1 台風19号の進路と勢力¹⁾

次に、利根川上流域に注目して検討した、八斗島地点の上流域(5,150km²)における累積降 雨分布図を図2.1.3に示す.これにより、流域の北側の奥利根流域では降雨量が小さく、南 側に位置する烏川・神流川流域に降雨が集中していたことが見て取れる.流域平均雨量のハ イエトグラフを図2.1.4に示す.八斗島上流域におけるピーク降雨量は23.6mm、3日間の 累積降雨量は310.42mmであった.利根川水系利根川・江戸川河川整備計画²⁾によると、八 斗島上流域における既往最大の洪水は1947年(昭和22年)9月のカスリーン台風によるもの で、その八斗島上流域平均3日雨量は308.6mmである.すなわち、カスリーン台風におけ る降雨の空間分布とは異なるものの、降雨規模で見ればほぼ同等であったことが示された.



図2.1.2 関東地方における累積雨量分布



図2.1.3 利根川上流域・八斗島地点における累積雨量分布

2.1.2 モデルの概要

<u>a) RRI モデルの構成</u>

本検討において,洪水流量の推定には降雨流出氾濫モデル(RRI モデル)³⁾を用いた. RRI モ デルは,国立研究開発法人土木研究所 ICHARM で開発された,山地・平地を問わず流域を グリッドセルに分割し,降雨流出から洪水氾濫まで流域スケールで一体的に解析すること のできる分布型モデルである. RRI モデルでは,流域全体を二次元拡散波近似で解析を行う ことで,低平地の降雨流出過程や氾濫原における浸水の状況を再現可能である.本研究での 解析には,最新バージョンの Ver.1.4.2.3 に,近者ほか⁴⁾によって開発されたダムモジュール を組み込んだ RRI モデルを用いた.

検討対象流域は,群馬県を水源とし,埼玉県,茨城県,千葉県を流れる一級河川利根川と した.利根川の流域面積は16,840km²,幹川流路延長は322kmである.利根川は上流ダム群 として7つのダムを有しており,加えて,今次洪水では試験湛水中であった八ッ場ダムでも 洪水貯留が実施された.RRIモデルは,利根川流域全域を対象として構築した.計算負荷を 考慮して空間解像度は28秒(約700m×850m)メッシュを採用し,総計算メッシュ数は26,169 メッシュである.

地形情報のモデル化には山崎ら⁵の日本域表面流向マップ⁶を用いて,1秒メッシュから 28 秒メッシュにスケールアップした.土地利用データは国土数値情報土地利用細分メッシ ュを使用し,28 秒メッシュ内において支配的な分類カテゴリから,水田・畑地・山地・都 市・水域の5分類を設定した.河道モデルは地点上流の流域面積に応じたレジューム則から 矩形河道としてモデル化した.八ッ場ダムは貯留量の推定を行うために簡易的にモデル化 し,期間内の放流量を 0m³/s として設定した.実際の放流量は約 4m³/s であった⁷.水位-貯 留量の関係は貯水池容量配分図⁸より線形で作成し,記者発表資料⁷より初期水位を 518.8m として設定した.八ッ場ダム以外のダムは,国土交通省水文水質データベースより収集した 実績放流量を境界条件として入力した.

b) RRI モデルパラメータの同定

構築した RRI モデルパラメータを同定するために,実洪水における河道流量の再現性に ついて検証を行った.検証対象洪水は近年で最も大きな降雨であった平成 27 年関東・東北 豪雨(2015 年 9 月 9 日~9 月 11 日)とし,計算期間は初期値による影響を極力小さくするた め,助走計算期間を含めた 2015 年 7 月 1 日~10 月 1 日とした.ここで,入力する降雨デー タには気象庁解析雨量を用いた.気象庁解析雨量はアメダスや国土交通省水文水質データ ベースの雨量観測値とは異なり,空間分布を持つため,雨量データに起因する誤差を極力排 除し,より現実的な降雨を与えることが可能であると考えられる.本研究で対象とする八斗 島水位観測所地点及びそれより上流にある利根川上流ダム群の流入量について検証を実施 した.



域平均雨量のハイエトグラフ



図2.1.5 関東・東北豪雨の八斗島水位観測所流量 ハイドログラフ



表2.1.1関東・東北豪雨のNash係数一覧

観測地点	Nash係数		
八斗島	0.84		
矢木沢ダム	0.79		
奈良侯ダム	0.39		
藤原ダム	0.21		
相俣ダム	0.21		
薗原ダム	0.82		
草木ダム	0.90		
下久保ダム	0.49		

計算結果の例として,八斗島水位観 測所及び薗原ダムにおける観測値と 計算値の流量ハイドログラフを図 2.1.5, 図 2.1.6 に示す. 更に, 各地 点における Nash-Sutcliff 係数(以下, Nash 係数)を算出した. Nash 係数は一 般的に0.7以上でモデルの妥当性が高 いとされている. 検証対象における Nash 係数を表 2.1.1 に示す. 各地点 の観測流量は水文水質データベース より入手したが、ダム地点における 流入量は執筆時現在では暫定値であ る. この結果, 八斗島水位観測所及び 比較的流入量の大きかった薗原,草 木ダムにおいて Nash 係数が 0.7 以上 となった.以上より,流域全体として 高水に対するおおよその再現性があ るとして,パラメータを決定した.

2.1.3 令和元年台風 19 号による八斗島地点の洪水流量の推定

a) ダム地点の再現性検証



図2.1.7 台風19号再現計算の下久保ダム流入量 ハイドログラフ



図2.1.8 台風19号再現計算の薗原ダム流入量ハ イドログラフ



図2.1.9 台風19号再現計算のハッ場ダム流入量 と貯水位

表2.1.2 令和元年台風19号再現 計算のNash係数一覧

観測地点	Nash係数
矢木沢ダム	0.84
奈良侯ダム	0.46
藤原ダム	0.67
相俣ダム	0.80
薗原ダム	0.83
草木ダム	0.91
下久保ダム	0.91

令和元年台風 19 号における八斗島地 点の洪水流量を見積もるため,前項で 構築した RRI モデルを用いて,利根川 流域における河道流量の再現計算を実 施した.ここで,計算期間はパラメータ 同定時と同様,助走計算期間を含めた 2019 年 9 月 1 日~11 月 1 日とし,雨量 データには気象庁解析雨量を用いた.

利根川上流域ダム群の放流量は水文 水質データベースより入手した実績 放流量を強制流量としてダム地点下 流の河道に与えた.八斗島上流域にお ける降雨規模の算定には気象庁解析 雨量より,10月11日0時~14日0時 の3日間のデータを用いた(図2.1.4).

以上の計算条件により、利根川上流 ダム群における流入量を観測値と計 算値で比較することにより本洪水に おけるRRIモデルの再現性の検証を行 った.計算結果の例として、下久保ダ

ムおよび薗原ダムにおける流入量ハイドログラフを図 2.1.7,図 2.1.8 に示す.また,表 2.1.2 にそれぞれのダム流入量の Nash 係数を示す.降雨規模の小さい奥利根流域にある奈 良俣ダムおよび藤原ダム以外の地点で 0.7 以上となっており,モデルの精度として良好と言 えるため,本解析の妥当性が示された.また,試験湛水中であった八ッ場ダムについても, 国土交通省関東地方整備局の公表資 料⁹にもとづきダム流入量を比較す ると, Nash 係数は 0.97 となり, その 再現性は高いことが示された(図 2.1.9). 推定ピーク流入量は 2,385m³/s, 実績ピーク流入量は 2,550m³/s である.



<u>b) 八斗島地点における流量の推定</u>

以上によりモデルの妥当性が示さ れたため,このモデルの計算結果に

よる八斗島地点における河道流量の算定を実施した.なお,八斗島水位観測所における本出 水期間の観測流量は執筆時時点では公表されていない.計算流量のハイドログラフを図 2.1.10 に示す.本解析における八斗島地点の推定ピーク流量は 13,925m³/s となり,その発 生時刻は 10 月 12 日 22 時 50 分,実績によるピーク水位の発生時刻が同日 23 時¹⁰であり, その差異は小さい.

利根川水系利根川・江戸川河川整備計画⁸に示された八斗島地点における目標流量は 17,000m³/s(年超過確率1/70程度)であり、そのうちの14,000m³/sを河道で安全に流下させる ことを目標としている.これにより、本出水は河川整備計画における河道での目標流量とほ ぼ同等であったことが推定される.

次に、八斗島地点の洪水流量を構成する各河川からの寄与分を推定した.すなわち八斗島 地点上流にある利根川本川の上福島水位観測所,烏川に合流する神流川の若泉水位観測所, 神流川合流点上流にある烏川の岩鼻水位観測所地点においてそれぞれの流量ハイドログラ フを求め、これを図2.1.11に示す.これを見ると、八斗島地点のピーク流量13,925m³/s に 対し、利根川本川から5,601m³/s,神流川から1,140m³/s,烏川からが6,278m³/s であり、単純 な合算で一致するものではないが、烏川流域からの寄与が大きいことがわかる.神流川上流 には下久保ダムがあり、本出水時には最大で1,045m³/s の洪水調節が行われていた¹¹⁾が、一 方で烏川には河川整備計画に調節池整備が位置づけられているものの、現時点においては 未整備であり、貯留施設がないことは今次出水が利根川の治水に投げかけた課題だと言え る.さらに、同じモデルを用いてダム及び氾濫がなかったと仮定した条件でも、本出水にお ける八斗島地点の流量を試算した.この結果、八斗島地点における計算流量は18,279m³/s と なり、その推定値は整備計画目標流量(洪水調節施設無しの流量)を超える規模となった.

<u>c) 八斗島地点における八ッ場ダムの効果</u>

今次出水における八ッ場ダムの効 果を見るために,八ッ場ダムがなか った場合を仮定して八斗島地点にお ける流量ハイドログラフを推定した (図 2.1.11).今次出水における本解 析での八斗島の推定ピーク流量は 13,925m³/sであり,八ッ場ダムがない と仮定した場合の推定ピーク流量は 16,867m³/sであった.これにより,八 斗島地点において2,942m³/sの洪水調 節効果があったことが示された.す



なわち、八斗島地点において八ッ場ダムは約17%の洪水調節を行ったことになる.

2.1.4 八斗島下流における利根川本川の治水課題

利根川は、八斗島下流区間からの右岸堤防が決壊すると首都圏氾濫の危機が高まり、また 左岸堤防の決壊では閉鎖型氾濫貯留による湛水深の増大から甚大な被害をもたらす.この 区間の整備計画の河道目標流量は図 2.1.12 に示すように現況流下能力にほぼ等しい 14,000m³/s としている.しかしながら、川俣水位観測所において、本出水では計画高水位 7.46mのところ、ピーク水位は 8.00m を記録しており、計画高水位を 0.54m 上回る洪水とな った.川俣地点までには、広瀬川、早川、小山川、石田川の支川洪水流量が加算される.そ こでこれらの支川合流流量も RRI モデルから検討したが、広瀬川を除いて計算ピーク流量 と実積ピーク水位の発生時刻に大きな差が生じ(計算ピーク流量発生時間が実績ピーク水位 発生時間に比べて早い)、本川への支川合流の評価に課題があるものと判断した.これは空



図2.1.12 HWLと実績ピーク水位の差と現況流下能力(利根川・江戸川河川整備計画に加筆)

間解像度の問題の他,八斗島地点下流からのセグメント2相当の沖積平野での流出過程,と くに支川,本川の不定流効果の取り込みに関する課題と考えている.

以上により,本出水における川俣地点の推定流量が河道目標流量(14,000m³/s)を上回ること が理解され,危機的な状況であったことが分かる.したがって,本区間の河道で計画高水位 以下に流下させるための河道目標流量を達成させるための洪水調節施設,本川下流区間の 流下能力向上のための河川改修(河道掘削)が必要であることが示唆された.

2.1.5 まとめ

本検討で得られた知見を以下に示す.

1)気象庁解析雨量より、八斗島上流域における3日間の累積平均雨量は310mmとなり、 1947年のカスリーン台風による降雨規模(308.6mm)と同程度であることを示した.

2) 利根川上流ダム群および八ッ場ダムにおける計算流入量を実績流入量と比較し、その良 好な対応から本解析の妥当性を提示した.

3) 八斗島における推定流量は 13,925m³/s であり、これは利根川水系整備計画における河道 目標流量と同等の規模であることを示した.また、ダム・氾濫なしでの流量は 18,279m³/s と 推定され、特に烏川水系からの洪水寄与分が大きいことを提示した.

4) 八斗島における推定実績流量 13,925m³/s に下流支川合流を考慮すると整備計画河道目標 流量を上回る.実績として川俣での痕跡水位が HWL を 0.54m 上回ることからも判断する と,推定流量は現況流下能力を超過する流量規模であることを提示した.

5) 今次出水において試験湛水中であった八ッ場ダムは八斗島水位観測所における洪水流量 の約 17%の流量低減に寄与したことが推定された.

6)本出水における推定流量は現況の流下能力を上回る流量規模であったことが推察され、 危機的な状況であった.今次出水から、八斗島下流区間の河道目標流量を達成させるための 洪水調節施設、流下能力向上が必要であることが示唆された.

(阿部紫織,清水義彦,浅沼順,佐山敬洋)

参考文献

1)内閣府防災:台風19号等の概要,令和元年台風19号等による災害からの避難の関するワ ーキンググループ(第1回)資料,令和元年12月18日

2)国土交通省関東地方整備局,利根川水系利根川・江戸川河川整備計画(令和2年3月), https://www.ktr.mlit.go.jp/river/shihon/river_shihon00000411.html

3)Takahiro Sayama, Go Ozawa, Takahiro Kawakami, Seishi Nabesaka, Kazuhiko Fukami: Rainfall-Runoff-Inundation Analysis of Pakistan Flood 2010 at the Kabul River Basin, Hydrological Sciences Journal, 57(2), pp. 298-312, 2012.2.

4)近者敦彦,中村要介,阿部紫織,佐山敬洋,若月泰孝:平成27年9月関東・東北豪雨に

おける鬼怒川上流ダムによる洪水調節効果の分析,土木学会論文集 B1(水工学), Vol.74, No.4, pp.I 1507-I 1512, 2018.

- 5)山崎大, 冨樫冴佳, 竹島滉, 佐山敬洋:日本全域高解像度の表面流向データ整備, 土木学 会論文集 B1(水工学), Vol.75, No.5, pp.I 163-I 168, 2018.
- 6)日本域表面流向マップ, http://hydro.iis.u-tokyo.ac.jp/~yamadai/JapanDir/, 2019/5/31 現在.
- 7)国土交通省関東地方整備局,記者発表資料 令和元年台風 19 号における八ッ場ダムの試験湛水状況について(令和元年 10 月 13 日発表),

https://www.ktr.mlit.go.jp/ktr content/content/000757984.pdf

- 8) 国 土 交 通 省 関 東 地 方 整 備 局 八 ッ 場 ダ ム 工 事 事 務 所 , 貯 水 容 量 配 分 図 , https://www.ktr.mlit.go.jp/yanba/yanba_index013.html
- 9)国土交通省関東地方整備局,台風 19 号における利根川上流ダム群の治水効果(速報)(令和元年11月), https://www.ktr.mlit.go.jp/ktr_content/000763056.pdf
- 10)国土交通省関東地方整備局利根川上流河川事務所,令和元年東日本台風による出水速報 (第2報),令和2年3月16日,https://www.ktr.mlit.go.jp/ktr_content/000770371.pdf
- 11)独立行政法人水資源機構下久保ダム管理所,下久保ダム記者発表資料(2019年10月13日 発表) https://www.water.go.jp/kanto/simokubo/news/press/pdf/R1T19kisyahappyou.pdf

2.2 利根川水系の中小河川に見られる被災状況(栃木県)

2.2.1 利根川水系渡良瀬川支川秋山川における被災状況調査

令和元年東日本台風が 2019 年 10 月 11 日から 13 日にかけて東日本の広域に激甚な水害 をもたらした.利根川水系渡良瀬川の支川である秋山川(本川全流域面積 87.9km²,本川延長 39.8km)においても県管理区間の 2 箇所で破堤し,破堤部周辺市街地である栃木県佐野市お よびその下流域において激甚な被災をもたらした.

秋山川および破堤箇所の位置図を図2.2.1 に,2箇所の破堤箇所およびその周辺域の拡大 図を図2.2.2 に,また同エリアの洪水時航空斜め写真を図2.2.3 にそれぞれ示す.



図 2.2.1 秋山川および破堤箇所位置図



図 2.2.2 秋山川破堤箇所周辺市街地の拡大図



図 2.2.3 秋山川の洪水時航空斜め写真 (渡良瀬川河川事務所撮影)

秋山川は、ほぼ北から南(図 2.2.3 では上から下)方向へ佐野市内を流下し渡良瀬川左岸に 合流する. 各図中に示した 2 箇所の破堤部のうち、以下では上流側を大橋破堤部、下流側を 赤坂破堤部と、それぞれ称することとする. 両破堤共に、秋山川にかかる橋梁の上流側袂で 発生した. 大橋破堤部では大橋の、赤坂破堤部では海陸橋のそれぞれ右岸堤防が決壊し、内・ 外水氾濫の複合的要因により、床上浸水 1,411 戸、床下浸水 636 戸、全壊家屋 5 戸、半壊家 屋 641 戸および田畑等浸水 899ha(いずれも国土交通省資料¹⁾より引用)という被災となった.

秋山川周辺域における水害の発生要因となった近隣の降雨概況を以下に示す. 図 2.2.4 に, 葛生, 佐野, 足利および栃木の計 4 地点の AMeDAS 観測地点における時間降水量を,また 図 2.2.5 にその累積降水量をそれぞれ示す. 各 AMeDAS 観測地点の位置は図 2.2.1 中に示 した.



図 2.2.4 AMeDAS 時間降水量(葛生,佐野,足利,栃木)

いずれの観測地点においても、10月12日の8時から降水量が増大し、同日15時から22時にかけての計7時間に亘り約30mm/hの降水が断続的に発生していたことがわかる.特に、秋山川の上流部に位置する葛生においては、同日19時の時点で47.5mm/hの時間降水量が観測されており、4時間に亘って40mm/hの降水が継続した結果、秋山川およびその支川である小曽戸川からの越水によって、床上浸水27戸、床下浸水70戸、全壊家屋1戸、半壊家屋26戸(いずれも国土交通省資料¹⁾より引用)という被災が発生している.

降水が終息傾向を示す同日 23 時までの累積降水量を図 2.2.5 で確認すると, 葛生で

416.5mm, 栃木で 305.0mm, 佐野で 266.5mm および足利で 256.9mm となっており, 24 時間 降水量としての葛生(410mm), 佐野(261.5mm)および足利(253mm)は, 統計開始以来の極値更 新となっている.



図 2.2.5 AMeDAS 累積降水量(葛生, 佐野, 足利, 栃木)

当該出水による河川水位の経時変化について以下に示す. 図2.2.6 に,秋山川の各水位観 測所において観測された河川水位の経時変化を示す.上流から順に,葛生,大橋,大古屋橋 および伊保内新橋であり,大橋は上流側破堤部,大古屋橋は直轄区間との境界に位置する県 管理区間の下流端,伊保内新橋は大古屋橋の更に下流域における直轄区間に位置している. 各水位観測所位置は図2.2.2 に示す.大橋の水位が10月12日の19時の時点で途切れてお り,これは水位計設置高に河川水位が到達したため水位計が損壊したためと考えられ,当該 破堤部における越流発生のおよその時刻を推定する情報となる.赤坂破堤部より更に下流 側に位置する大古屋橋および伊保内新橋における水位上昇に注目すると,図2.2.6 中に付 記したように,大古屋橋においては20時,伊保内新橋においては19時からそれぞれ1時 間程度の期間,水位上昇速度が低下している.これらは越流および赤坂破堤部における破堤 によって河道内流量の上昇速度が一時的に低下したことを示唆しているものと考えられる.

最高水位に着目すると、大古屋橋および伊保内新橋共に 10 月 13 日の 1 時から 2 時にかけて発生しており、伊保内新橋では、10 月 13 日の 1 時 50 分に、氾濫危険水位 7.90m を超



え, 8.87m という, 計画高水位である 9.00m まであと 13cm という事態に及んでいたことが 後日の洪水痕跡から確認されている.

破堤メカニズムの考察を以下に示す. 図 2.2.7 は,大橋破堤部周辺域の航空斜め写真である.橋梁直上流側右岸袂部において約 20m の堤防が流失した.橋梁の左右袂部に大量の流 木等が堆積しており,橋梁による堰上げが左右袂部からの越流を引き起こし,右岸堤防が破 堤した.また,大橋の 1.2km 下流位置の中橋は落橋している.

図2.2.8に、赤坂破堤部周辺域の航空斜め写真を示す.海陸橋の直上流側の右岸袂部で堤防が約50mに亘って流失した.大橋破堤部同様、橋梁による堰上げにより越流が生じたものと考えられる.

図 2.2.9 に,秋山川の両破堤部を含む約 4km 区間を対象とした河幅を示す.比較的広い 河幅が確保されている 6.0km 付近から約 1km の間に,河幅が約 60m 減少しており,本検討 対象区間内の河幅最小区間である 5.2km 付近が大橋破堤部である.その後,下流に向けて河 幅が一時的に増大し,再度河幅が急減する 3.7km 付近が赤坂破堤部であり,ここでは 200m 流下する間に 60m 程河幅が減少している.これらより,今次出水による秋山川の 2 箇所の 破堤要因に河幅減少による流下能力の局所的な低下が一因となっていることが示唆される.



図 2.2.7 大橋破堤部航空斜め写真(渡良瀬川河川事務種提供)



図 2.2.8 大橋破堤部航空斜め写真(渡良瀬川河川事務所提供)

図2.2.9の下部に,痕跡調査によって,天端上に顕著な越流痕跡が確認された区間を左右 岸別に両矢印で示した.両矢印の長さが越流痕跡確認区間であり,図2.2.9の横軸と対応さ せて示してある.前述した,6kmから5kmへの河幅急縮区間において,ほぼ左右岸同様の 越流区間となっているのに対し,赤坂破堤部上流域の急縮区間では,顕著な越流痕跡は右岸 のみで確認されている.



図 2.2.9 秋山川河幅 (2.1km~6.1km)と破堤部および越流痕跡

図2.2.10に、赤坂破堤部近傍を拡大した航空垂直写真を示す.前述のとおり、赤坂破堤 部では、海陸橋の上流側右岸袂部において破堤したが、図2.2.9 中において両矢印で示し た、赤坂破堤部に該当する顕著な越流痕跡確認区間は、右岸堤が河道中心側に寄るように河 幅減少する区間と完全に一致している.一方の左岸はその上流からの堤防縦断方向と大き く変化していないため、当該区間は河幅減少区間であり、且つ右岸側が河道湾曲の外岸側と なるため越流リスクが高くなっている.加えて、海陸橋の河川流下方向に対する橋桁設置角 度が、橋桁による堰上げ水を橋梁上流側右岸袂部へ流量集中させる位置関係となっている. これらのことから、赤坂破堤部は、河幅減少、河道湾曲の外岸および橋桁の河川流下方向に 対する設置角という3重の破堤リスクを内包していたものと考えられる.



図 2.2.10 赤坂破堤部近傍の航空垂直写真

(松本健作)

2.2.2 栃木県内の中小河川(秋山川, 永野川)の氾濫について

台風 19 号による中小河川の被害状況を見ると越水が多数目立ち,中小河川にとっては河 道流下能力を大きく越える外力規模であったことが推測される.関東地方ではとくに大き な被害となったのが栃木県で,住家被害では,全壊・半壊・一部破損で11,238棟,床上浸水 1,452棟,床下浸水 1,058棟(令和元年 12月 12日現在)にも及んだ.なかでも渡良瀬川流 域にあって佐野市を貫流する秋山川,栃木市を貫流する永野川の氾濫による浸水被害は甚 大で,ともに栃木県管理河川区間で数か所の決壊が生じた.ここではこの被災をもたらした 河川の氾濫過程について検討する.

<u>a) 秋山川について</u>

秋山川ではとくに佐野市内での2か所の破堤が大きな被害をもたらした.それらは佐野市大橋町(大橋上流右岸)と佐野市赤坂町(海陸橋上流右岸)であり,後者は秋山川の下流 側に位置する.この海陸橋上流右岸の決壊は10月12日21時過ぎに起こり(氾濫危険水位は 2.8mであり,12日19時40分頃に3.43mを記録),その地点の様子を図2.2.11に示す.決 壊地点は緩い湾曲部の外岸側であり,同図より右岸堤防天端には多くの流下物の堆積が目 立つ.一方,その対岸(内岸)には越水した痕跡は認められない.堤防裏法面には侵食跡が 目立ち,典型的な越水による裏法面侵食であることが確認された.



図2.2.11 海陸橋上流右岸の決壊の状況(天端に残る流下物と裏法面の侵食が目立つ)

氾濫水が市街地や農地を襲い, 佐 野市を横断する国道 50 号線やJR 両 毛線等の主要交通網も浸水被害を 受けた. 図 2.2.12 の衛星画像(10 月 13 日 10 時 28 分観測, 赤坂町右岸破 堤点は×で示された位置)から見え る氾濫湛水がどのような挙動で流 下してきたかを知るために, 氾濫流 解析から考察した.

氾濫解析に用いた地形データは 国土地理院・基盤地図データ(5mメ ッシュ)を用いた.執筆時点では破 堤流量の情報はなく,ここでは氾濫 流量が図 2.2.12 の氾濫域全体を再 現できるように試行的に決めた.そ の結果,赤坂町右岸破堤のみを考慮 して氾濫流量 150 m³/s としてこれを 一 定時間与えた.参考までに秋山

川の河川整備計画²⁾によれば計画流



図 2.2.12 氾濫域の衛星画像(10 月 13 日 10 時 28 分観測,赤坂町右岸破堤点は×で示す位置)

量は 430 m³/s (計画規模 1/30) で現状の流下能力は概ね 200 m³/s である. 氾濫解析には, iRIC Nays2D flood を用い, マニング粗度係数は 0.035 とした. その結果, 図 2.2.12 の湛水域を 再現するには計算時間を 6 時間以上にする必要があり, 佐野市公式 SNS アカウントの情報 によれば少なくとも 10 時間以上は破堤箇所からの越水が続いていたことも考慮して計算時 間を検討した.

図 2.2.13 は決壊後 1 時間 17 分の氾濫域の浸水深コンター図である. この時点において 国道 50 号線の周囲より高い地形(盛土)によって上流側に一時湛水する. 国土交通省宇都 宮国道事務所によると 12 日 22 時 16 分頃から冠水による国道 50 号線の全面通行止めが実 施されている. NHK 報道や佐野市 SNS によれば堤防決壊は 21 時 20 分頃であり, 50 号線 通行止めまでの所要時間は約 1 時間となり,解析結果と概ね一致する. その後,氾濫流は国 道 50 号線を越えて,図 2.2.14 (7 時間 35 分後の浸水深コンター図)の点線(赤色)方向に 流下して渡良瀬川・秋山川合流点に向かい,湛水した.

氾濫域を治水地形分類図と比較したものが図2.2.15 である.破堤点付近では居住地区を 浸水するが,その下流での氾濫域のほとんどは水田等の農地で,その中で住居や学校等の公 共施設が微高地(自然堤防)の地形上に集中しており被害の軽減につながっている. 湛水によ る農地被害があるが,ここに貯留したことで下流河川への洪水流量負荷を低減させること を評価することが重要である.



図 2.2.13 決壊後1時間 17分の氾濫域の浸水深コンター図



図 2.2.14 決壊後 7 時間 35 分の氾濫域の浸水深コンター図



図 2.2.15 治水地形分図と決壊後7時間 35分の氾濫域浸水深コンターの比較

<u>b) 永野川について</u>

宇都宮地方気象台から 10 月 13 日午前 2 時 に河川はん濫発生情報が発表され,栃木市に よれば永野川の決壊は6か所となった.

ここでは大平町川連地点(JR両毛線・鉄道 橋梁上下)での決壊による氾濫過程を検討す る.この大平地域では,栃木市によれば住家被 害で,全壊2,大規模半壊44,半壊487,一部 破損1124であり,非住家被害では,大規模半 壊3,半壊54,一部半壊142,床上浸水117が 発生した³⁾.

図 2.2.16 は JR 両毛線鉄道橋梁直上流側右 岸の決壊地点での緊急復旧の状況である.湾 曲部外岸にあたり,被災前から護岸の設置が なされていることから水衝部であることが分 かる.



図 2.2.16 大平町川連地点の右岸決壊



図 2.2.17 大平町川連地点決壊からの氾濫流の流れ

図2.2.17 には現地調査,報道等から 求めた氾濫流の流れを示したもので ある.興味深いことは,氾濫流は永野 川からの川筋を離れて流下していく ことで県道11号をしばらく流れた後 (図2.2.18),県道から離れ,水田地 帯に流れていく.この間,多くの住居, 商業施設を浸水させた(JR大平下駅 付近の県道での調査から浸水深さは 1.0mから1.5m程度が目立った).

そこで、このような氾濫流の挙動を 把握するため、氾濫流解析を行った. 後述する氾濫原全体(図2.2.10)を再 現できるよう試行的に決めた結果 氾濫流量200 m³/s としてこれを10 時間与えた.参考までに秋山川の河川整 備計画によれば計画流量は430 m³/s (計 画規模1/30)である.氾濫解析には、iRIC Nays2D flood を用い、10m 格子の地形デ ータ(国土地理院)でマニング粗度係数 は0.04 とした.

図 2.2.19 に浸水深コンター図を示 す.氾濫流は破堤点から線状に広範に広 がり、2 手に分かれた後、国道 50 号線を 横断し、約 10 km流下して最終的に渡良 瀬川遊水地第3調節池に到達した.

図 2.2.20 は、衛星画像(SPOT7, 10 月 13 日 10 時 28 分観測, PASCO 提供)およ び該当するエリアの治水地形分類図を 示した.これより、台地に拘束された氾 濫平野と旧河道および他川の現河道が つながった形で氾濫流が流下して行く ことが読み取れる.

実は図 2.2.17 の背景にある浸水想定 区域図(計画規模)にも同様な浸水想定 区域が示されている.したがって,ハザ



図 2.2.18 県道 11 号を流れる氾濫流



図 2.2.19 浸水深コンター図



図 2.2.20 衛星画像 (SPOT7, 10 月 13 日 10 時 28 分観測, PASCO 提供) および該当 するエリアの治水地形分類図

ードマップも同様に記載されている.しかし,これらの図を見ても浸水域を生む氾濫流の正 体がまず分からない. 危機管理として氾濫の流下過程を知っておくことの大切さとともに, 氾濫流の流下過程から湛水する水田等の低平地を特定し, 微高地の居住地と言う住まい方 の工夫が被害軽減ための流域管理(氾濫原管理)として重要なことをこれらの事例は示して いる.

(清水義彦)

c) 永野川 大砂橋周辺における堤内地からの逆越流を含む破堤過程

台風 19 号により,関東地方では特に栃木県大きな被害が発生した.決壊や越水からの氾 濫により,住家被害では,全壊・半壊・一部破損で11,238 棟,床上浸水 1,452 棟,床下浸水 1,058 棟(2019 年 12 月 12 日現在)にも及んだ.また決壊地点は 13 河川・27 箇所,越水・ 溢水地点は 32 河川・40 箇所(2020 年 2 月現在)に達し,今後の河川整備に多大な影響を及 ぼすことが推察される.なかでも永野川(渡良瀬川水系)では 6 箇所もの決壊が発生してお り,特に大砂橋下流においては,決壊時の状況を詳細に検討すべき事案がみられたため,こ こに報告するものである. 対象地点は栃木市岩出町大砂橋下流で,図2.2.21の赤い破線で示す範囲である.図2.2.22 は今回の調査で写真撮影した位置と方向を示しており,赤い×が破堤地点である.図2.2.23 は,図2.2.22の①~⑥の地点で撮影した写真(矢印が撮影方向)である.

ゴミの付着状況や食性の倒伏方向などの洪水痕跡を調査した結果,破堤時の状況は以下 のようであったと推察される.まず,大砂橋の上流(地点①)で右岸側に越流が発生してい る.これは河道が左方向にカーブしている外岸で水位が高くなったものと考えられる.越流 して反乱した流れは,その下流で合流する水路を越えて(地点②)流下を続け,堤内地を巡 る水路に達する(③).また大砂橋直下流右岸側でも越流が見られた(地点④).これは河道 内左岸側の植生の影響が大きいと見られる.この氾濫水もまた,堤内地下流の水路(③)に 合流する.この水路はちょうど,西南西から東北東に向けて形成された尾根地形の裾に沿っ て流れており,この尾根地形より北側の堤内地の氾濫流が集中して大きな流量となり,永野 川右岸堤防に設置された水門施設に達する.これが堤内地から河道内への逆越流となり(地 点⑤),破堤に至ったと考えられる.さらにこの逆越流地点よりも下流側で堤防の川面側の



図 2.2.21 大砂橋

図 2.2.22 写真撮影位置



①右岸側堤内地への溢水



②流下する氾濫流



③永野川へ向かう水路



④堤内地側への越流





⑥下流側は侵食
侵食が見られたが(地点⑥),これが河道内の流れによるものか堤内地からの逆越流による ものかは不明である.

以上のように,越流した浅い氾濫流が堤内地を流れるうちに収束的地形により集中し,一 般にそこには地形的に有利なため水路が巡っており,それに沿って本線に強い流れが誘導 されて逆越流に至ったものと言える.あくまで推察の範囲だが,氾濫流だけでなく堤内地へ の降水による内水氾濫も大きく寄与している可能性も見られた.

(池田裕一・飯村耕介)

2.2.3 思川 鹿沼市口粟野での決壊状況

思川は渡良瀬川水系の一級河川で,近接する3箇所で破堤が見られたので,その状況について報告する.破綻地点は鹿沼市ロ粟野(くちあわの)・久野(くの)地先で,天満橋直下流地点,天満橋下流地点,および柳橋直上流地点である.

天満橋直下流地点は、やや幅の狭い河道が左方向に屈曲しており、そのために堤防を越流 しやすくなっていたと考えられる.氾濫流は道路(鹿沼足尾線)に阻まれて大きく広がるこ となく、周辺地域の浸水被害を広げていった.

天満橋下流地点は、河道幅が狭くなりながら左方向に湾曲した水衝部で越流して破綻し たものと考えられる.破綻して氾濫した流れは河道をショートカットする形で柳橋直上流 地点で再び思川に合流した.その際に堤内地から可動側へと逆越流して破堤に至ったもの と推察される.このような事例は最近良く見られるようになったが、破綻した氾濫流がさほ ど広がらずに合流したことが逆越流を招いたものと考えられるが、その理由は未だ不明で あり、堤内地の地形および旧河道の分析や氾濫龍羽解析などにより詳細を検討する必要が ある.



図 2.2.24 思川 鹿沼市口粟野破堤地点¹⁾



(a) 天満橋下 破綻地点 図 2.2.25 思川 鹿沼市口粟野破堤状況⁴⁾

2.2.4 利根川水系栃木県内中小河川の破堤状況

利根川水系の栃木県内の中小河川の破堤・越水・溢水の状況を表2.2.1 に示す.

河川名	左右岸	被災箇所	被災区分
田川	右岸	宇都宮市大通4丁目	溢水
荒井川	左岸	鹿沼市野尻	決壊
思川	右岸	鹿沼市久野(天満橋下)	決壊
思川	右岸	鹿沼市久野 (天満橋下流)	決壊
思川	右岸	鹿沼市久野 (柳橋下)	決壊
永野川	左右岸	栃木市片瀬5丁目(二杉橋下)	決壊
永野川	左岸	栃木市星野町(新栗生橋上下)	決壊
永野川	左岸	栃木市薗部町(牛落橋上下)	決壊
永野川	左右岸	栃木市大平町川連(JR 鉄道橋上下)	決壊
永野川	左岸	栃木市梅沢町 (大久保橋下)	溢水
永野川	左岸	栃木市岩出町 (大砂橋下)	決壊
黒川	左岸	壬生町福和田(地蔵橋上1号)	決壊
黒川	左岸	壬生町福和田(地蔵橋上2号)	決壊
黒川	右岸	壬生町上稲葉(北関東下)	決壊
田川	右岸	下野市成田	越水
新川	右岸	下野市上古山(平成橋上)	決壊
柏倉川	左岸	栃木市柏倉(関村橋下)	越水
三杉川	左岸	栃木市岩舟町古江 (樋の口橋上下)	決壊
秋山川	右岸	佐野市赤坂町(海陸橋上流)	決壊
秋山川	右岸	佐野市大橋町 (大橋上流)	決壊
名草川	左岸	足利市名草中町(高橋上)	越水
名草川	左岸	足利市名草上町(三ノ輪橋)	溢水
小俣川	左岸	足利市小俣町(鳴石橋下)	溢水
松田川	右岸	足利市松田町 (川田大橋下)	溢水
松田川	右岸	足利市松田町 (中通橋下)	溢水
彦間川	右岸	佐野市飛駒町 (新要谷橋下流)	溢水
出流川	右岸	足利市奥戸町(出流川水門下)	決壊

表 2.2.1 栃木県管理の利根川水系河川の破綻等状況 5)

(池田裕一)

参考文献

- 1)国土交通省: 令和元年台風第19号による被害状況等について, 第53報(2020年2月12日現在), http://www.mlit.go.jp/saigai/saigai_191211.html
- 2)栃木県:一級河川 利根川水系渡良瀬川上流圏域 河川整備計画(第 2 回変更), 平成 25 年10月
- 3)栃木市:台風 19 号による市内の被害情報, <u>https://www.city.tochigi.lg.jp/soshiki/12/20496.html</u> 4)栃木県:台風19号による被害状況と対応, 2020.
- 5)栃木県:県管理河川の破綻等箇所一覧, 2020.

2.3 利根川水系の中小河川に見られる被災状況(群馬県)

2.3.1 群馬県内の被害

2019年10月12~13日に、日本列島に台風19号が来襲し、関東・北陸・東北地方を中心 として死者96名,住宅被害9万棟、国管理7河川12か所、県管理128ヵ所で堤防結果と いった甚大な被害がもたらされた.図2.3.1 に台風上陸直前の日本近海の海水温の平年力 の差を示す.中心気圧950hPaの上陸時点で、相模灘付近の海水温が平年から約2℃高い状 況であったことがわかり、このことが、台風が強い勢力をたもったまま上陸した原因のひと つとなったことがわかる.今台風による主な河川氾濫としては、長野県の千曲川、栃木県の 秋山川、埼玉県の越辺川・都幾川等が挙げられるが、その陰で、利根川本川も非常に危険な 状況であった.図2.3.2 に、利根川上流域の降雨強度の時間変化を示す.水上では最大約25 mm/h程度であったが、草津で最大約32 mm/h、西野牧では最大約40 mm/hとなり、群馬県 利根川上流域では西部で強い降雨があったことがわかる.その為、利根川本川と鳥川・神流 川合流点にある国土交通省関東地方整備局利根川上流河川事務所の八斗島水位観測所では hQ式から約12,500 m³/s、2.1 の見積もりから約14,000 m³/s の出水があった.図2.3.3 に、 利根川上流の計画高水流量図を示す.八斗島水位観測所では、昭和22年のカスリーン台風 による出水22,000 m³/s を基準に計画高水流量16,500 m³/s を設定しており、今回の出水はそ れに匹敵する規模であったことがわかっている.



図 2.3.1 台風 19 号上陸時の日本近海の海水温偏差(気象庁 HP より引用)



図 2.3.2 台風 19 号による群馬県内の降雨強度変化



図 2.3.3 利根川上流域における計画高水流量(国土交通省「利根川水系河川整備基本方 針」¹⁾より引用)

群馬県内の被害状況としては、人的被害4名、公共施設被害970ヵ所であったが、基本的 に土砂災害による被害であった。河川災害としては、後述するように、高崎市内井野川にお いて護岸崩落、富岡市鏑川において若干の越水が報告されているが、大規模な堤防決壊等は 確認されていない.しかしながら、群馬大学の水害調査の結果、前述したように利根川本川 も非常に危機的状況であった.図2.3.4(a)-(c)に、利根川本川上福島水位観測所、八斗島 水位観測所,桐生川上久方水位観測所におけるハイドログラフを示す.図に示すように,13 日0時付近にピーク流量を示していることがわかる.特徴としては,比較的急速に流量が増加,また減少していることがわかる.図2.3.5 に,利根川上流河川事務所発表²⁾の利根川 水系の出水状況を示す.利根川上流河川事務所管内では,川俣・乙女水位観測所において計 画高水位,栗橋水位観測所において氾濫危険水位を10時間超過する洪水となった.渡良瀬 川・思川・巴波川と利根川の合流点にある渡良瀬遊水地やその下流の菅生・稲戸井・田中調 節池では約2.5 億m³(東京ドーム約200杯分)の貯水を行ったことが発表されている.



(a) 利根川本川上福島水位観測所(佐波郡玉村町)



(b) 八斗島水位観測所(伊勢崎市)





本資料の数値は速報値であるため、 今後の調査で変わる可能性があります。				国土交通省 開東地方整備局 利根川上流河川事務所										
	出水状況(観測所の水位状況) (※水位は速報値)													
Trade of the American	川俣水位観測所及び乙女水位観測所で計画高水位を超過しました。栗橋水位観測所においては最高水位9.61mを観測し、氾濫危険水位(8.90m)を10時間近く超過する大規模な洪水が生じました。													
	河川名	観測所名	最高水位		水防団待機 水位 (指定水位)	氾濫注意 水位 (警戒水位)	避難判断 水位	氾濫危険 水位 (危険水位)	計画高水位					
			月日時	水位(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)					
	利根川	上福島	10/12 23時	8. 33	2. 50		-	-	8.88					
		八斗島	10/12 23時	4. 07	0. 80	1.90	3. 90	4. 80	5.28					
		古戸	10/13 1時	7. 53	1.50	3.50	-	-	7.68					
		川俣	10/13 2時	8, 00	1.60	3. 20	-	2 —	7.46					
		栗橋	10/13 3時	9, 61	2. 70	5.00	8. 10	8. 90	9.90					
		芽吹橋	10/13 10時	7.88	2.00	5.00	7. 10	7. 70	7.94					
	渡良瀬川	藤岡	10/13 6時	7. 55	2. 60	4. 10	-	-	7.84					
		古 河	10/13 9時	8. 99	2. 70	4. 70	8. 90	9. 70	9. 72					
	思川	乙女	10/13 1時	9, 81	3.00	5.50	7. 70	8. 70	8. 74					
	巴波川	中里	10/13 2時	5. 27	2.00	2. 70	5.10	5. 50	5. 51					

図 2.3.5 利根川水系の出水状況

2.3.2 痕跡高調査の概要

図2.3.6に痕跡高調査点を示す.調査点は、図中のマークにおいて八ッ場ダム・下久保ダムを除く9か所であった.図2.3.7に痕跡高調査の様子を、図2.3.8に利根川八斗島周辺における出水痕跡を示す.痕跡高調査では、図に示す出水痕跡の高さと天端高、水面高について、①レベルとスタッフ、②RTK-GPSを用い、水準点から測量を行なった.



図 2.3.6 痕跡高調査点



(a) レベルとスタッフによる測量

(b) RTK-GPS による測量

図 2.3.7 痕跡高調査の様子



図 2.3.8 出水痕跡(八斗島水位観測所付近利根川右岸)

2.3.3 利根川本川・川俣水位観測所における出水状況

利根川上流河川事務所管内では,前述したように川俣・乙女において計画高水位,栗橋 において氾濫危険水位を超えたことが確認されている. 図2.3.9(a) に川俣水位観測所の 水位標付近の出水痕跡を,図2.3.9(b) に近傍の昭和橋の橋桁の痕跡の様子を示す.水位 標から,痕跡高は8.2m付近,また橋桁上部まで痕跡が及んでいることがわかる. 図 2.3.10 に,RTK-GPS による左岸堤防横断面の測量結果を示す. 図から,川俣水位観測所 においては,痕跡高は天端下1.88 mであることがわかった. 図2.3.11 に,堤防における 痕跡高の遠景を示す. 図から,出水時には,天端下のかなりの高さまで水位が上がってい たことがわかる. 図2.3.12 に,水文水質データベースの過去の出水データから得られた 川俣水位観測所における hQ グラフを示す. 図から,水位標 8.2 m の値は流量約 12,500 m³/s となり,2.1 等の他の試算による流量値とほぼ一致することがわかる.



(a) 川俣水位観測所水位標(明和町)



(b)昭和橋付近の出水痕跡図 2.3.9 川俣水位観測所(明和町)付近の出水痕跡



図 2.3.10 川俣水位観測所の痕跡高測量結果 (RTK-GPS)



図 2.3.11 川俣水位観測付近の出水痕跡遠景



図 2.3.12 川俣水位観測所における hQ 式

2.3.4 利根川本川・八斗島水位観測所ならびに五料橋における出水状況

<u>a) 現地概況</u>

八斗島水位観測所は利根川 182.5 kp 付近にあり, 183.0 kp 付近の利根川本川と烏川・神流 川の合流点直下流左岸に位置し, 川幅 1,040 m の広い河道を有する. 五料橋は合流点よりや や上流の利根川本川にあり, 平水時の水路幅は 100 m 程度の狭い蛇行区間であり, 左岸に 砂州が形成されている. 図2.3.13 に, 合流部の空撮図を示す. 図の下部が八斗島水位観測 所上流側の坂東大橋, 図の上部左岸側が利根川本川であり, 矢印で示した場所が五料橋, 図 の上部右岸側が烏川である.



図 2.3.13 利根川本川·烏川合流点

b)八斗島水位観測所における出水状況

図 2.3.14 に,坂東大橋から上流方向の出水時(10/13 午後)の状況を示す.平水時と大き く異なり中州も左岸樹林帯もほぼ確認できない.図 2.3.15(a),(b)に,右岸痕跡を示す. 利根川上流河川事務所の報告によると最高水位は 10/12 23 時の 4.07 m(氾濫危険水位:4.80 m)であった.



図 2.3.14 利根川の出水状況(坂東大橋から上流方向へ, 10/13 午後)



(a) 八斗島水位観測所付近の利根川右岸の出水痕跡



(b) 八斗島水位観測所付近の利根川右岸の出水痕跡 図 2.3.15 八斗島水位観測所付近の利根川右岸の出水痕跡



図 2.3.16 五料橋周辺の空撮図 (Google Map より引用)

c) 五料橋における出水状況

図2.3.16に、五料橋周辺の空撮図を示す.五料橋は蛇行区間にあり、右岸に水衝部、左 岸砂州に樹林帯が形成されていた.図2.3.17(a)に、2019年夏季以前の五料橋の様子を、図 2.3.17(b)、(c)に出水後の痕跡高調査時の様子を、右岸から左岸樹林帯に向けて撮影した図 を示す.2019年夏季に、洪水対策の為に左岸樹林帯をすべて伐採した.その為に、今回の 出水による痕跡高は天端下 2.73m に収まったと考えられる.図2.3.18(a)に右岸痕跡、図 2.3.18(b)に左岸痕跡高調査の様子を示す.左岸樹林帯の伐採がなければ、今回の出水によ ってさらに水位が上昇していたことが考えられる.



(a) 2019 年夏以前の五料橋(右岸から左岸方向へ)



(b) 出水後の五料橋(右岸から左岸方向へ)図 2.3.17 出水前後の五料橋の様子(2019年夏の樹林帯伐採効果)



(a) 五料橋下流側右岸出水痕跡



(b) 五料橋上流側左岸出水痕跡と痕跡高測量の状況 図 2.3.18 五料橋における出水痕跡と痕跡高測量の状況

2.3.5 八斗島水位観測所におけるダムの効果

前述したように, 八斗島水位観測所は, 利根川本川と烏川・神流川の合流点やや下流に位 置することから, 今回の出水では, ①吾妻川上流の八ツ場ダムが試験湛水中で非常に水位の 低い状態から満水位まで貯水できたこと、②神流川上流の下久保ダムが緊急放流を中止し たことが、その水位変化に大きな影響を及ぼしたことが示唆される.図2.3.19にハツ場ダ ム工事事務所から提供頂いた貯水実績³⁾を示す. 図2.3.20に、中央大学河川・水文研究室 からご提供頂いた八斗島水位観測所における既往観測結果に基づいた hO グラフを示す. 今 回の出水による最高水位 4.1m は流量約 12,000 m³/s であり, 八ツ場ダムにおける最大流入量 2,500 m³/s を単純に加算すると流量約 14,500 m³/s,水位 4.75 m となり,氾濫危険水位 4.8 m に近づくことがわかる. 2.1 では、RRI モデルの計算結果として、八斗島において流量約 14,000 m³/s, 八ッ場ダムの洪水調整効果 2,942 m³/s としており, 今節における見積もりとほ ぼ近い値となっている. また, 神流川上流の下久保ダムも緊急放流を中止しており, そのこ とも八斗島下流の川俣や栗橋水位観測所における水位上昇には大きな影響があったと推察 できる.八斗島水位観測所周辺は川幅が 1.040 m と非常に広いため、ダムによる水位低減効 果が小さく見積もられる.八斗島で 16,500 m³/s,烏川が 8,800 m³/s の計画高水流量であるこ とから、利根川本川上福島水位観測所では 7.700m³/s となる。 台風 19 号による出水は八斗 島水位観測所で 12,000~12,500 m³/s と算定され,計画高水流量比から算定すると合流点上 流の利根川本川では約5,800 m³/s となり,それに対して八ッ場ダムの2,500 m³/s のピーク流 量低減効果は八斗島で単純合計流量 14,500m³/s の約 17%, 合流前の利根川本川では約 30% とかなり大きいものであったと言わざるを得ない. ちなみに, 関東地方整備局河川部の記者 発表資料 ⁵では,利根川上流ダム群(矢木沢・奈良俣・藤原・相俣・蘭原・下久保・八ツ場 ダム)による八斗島地点での水位低減効果は1.0mとなっている.



図 2.3.19 台風 19 号水害におけるハッ場ダムの貯水実績



図 2.3.20 八斗島水位観測所における既往観測結果による hQ グラフ(中央大学データ)

2.3.6 鏑川・鏑川橋(高崎市)および学園通り付近(富岡市)出水状況

図 2.3.21 (a), (b) に, 利根川支川鏑川の鏑川橋右岸 (高崎市)の状況と出水痕跡, 図 2.3.22 に RTK-GPS による痕跡高測量の結果を示す. 鏑川橋の鏑川右岸では, 天端下 2.73 m の痕跡 高であり, 痕跡高測量結果から判断する限り, 平水面から約 3.5 m 程水位上昇していたこと がわかる.



(a) 利根川支川鏑川の鏑川橋右岸(高崎市)の状況



(b) 出水痕跡 図 2.3.21 利根川支川鏑川の鏑川橋右岸(高崎市)の状況と出水痕跡



図 2.3.22 RTK-GPS による痕跡高測量の結果

図 2.3.23 に、学園通り付近の鏑川左岸(富岡市)の出水痕跡と、図 2.3.24 に、痕跡高の 測量結果を示す.この場所では約 6.0 mの護岸になっているが、明瞭な堤防がない.痕跡高 はほぼ護岸高になっている.図 2.3.25 に上毛新聞ニュースにおける映像を引用するが、こ の場所において、実は小規模ながら越水が確認されている.



図 2.3.23 学園通り付近の鏑川左岸(富岡市)の出水痕跡



図 2.3.24 痕跡高の測量結果



図 2.3.25 鏑川(富岡市)における越水状況(上毛新聞ニュース HP より引用)

2.3.7 井野川・高崎市における出水状況

図2.3.26(a)-(c)に、高崎市下大類町の井野川における出水痕跡を示す.井野川右岸で は天端下0.856mに痕跡があり、ほぼ天端一杯まで水位が上昇していたことがわかる.こ れにより、図2.3.26(a)に示すように井野川右岸で護岸が崩落した.図2.3.26(a)は緩や かな蛇行区間にあり、崩落個所は丁度水衝部にあたる.それ以外でも調査時には多くの復 旧作業が行われていた.



(a) 井野川右岸の護岸崩落(高崎市下大類町)



(b) 井野川左岸



(c) 井野川右岸図 2.3.26 高崎市下大類町の井野川における出水痕跡

2.3.8 総括

台風 19 号水害においては、千曲川、秋山川、越辺川・都幾川といった氾濫被害が大きく 報道される陰で、実は群馬県内の利根川も非常に危険な状況であったこと、それが幾つか の要因で越水を免れた可能性が高いことがわかった。利根川本川と烏川・神流川合流点に ある八斗島水位観測所では約 12,500 m³/s, 2.1 における試算では約 14,000 m³/s の出水があ った.ここでは、昭和 22 年のカスリーン台風による出水を基準に計画高水流量 16,500 m³/s を設定しており、今回の出水はそれに匹敵する規模であった。また、川俣・乙女水位 観測所において計画高水位、栗橋水位観測所において氾濫危険水位を 10 時間超過する洪 水となった。

利根川支川の鏑川(富岡市)においては、一部で越水も確認された.今回の出水に対して は、①八ッ場ダムが試験湛水中で、ピーク時に 2,500 m³/s の貯水効果をあげた、②下久保ダ ムが緊急放流を中止した、③出水直前の 2019 年夏季に、八斗島上流の利根川本川五料橋に おいて, 左岸砂州の広大な樹林帯を伐採したこと等が氾濫抑制に功奏した可能性が高い. 今 年度, 台風 19 号と同程度, それ以上の勢力の台風が上陸する可能性はあり, 八ッ場ダムも 既に満水近い状態であるため, 利根川の出水対策は急務の課題であると言える.

(鵜崎 賢一)

2.3.9 雄川 (鏑川右支川) の状況

雄川は、甘楽郡甘楽町を北に流れ富岡市 田篠で鏑川に合流する、鏑川の右支川であ る.本調査では、甘楽町大字小幡にあ る国指定名勝楽山園付近(鏑川合流点 より約4km)までの区間について調査した. 調査区間内では、橋梁地点の橋脚に草や流 木が引っ掛かっている状況が確認された. 雄川における調査箇所の位置図を図2.3.27 に、調査写真を図2.3.28に示す.調査箇所 位置図中の丸数字は写真の撮影地点を示し ている.

撮影地点①(裏門橋)において,災害前 の空中写真(地理院タイル,全国最新写真 (シームレス))と現地状況を比較したと ころ,堰堤から裏門橋間に設けられていた 護床ブロックが下流側に流されていること が確認された.また,裏門橋では複数の橋 脚にまたがって横断方向に横たわるように 流木が捕捉されており,捕捉された流木に せき止められるように流出した護床ブロッ クの一部や土砂が堆積していた.中央の橋 脚の頭部には折れた流木の欠片が乗ってお り,洪水時には橋桁まで水位上昇していた 可能性がある.

撮影地点①より下流では,調査箇所位置 図中に点線で示した区間で,側岸の竹や樹 木に上流からの草や流木が引っ掛かってい る状況が目立ったものの,撮影地点②の位 置までは,河道外へ氾濫した痕跡は確認さ れなかった.



(背景:地理院タイル標準地図に加筆,

https://maps.gsi.go.jp/development/ichiran.html) 図 2. 3. 27 調査箇所位置図 撮影地点②(天王橋)では,流木ダルマのような形態で中央の橋脚に流木が引っ掛かっていた.裏門橋地点でも明瞭な氾濫の痕跡は確認されなかった.

撮影地点③では、河道沿いの道路に土砂氾濫の痕跡があり、河道内では右岸側の建物の 塀に洪水痕跡(草の付着)が確認された.この区間より下流では河川沿いの道路での土砂 氾濫が目立つとともに、明瞭な洪水痕跡(河道内の樹木への草の付着等)が確認された.

撮影地点④は、鏑川との合流点直上流の左岸側の道路である. 左岸側は右岸側よりも低 く、撮影地点④直上の橋梁地点から下流側における道路上の土砂堆積の痕跡は約40cm で あり、道路に面した樹木には約80cmの高さで線上に泥が付着しており、明瞭な洪水痕跡 が確認された. また、合流点直上流における鏑川右岸の工場敷地では土砂氾濫と河岸の侵 食が著しい状況であった.

雄川では、流域下流のうち特に合流点付近での被害が顕著であり、局所的な被害であった と考えられる.しかしながら、流木捕捉状況が変わった場合には被害形態も異なった可能性 が考えられる.裏門橋での流木の捕捉状況と比較すると、天王橋では橋脚が1本であったこ とから、流木による河積阻害が限定的であったと考えられるが、本数などの橋脚の条件が変 われば、裏門橋のような流木捕捉形態をとり、橋梁地点で氾濫が生じることも考えられる. 今後、流木の捕捉形態を考慮した氾濫発生条件について検討と対策が必要と考えられる.



撮影地点①(裏門橋)より上流側を撮影



撮影地点①(裏門橋)上流左岸側より撮影



撮影地点②(天王橋)上流左岸側より撮影



撮影地点③の左岸側より洪水痕跡を撮影



撮影地点④道路より上流を撮影

鏑川右岸より雄川との合流点を撮影

図 2.3.28 調査箇所位置図

(永野 博之)

参考文献

- 1) 国土交通省:「利根川水系河川整備基本方針」, Vol.1, p.22, 2006.
- 2) 国土交通省関東地方整備局:利根川上流河川事務所記者発表資料, 2020.
- 3) 国土交通省関東地方整備局: 八ッ場ダム工事事務所記者発表資料, 2020.
- 4) 国土交通省関東地方整備局:「八ッ場ダム建設事業の検証に係る検討報告書」, 2011.
- 5) 国土交通省関東地方整備局:河川部記者発表資料, 2020.

第3章 久慈川の被災状況およびその分析

3.1 降雨量と流量について

久慈川流域(図 3.1.1)においても 10 月 11 日未 明より雨が降り出し、12日午後から本格的な降 雨となって夜遅くにピークを迎え、13日明け方 まで降り続いた. その結果, 久慈川基準点・山方 地点上流域の2日間流域平均雨量は255 mmとな り、戦後最大洪水をもたらした昭和 61 年 8 月 洪水の2日間流域平均雨量214 mmを上回る降雨 規模となった. この昭和 61 年洪水規模を平成 30年策定の整備計画目標としており、久慈川基 準地点山方(38.3km)で整備計画目標流量 3.000m³/sになる.国土交通省関東地方整備局の 見積もりによれば今次出水での山方で洪水流量 は約3700m³/s(氾濫なしとした計算流量)とさ れ、これは平成20年に策定した久慈川水系河川 整備基本方針での、基準地点山方における基本 高水(ピーク流量)4,000m³/sに匹敵する規模と なる. この洪水により, 久慈川流域の国管理 区間で5か所の堤防が決壊したほか、茨城県 管理区間でも堤防が決壊して浸水被害が発生



図 3.1.1 久慈川流域と山方基準点

した. 久慈川流域全体では家屋一部損壊 340 棟, 家屋半壊 932 棟, 家屋全壊 76 棟の被害が 生じた¹⁾.

3.2 本川に沿う直轄区間付近における氾濫流の挙動と被害

国管理区間上流端 31km(辰ノロ頭首工上流)から浅川合流点 12km 付近までの区間の久 慈川本川において最も広域な氾濫が生じている.図3.2.1に洪水発生後(2019/10/13 10 時 6 分撮影)の衛星写真(パスコ提供)に堤防破堤地点を示した.それらは,久慈川本川堤防の 決壊が4箇所(①~④),左岸側の旧堤を残した二線堤の決壊(⑤),および久慈川の左岸堤内 地を流れる浅川右岸側の堤防2箇所(⑥・⑦)での決壊となる.

以下では、久慈川の上流から下流にかけて、a) 辰野口橋~富岡橋、b) 富岡橋~二線 堤、c) 二線堤~浅川合流部の3エリアに分けて、氾濫流の挙動について考察する.

a)辰ノロ橋~富岡橋

この範囲では図 3.2.2 に示すように 4 箇所で堤防決壊が生じた. 現地調査より右岸側の

地点①では堤防が久慈川本川から堤内地に向かって破堤している.右岸側の氾濫エリアの ほとんどは水田や畑地で,治水地形分類図で見れば氾濫平野に相当する.その中の微高地に は集落が形成しており,これは自然堤防にあたる(図 3.2.2).また,この微高地の集落の 下流側で越水箇所(もしくは溢水)が見られている(図 3.2.3).ここから発生した氾濫流 は微高地を流下しながら流下し,富岡橋上流部に湛水した.地点③では堤防が堤内地側から 堤外地に向かって越水破堤したことが現地調査より確認された(図 3.2.4).一方,左岸側 では地点②で堤防が堤内地に向かって破堤しており,この付近の堤防は,これから改修を行 う堤防で幅や高さが不足している,いわゆる暫定堤防である(図 3.2.5).また,その下流 では完成堤防となっているが,さらにその下流には無堤区間があり,ここは霞堤となってい る(現在,連続堤の施工区間).この無堤部からの溢水もあって,ここから発生した氾濫流 は台地と河道に挟まれた堤内地(氾濫原)を流下した.さらに,地点④についても堤内地に 向かって破堤している(図 3.2.6).



図 3.2.1 久慈川の氾濫流の挙動



図 3.2.2 辰ノロ橋~富岡橋の氾濫状況と対応するエリアの治水地形分類図



図 3.2.3 久慈川右岸側堤内地の氾濫原(ドローンにより撮影)



図 3.2.4 決壊地点③(堤防緊急復旧後にドローンにより撮影)



図 3.2.5 堤防決壊箇所②の堤防緊急復旧

(下流側の堤防高の違いから完成堤と暫定堤の違いを見ることができる)



図 3.2.6 久慈川 左岸側堤内地の氾濫原 (ドローンにより撮影)

b) 富岡橋~二線堤

この区間の右岸側堤内地の比高は高く久慈川による氾濫,浸水は生じていない.しかし左 岸側堤内地においては,上流(辰ノロ橋〜富岡橋堤エリア)からの氾濫流が久慈川に沿って 流下している(図 3.2.7).この堤内地は台地と河道に挟まれ,栄橋下流では台地の張り出 しによって堤内地幅(氾濫原幅)が著しく狭くなっており,図3.2.8に示す治水地形分類図 (旧版)から,旧河道が多く見られ,河道変遷が著しいことが分かる.また,⑤の地点は霞 堤となっているが,その後閉められて連続堤となった.ただし,旧堤は二線堤の役割を残し ている.



図3.2.7 富岡橋~二線堤の氾濫状況と二線堤周辺の治水地形分類図(旧版)



図3.2.8 富岡橋~二線堤の治水地形分類図

この二線堤は図 3.2.9 に示すように、上流から流下した氾濫流により越水破堤した(図 3.2.9⑤の地点).二線堤の上流側では氾濫流が一時的に貯留されるが、本堤を越水した痕跡

や堤防の欠損,洗掘等の被害は見当たらない.なお,台地際に国道 293 号線があるため,二線堤には一部,陸閘として開口している(図 3.2.9)



図 3.2.9 二線堤の決壊

(左図は国土地理院による航空写真に加筆右図は二線堤の決壊後をドローンにより撮影)



図 3.2.10 二線堤~浅川合流部

<u>c)二線堤~浅川合流部</u>

二線堤を決壊させた氾濫流はこの区間に上流から流下する(図3.2.10). 堤内地には自然 堤防などの微高地上に集落の形成が見られる. 氾濫流は久慈川・浅川合流部で行き場を失い 一時貯留するが,⑥,⑦地点でその堤内地側から浅川堤防を決壊させ,浅川に流れ込んでい る.図3.2.11 は浅川決壊地点⑦での氾濫後状況を示す.決壊地点の堤内地には田んぼの侵 食が生じており(段落ち流れによるヘッドカット),その浅川決壊口対岸の堤防表法面にあ る流下物の痕跡ラインからは,浅川の越水が生じていないことを示している.また,久慈川 左岸堤防は完成堤で越水等の痕跡は現地調査では確認されなかった.



図 3.2.11 浅川決壊地点⑦での氾濫後状況

3.3 浸水範囲と微地形の関係

図3.3.1に令和元年台風第19号による久慈川の浸水範囲(国土地理院段彩図,2019)と 治水地形分類図の重ね合わせを示す.浸水深は最大で4.7mであり,台地と久慈川ではさま れた氾濫平野(右岸10-12k)や浅川合流点付近(左岸17-20k)で浸水深が大きかった.ま た,浸水範囲の64%が氾濫平野,32%が旧河道であった一方,相対的に標高の高い,台地及 び自然堤防での浸水範囲の割合は低く,浸水範囲は微地形と良く対応していた.



図 3.3.1 令和元年台風 19 号の浸水範囲と自然微地形

3.4 氾濫流の挙動に関する考察

現地調査から推測された氾濫流の挙動を数値シミュレーションから検討する. 氾濫流に は iRIC Nays2D Flood を,地形データについては国土地理院が提供している「基盤地図情報 ダウンロードサービス」上の DEM データ (5mメッシュ)を用いた.上流境界における流 入流量について,久慈川基準地点山方(38.3km)で今次出水での山方で洪水流量は約 3700 m³/s (氾濫なしとした計算流量)であり、これは計画流量洪水規模である.本検討では今次出水 における詳細な氾濫過程を再現することは目的とはせず,堤防や氾濫原の地形特性によっ て支配される氾濫流挙動の概略を知ることを目的とした.図 3.4.1 に示す氾濫域全体を再 現できるように試行計算を行った結果,破堤は考慮しない条件で(越水,溢水のみ,)洪水 流量規模を大きめの計画流量洪水 4000m³/s (図 3.4.1)として与え、マニング粗度係数は一 律に 0.035 (久慈川の特徴である水害防備林の抵抗等は考慮していない)とした条件を選定 した (図 3.4.2).なお,計算では 2000m³/s (1.5 時間)を与えたのち 4000m³/s (4 時間)に 増やした.

図 3.4.3 に辰ノロ橋~富岡橋における浸水深コンターと流速ベクトル図を示す. 6390sec の時点では流量は 2000m³/s 程度であり, ②では破堤を考慮していないため堤内地への浸水 は認められない.また, ②の上下流での堤防によって氾濫を防止している.一方, ①及び白

丸で囲んだ付近は無堤区間なので浸水が始まっている.7110sec では4000m³/s 程度の洪水流 量時で、①からの氾濫水域の拡大とその下流からも越水も認められる.また、②の上下流で の堤防からも越水して氾濫域が拡大する.ただし、この無堤区間から下流は堤防整備がなさ れていることもあって氾濫を抑制していることが分かる.図3.4.4 は、二線堤~浅川合流部 における浸水深コンターと流速ベクトル図で、久慈川左岸からの越水が認められず、時間経 過から分かるように二線堤を越水した氾濫流の流下により浅川合流点まで到達することで このエリアの浸水被害が生じていることが認められた.



久慈川計画高水流量図 単位:m³/s





図 3.4.2 氾濫計算(iRIC Nays2D Flood)による最大浸水深コンター図



図3.4.3 辰ノロ橋~富岡橋における氾濫計算による浸水深コンターと流速ベクトル図



図 3.4.4 二線堤~浅川合流部における氾濫計算による浸水深コンターと流速ベクトル図


図 3.4.5 対象とした氾濫域全体の浸水深コンターと流速ベクトル図

3.5 浸水被害の要因と堤防整備, 歴史的治水システムとの関係

次に,氾濫流の流向及び痕跡水位から想定される浸水プロセスと微地形及び過去の治水 システムの関係について,特徴的な3地区をとりあげ説明する.

図3.5.1に、浅川合流点付近(左岸 17-20k)の浸水プロセスと堤防整備及び過去の治水シ ステムの関係を示す.当該地域では、上流から流入した氾濫流が浅川右岸堤防によって下流 への流下が阻害され、貯留することで浸水深が増大したと考えられる.合流点の直上流に樋 管が設置されているが(①)、その能力を大幅に上回る規模の氾濫流が集中したと考えられ る.氾濫流の一部は浅川左岸堤防を乗越え、浅川左岸の一部地域に浸水を生じさせた.当該 地区に氾濫流が集中した理由として、上流の不連続堤防の締切りが影響していると考えら れる.浅川合流点直上流では、1950年代後半から築堤工事が実施され(②)、1999年には上 流部の開口部を締切っている(③).さらに、浅川合流点も1979年までは開口部であり、氾 濫貯留の空間となっていたが、1979年に締切られている.上流側及び浅川合流点付近で不 連続堤防を締切ったことで、久慈川本川に氾濫流を戻すことができず、浸水深の増大を招い たと考えられる.加えて、当該地点には連続堤防整備以前は霞堤として機能していた盛土構 造物が残されている(④).しかし、道路盛土との交差により氾濫流の流下を阻害しており、 居住地側へ氾濫流を導水した可能性が高い.過去の治水システムだけでなく,現在の盛土構造物の配置を踏まえた,堤内地の氾濫流の導流が重要である.一方,自然堤防上に沿う,内子集落を囲う水害防備林は機能しており,氾濫流が運搬した塵芥が捕捉され,集落への流入が回避されている様子が伺える(⑤).

図 3.5.2 に、左岸 22k 付近の浸水プロセスと堤防整備及び過去の治水システムの関係を 示す.当該地域は久慈川左岸において本川と台地が最も近接する箇所である.連続堤防の整 備及び開口部の締切りによって堤内地の治水システムが消失し、2 次元氾濫流計算の結果、 下流への氾濫流の増大や開口部付近の浸水深の増大が認められた地域である.今回の災害 では、1999 年に締切りを行った堤防を上流からの氾濫流が越流することで破堤し、下流側 へ氾濫流が流下している(①).1916 年の地形図では、久慈川左岸に連続堤防は確認されて おらず(②)、左岸台地と久慈川本川が最も近接する箇所で上流からの氾濫流を戻す構造と なっていたことが推測される.また、下流側に存在する控堤は、氾濫戻し及び本川からの氾 濫流から下流を防御する機能があったと考えられる(③).締切り堤防による開口部の閉塞 は1999 年であり、現在の河道となっている.一方、不動下集落の直上流にある大規模な水 害防備林(④)では、氾濫流が運搬した塵芥が捕捉され、集落への流入が回避されている.

図 3.5.3 に, 左岸 26-30k 付近の氾濫流の流下過程と痕跡水位の関係を示す. 当該地域は 現在も連続堤防が存在せず,不連続堤防及び水害防備林が多くみられる地域である. 自然堤 防の両端に旧河道が存在し,古くから氾濫流が流下していた地域と考えられる. 自然堤防の 川表側に比較的延長の長い不連続堤防(堤防③)が設けられており,集落を防御すると同時 に氾濫流を導流する機能を有しているものと考えられる. 今次水害では,連続堤の下流端に あたる左岸 29k 付近から溢水が発生し,浸水被害が生じている.



図 3.5.1 浅川合流点付近(左岸 17-20k)の浸水プロセスと過去の治水



図 3.5.2 左岸 22k 付近の浸水プロセスと堤防整備及び過去の治水システム



図 3.5.3 左岸 26-30k 付近の氾濫流の流下過程と痕跡水位の関係

しかし、下流地区とは異なり、浸水深は最大でも 1m 程度(2019,国土地理院段彩図)で あった.当該地区における洪水痕跡水位の横断図を示したものが図3.5.3 である.断面①及 び②ともに久慈川と久慈川に最も近い不連続堤防の間で水位が高く不連続堤防の堤内地側 で低くなっている.2 次元氾濫流計算の結果からも流速も最大で 1m/s 程度であることが示 されている.久慈川と不連続堤防の間の農地を氾濫流の流下空間として活用することで流 速,水深を低減させ、氾濫時の被害を軽減していると考えられる.

3.6 連続堤防の整備及び堤内地の治水構造物が氾濫形態に及ぼす影響

現地調査の結果,不連続堤防が多く残る氾濫域上流と連続堤防が整備され,堤内地の治水 構造物が消失した氾濫域下流部では,氾濫時の水深や流速が異なることが示唆された.従っ て,過去から現在の河川改修の進捗や堤内地の治水構造物の消失が氾濫形態に及ぼす影響 を把握することは,今後の治水対策を立案するうえで重要と考えられるため,二次元氾濫流 計算を用いた定量的な評価行った.計算対象とした地形条件は,近代治水による堤防整備が 実施されていない,1918年,1948年,1960年,1975年及び2019年の5ケースである.計 算に用いる地形は,2019年については,数値地図5mメッシュ及び2009年定期横断測量デ ータから作成した.次に、1948年、1960年及び1975年の3ケースについては、各年代の航空写真及び国土交通省の築堤履歴から堤防の有無を判定し、地形を作成した.1918年は航空写真が存在しないため、大日本帝国陸地測量部刊行の2万5千分の1の地形図を用い、当時の河道及び堤防を再現した.計算格子の解像度は、河道部と堤内地でそれぞれ、流下方向に約30m、横断方向約10m、堤内地は流下方向に約30m、横断方向約30mとし、一般座標系構造格子とした.総格子数は60,621である.本報告では、河川整備計画規模と同程度の流量規模が観測された1999年7月14日出水(富岡観測所で2,500m³/s)のピーク流量を一定で与えた場合の計算結果について示す.

二次元氾濫流計算結果について,各年代の最大浸水範囲及び対応する縮尺の治水地形分 類図を図3.6.1に示す.1918年以降,河川改修の進捗にともなって,右岸14-20k付近及び 左岸山田川合流点を中心に浸水範囲が縮小していることがわかる.年代別の比較を行うと, 1918年と1948年では,浸水範囲の大きな変化はみられない.これは,久慈川本川の連続堤 防の建設が始まるのが1940年代以降であるため,築堤状況に大きな差異がないためと考え られる.しかし,後述する下流端での水位や流速は1918年と1948年の間に大きな差異が みられており,堤防整備以外の蛇行整斉等の河川改修が影響しているものと考えられる. 1948年と1960年を比較すると,山田川合流点より上流付近(12-16k)の浸水が大きく軽減 されている.1950年代に左岸 6-25kの区間に連続堤防の建設が進んだことや,山田合流点 の合流改善が行われたことによるものと考えられる.しかし,左岸18k付近の浅川合流点に 開口部があるため,上流側の浸水範囲に大きな変化はみられない.1960年と1975年を比較 すると,右岸18k付近及び22k付近の浸水範囲が軽減されている.右岸側では1960年代に 玉川上流点より上流の連続堤防を建設したため,浸水範囲が縮小したものと考えられる.

74



図 3.6.1 二次元氾濫流計算による各年代の浸水深の分布



図 3.6.2 計算下流端(12k 付近)における水深及び流速の時間変化

1970 年代以降,上流の一部区間を除き,堤防の新設はみられないが,浅川,玉川をはじめとする合流点付近の連続堤防化や霞堤開口部を締切る工事が実施された.その結果,浸水範囲に大きな差はみられないが,22k付近の浸水深が増大する等の影響がみられる.

図3.6.2は、計算対象区域の下流端(12k付近)の水深及び流速の時間変化を示したもの である.1918年とそれ以降では、流速及び水深の挙動が大きく異なり、他のケースが計算 開始から2時間程度で洪水が到達するのに対し、1918年では1時間程度の遅れが生じてい る.また、河道内の流速も最大で3.0m/s程度である。1918年は、大規模な堤防整備以前で あり、氾濫域が広く、河道内の流量が他の年代と大きく異なることや、12k付近の捷水路の 工事以前であり大きな蛇行部が残されていること、支川の合流点処理がされておらず、合流 点付近で氾濫が著しいことなどが要因として考えられる。また、1948年代以降では、水位 の増加量及びその速度が年代毎に異なり、堤防の整備が進むと河道外への氾濫量が減るた め、時代の経過とともに水深の増加量が大きい傾向にある。流速の変化も同様の傾向がみら れるが、水位に比べて差異は小さい。

次に,堤内地の氾濫流の挙動について,塩原,小倉,富岡,不動下,新地町及び松栄町の 6つの地先を対象に最大水深,最大流速,最大水深増加率を算出した結果を図3.6.3に示す. 不連続堤防が現存し,今次水害でも堤内地の氾濫流制御施設が機能していた塩原や小倉で は、これらの指標について経年変化はみられず,最大水深及び流速が小さい傾向にある.し かし,連続堤防が整備され,久慈川と台地が最も接近する地点の上流に位置する不動下では, 連続堤防の整備以降,最大水深及びその増加率が大きく増加している.また,今回の水害で 氾濫流が集中し浸水深が増大した浅川合流点付近に位置する松栄町でも同様の傾向がみら れた.

【抽出地点】		- Ducharge(m3x-1)
O / J. J. Depth(m)	富岡 • 不動下 • 新地町	
8.00 7.01 5.02 4.03 3.03 2.04 1.04 0.0500	松栄町	
English State	The states	Ji R

最大水深 (m) 最大流速 (m/sec) 最大水深增加率 (m/hr)	1948	1960	1975	2020
塩原	0.28	0.28	0.32	0.32
	0.11	0.11	0.17	0.17
	0.50	0.64	0.64	0.64
小倉	0.33	0.33	0.34	0.40
	0.54	0.54	0.55	0.59
	0.32	0.33	0.25	0.30
富岡	1.13	1.13	1.22	1.01
	1.10	1.10	1.07	0.93
	0.48	0.50	0.48	0.31
不動下	1.30	1.60	3.16	2.97
	0.72	1.41	0.83	0.77
	1.21	1.29	2.35	3.58
新地町	0.32	0.35	0.14	0.32
	0.65	0.65	0.47	0.69
	0.19	0.18	0.14	0.24
松栄町	1.06	1.19	1.31	2.74
	0.37	0.40	0.26	0.27
	0.50	0.60	0.49	3 19

図 3.6.3 堤内地における水深及び流速の経年変化

3.7 まとめ

本調査によって得られた知見及び提案の概要は以下の通りである.

- ・久慈川の氾濫流の挙動は本川に沿う流下型である.堤防決壊を考慮しない計算からは、堤防未整備箇所や一部の低い箇所からの氾濫流が堤内地に侵入したこと、および完成堤防の区間からは氾濫が認められず、堤防整備の一定の効果が確認された.ただし、いわゆる治水の順序によって下流側の堤防から整備していく中で、整備の遅れる上流側からの氾濫流の流下が今回の被害をもたらしたことが認められた.
- ・不連続堤防を締切ることで、破堤氾濫が生じた際に、氾濫流を河道へ戻すことが困難となっており、大規模水害時における下流のリスクが増大している可能性がある。氾濫流の挙動を踏まえ、流下を制御して河道に戻すことが必要である。氾濫戻しの霞堤機能など 今後の氾濫原管理にとって有用な工夫を見出すことが不可欠である。
- ・連続堤防の整備, 捷水路の建設, 合流点の改修等の河川改修によって 1918 年以降浸水範囲は大きく軽減しているが, 局所的に氾濫流が集中し, 浸水深が増大している地域も存在する.
- ・連続堤防を建設し、開口部を締切った地点では、堤内地の控堤が消失し、上流が氾濫した際に、下流へ流下する氾濫流の増大、浸水深の増加がみられた.
- ・連続堤防が整備されておらず、不連続堤防が存在する地域では、浸水範囲は広いものの、
 不連続堤防によって氾濫流が旧河道や氾濫平野に導流され、流速や水深の増加が抑えられていた。
- ・堤内地に残っている歴史的な治水構造物や既存の道路盛土が氾濫流の流下にどのような 影響を及ぼすかを検証し、堤内地での治水対策に活用することが重要である.
- ・これまで、河道沿いの水害防備林の機能は着目されてきたが、集落を囲うような局所的な水害防備林の機能評価、必要に応じた保全、維持管理が重要である。

本検討を進めるにあたり,群馬大学4年生・藤井裕己君(現・東京都庁)および瀧野広幸 君(現・JR 東日本)の協力を得た.記して謝意を表します.

参考文献

 国土交通省 関東地方整備局: 久慈川水系河川整備計画の点検について, 第1回久慈川河川 整備計画有識者会議(令和元年12月8日)資料, 2019.

(清水(群馬大学), 厳島(東京工業大学), 大槻(山梨大学), 佐藤(九州大学), 浅沼(筑 波大学)) 第4章 埼玉県内の各河川における被災状況及びその分析(荒川水系を中心として)

4.1 荒川水系全体の氾濫状況とその分析

4.1.1 埼玉県全体の流況・被害と洪水調節施設の効果

a) 降雨状況

令和元年東日本台風は,関東甲信地方,東北地方を中心に広い範囲で記録的な大雨をもた らしたが,ここでは埼玉県関連の降雨情報を取りまとめる. 荒川の洪水浸水想定区域図(計 画規模 1/200)の72時間雨量は516mm,入間川,越辺川,都幾川の洪水浸水想定区域図(計 画規模 1/100)の72時間雨量は462mmである.これに対し,荒川上流域のアメダス観測所 の日雨量は,関東山地側で,ときがわ(572mm),浦山(635mm),下流側平野・台地部で飯 能(387mm),鳩山(312mm)を記録した.上流側の雨量観測所の日雨量が72時間の1/100 の雨を超えている.台地部においても72時間想定を下回るが,日雨量で6-7割を超えるも のであった.表4.1.1に埼玉県内のアメダス観測所における10/12の日積算降水量,図4.1.1 に荒川上流の4 ダムに関係した流域における降雨状況を示す.4ダム上流においても, 400mm-700mmの累加雨量を観測していることがわかる.

埼玉県のアメダス実況 (2019年10月12日) 201				2019年10月12日	
地点名	日最高 気温(℃)	日最低 気温(℃)	日積算 降水量(mm)	日最大 風速(m/s)	日積算 日照時間(時)
さいたま	25.3 (16:00)	19.7 (22:10)	288.0	17.9 (22:00)	0
越谷	25.4 (16:40)	19.6 (22:40)	222.0	8.1 (21:20)	0
鴻巣			190.5		
久喜	25.0 (16:20)	19.3 (22:30)	226.5	10.6 (23:00)	0
所沢	23.9 (12:30)	20.6 (00:10)	342.0	15.4 (21:40)	0
飯能			387.0		
鳩山	24.9 (13:00)	19.7 (21:50)	312.0	13.6 (21:50)	0
熊谷	24.7 (16:50)	18.9 (22:00)	250.0	12.6 (22:20)	0
ときがわ			572.0		
浦山			635.0		
秩父	24.5 (15:50)	19.5 (00:20)	511.0	8.0 (20:30)	0
寄居	24.2 (16:50)	19.4 (21:30)	471.0	12.3 (21:30)	0

表 4.1.1 埼玉県のアメダス観測所の日雨量 ¹⁾



図 4.1.1 4 ダム上流域の降雨量

<u>b) 被害概況</u>

令和元年東日本台風は,全体では死者 99 名,行方不明者 3 名,住家全壊 3,280 棟,住家 半壊 29,638 棟,住家一部損壊 35,067 棟,床上浸水 7,837 棟,床下浸水 23,092 棟(消防庁: 2020.2.12 時点)の被害をもたらし,そのうち埼玉県内で死者 4 人(災害関連死 1 人含む), 負傷者 33 人,住家被害 7100 棟以上(全壊 134 棟,半壊 541 棟,一部損壊 699 棟,床上浸水 2,370 棟,床下浸水 3,388 棟)という甚大な被害をもたらした²⁾.埼玉県内で大きな割合を占 めるのが,1)入間川の支川群(越辺川,都幾川,九十九川)と市野川支川新江川による氾濫 (都幾川の氾濫水が新江川流域に入っているのでここでは合わせて記載),2)新河岸川流域 の浸水,3)油面川から鴨川(荒川支川)への排水に関係する配電盤や制御盤に起因するさい たま市桜区の浸水(床上浸水 731 棟,床下浸水 237 棟:2019/11/4 読売新聞³⁾)である.

上記の 1)では破堤氾濫により家屋の全壊・半壊を伴う被害が発生したものであり、その 現地調査結果と解析結果は 4.2 節に詳述する.本節では、埼玉県内の河川の氾濫状況⁴⁾を取 りまとめる.特に、1)に関連した埼玉県管理河川は荒川中流右岸ブロック 46 河川があり、 横塚川、安藤川、越辺川、小畔川、都幾川、槻川、兜川、市野川、和田吉野川の 9 河川で計 画高水流量を上回る流出があった.また、計画流量を上回らなかったものの、新江川、飯盛 川、九十九川、葛川、大谷木川、毛呂川など 6 河川で溢水、越水が生じた.このうち、新江 川は市野川との合流点、九十九川は越辺川との合流点の水門上流側で決壊が生じている.飯 盛川は越辺川・小畔川・入間川の三川合流点の破堤点の上流側に位置する越辺川支川であり, 同地区氾濫は内水浸水である. 越辺川破堤のあった越辺川支川の大谷川流域は外水氾濫と 内水氾濫が混在したが,飯盛川流域と大谷川流域の境界にある旧堤防(現状では控堤の役割) により,破堤した氾濫流は飯盛川流域には侵入せずに食い止められた. これらの中には国土 地理院の浸水推定段彩図では浸水域として表現されていないものもあるので注意を要する. 例えば,河川から長い区間にわたって溢水・越水した槻川(越辺川上流の埼玉県管理区間に 合流する支川)や,越辺川と高麗川の合流点に合流する葛川は浸水状況が表現されていない. 葛川では葛川水門という合流点処理はされていたが排水機場がなかったため,水門閉鎖後 に約90万m³の浸水があったことが推定されている⁵.

c)上流ダム群による洪水調節

図 4.1.2 に 4 ダムの洪水調節状況を示す. 三峰雨量観測所(気象庁)の日降水量 549 mm (10 月 12 日)は過去最大を記録し,二瀬ダム(国土交通省)としては過去最大となる約 1,735 万 m³の水量をダムで貯留した. ダムへの最大流入量は約 1032m³/s で,最大流入時の 放流量は約 736m³/s,すなわち最大流入時のピークカット量は約 296m³/s であった. 令和元 年台風第 19 号では,国土交通省所管ダムのうち,6 ダムで異常洪水時防災操作を実施し, 二瀬ダムでも洪水調節容量を使い切る見込みであったが,異常洪水時防災操作への移行は 回避された. 合角ダム(埼玉県)は自然調節方式のダム放流であり,ダムへの最大流入量は 約 203m³/s であったが,ほぼ全量をため込み,流入ピーク後において最大放流量は 120m³/s,



図 4.1.2 4 ダムの洪水調節図

貯水量は 644 万 m³であった. 水資源機構の保有する浦山ダム, 滝沢ダムも, それぞれ, 1398 万 m³, 2222 万 m³を貯留した.

<u>d) 荒川第一調節池, 首都圏外郭放水路による洪水調節^{6),7),8),9),10)</u></u>}

荒川第一調節池では,越流堤からの越流が始まったのが 10/12 の 23:30 頃であり,その後 約 3500 万 m³の洪水調節を行っている. これは同貯水池の貯留能力 3900 万 m³にあと 400 万 m³にせまるぎりぎりの調節であった. 図 4.1.3 に 10/13 の 11 時に羽根倉橋から撮影した 越流堤部分と調節池内部の写真を示す. なお,荒川第一調節池の上流側の低い横堤(大久保 浄水場付近:地元では塚本の土手と呼ぶ)では,洪水時に横堤を越流する流れが観測された. しかし,こうした横堤群の多くは洪水時の最大水位よりも高い堤防高となっており,河道内 貯留に洪水をゆっくりと流したと考えられる. 同地点とその上流付近には,洪水調節機能を 高めるため,荒川第二・第三調節池が計画されている.

中川流域から江戸川への放水も大量に行われた.今回の降雨は,最大48時間流域平均降水量は216.4mmとS57年台風18号の1.1倍であったが,中川・綾瀬川流域では浸水戸数が29457戸(S57)から2737戸(R1)と被害を大きく軽減している.三郷放水路(三郷排水機場:約59時間運転)で約3274万m³,首都圏外郭放水路(庄和排水機場:約68時間運転)



図 4.1.3 荒川第一調節池の状況(10/13 11 時撮影)



図 4.1.4 4 ダムと荒川第一調節池の貯水量の比較

で約1151万m³の排水が大きな効果を発揮した.吉川水位観測所では氾濫危険水位を0.12m 上回ったものの,両排水機場の域外排水の結果,約0.3m分の水位を低下させた(江戸川河 川事務所出水概要).

e) 熊谷扇状地における河道内樹林群が可能内貯留に与えた影響

荒川本川において熊谷扇状地(特に熊谷大橋,荒川大橋周辺)は樹林化が進んでいる箇所 である.熊谷大橋地点の砂州では,砂州の外周端で複数の樹木が樹林帯として流木をトラッ プすることでダムのようになっていることが確認された(図4.1.5).この砂州外周の樹林 帯でトラップされた内側では,流木ダムのフィルターによって,根や枝を主体としたトラッ プが多く見られた.出水後に撮影された図4.1.6では偏流によって砂州が侵食され,砂州外 周となっているのが分かる.同地点は川幅が広く堤防までの距離が離れているため問題と はならなかったが,樹林帯スケールで偏流が生じることは,今後の樹木管理における偏流対 策として留意すべき点と考えられる.また,トラップされた幅は樹木の直径の10倍のオー ダーであるため,洪水時の抵抗が非常に大きくなっていると考えられる.地先においては氾 濫リスクが高まる一方で,下流にとっては河道内貯留効果として機能する.こうした洪水中 の破壊に伴う抵抗の変化と,河道内貯留特性の変化についても今後明らかにしていく必要 がある.



図 4.1.5 熊谷大橋上流の砂州における流木捕捉状況



図 4.1.6 流木を捕捉した樹林帯周辺の局所洗掘

<u>f) 氾濫状況と洪水調節効果の比較</u>

高塚ら ¹¹は, 荒川中流域での氾濫状況を示す一つの指標として, 国土地理院の推定段彩 図や現地調査で得られた痕跡水深をもとに、レベル湛水法を用いて氾濫ボリュームを算出 している. 地盤高は各対象領域すべてにおいて 5m メッシュの LP データを用いて, 氾濫ボ リュームをより精度高く算出するために、同一氾濫域内であっても急こう配の地形や、道路、 鉄道の連続盛土により分断されている箇所は氾濫域を分割して算出している. 図 4.1.7 に 都幾川 5.5~6.6km 区間, 図 4.1.8 に都幾川 0.0~3.2km(越辺川との合流部)の湛水深と、 現地観測調査より得られた痕跡水深[m],算出された湛水深[m]を示す.各氾濫域のレベル湛 水法より算出した氾濫ボリュームは、入間川氾濫域で 1767 万 m³, 市野川氾濫域で 272 万 m³, 合せて 2039 万 m³であり(図 4.1.9), ダムの貯留量の約1つ分, 荒川第一調節地の5割 程度のボリュームであった.また,荒川流域の主要な治水施設の貯留量合計が 5370 万 m³で あり、氾濫ボリュームは治水施設の合計貯留量の約 38%に相当する. 荒川第一調節池の貯 留量が 3,500 万 m³であり, 洪水調節容量(3900 万 m³)のおよそ 89%であった.これは, 洪 水調節容量に対して僅か 400 万 m³を残すのみであった.荒川第一調節池で洪水調節をしき れない場合は, 荒川下流域のリスクを大きく増大させるので, 同地域上流に氾濫ボリューム 相当分を計画的に遊水させる施設を作るか、入間川支川群、特に勾配変化点付近で河川合流 が一気に起きる同地域において遊水機能を損なわないような流域治水施策(霞堤を閉鎖す るのではなく機能を強化する改良など)の展開が必要である.



図 4.1.7 都幾川 5.5~6.6km区間の湛水



図 4.1.8 都幾川 0.0~3.2km区間の湛水深



氾濫ボリューム合計 2039万m³

図 4.1.9 4 ダムと荒川第一調節池の貯水量と氾濫量の比較(高塚ら¹¹⁾に田中⁵⁾の 浸水域を同一手法で算定したものを追記し,貯留量は最新データに修正)

(埼玉大学 田中規夫)

4.1.2 荒川流域流出氾濫モデルおよび浸水モデルの構築

荒川流域の降雨流出及び浸水過程を再現するために分布型降雨流出氾濫モデルと浸水モ デルを構築した.令和元年10月台風19号(10日0時~13日24時対象)により荒川流域 で洪水現象が発生したが,流域での特徴的な現象として,国土交通省速報(国土交通省, 2019^{12),13})を参考にすると,

- (1)荒川水系越辺川右岸 0.0km 付近(埼玉県川越市平塚新田地先)で約70mの堤防決壊,越辺川左岸 7.6km 付近(埼玉県東松山市正代地先)で約20mの堤防決壊,都幾川右岸 0.4km 付近(埼玉県東松山市早俣地先)で約100mの堤防決壊が発生した(図1,図4).
- (2) 荒川流域全体では、荒川上流ダム群で約4500万m³ 貯留, 荒川第一調節地で約3500万m³の洪水流が貯留された.
- (3) 令和元年 10 月 12 日(土) 20:50 に岩淵水門(上) 水位観測所水位が A. P. +4.00m に達したため,閉門操作を開始し 21:17 に全閉し,荒川の洪水が隅田川に流入することを防いでいる.
- (4) 降雨量としては 10 月 10 日 0 時~10 日 13 日 24 時で埼玉県秩父市の浦山では 687mm, 埼 玉県比企郡ときがわ町のときがわで 604.5mm, 埼玉県秩父市三峰では 593.5mm の降雨が 記録された(速報値).

本報告では、(1)の現象を分析するための予備検討を実施した.具体的には荒川流域分布 型降雨流出・洪水氾濫モデル(250m 解像度)の構築,特に荒川上流部(都幾川,越辺川, 高麗川,小畔川,入間川)に注目した流量再現を実施した.本稿の流出氾濫モデルでは表面 流は2次元浅水流方程式,河道流は常射流を再現可能なFDS法による1次元不定流方程式, 森林山地については簡易型鉛直積分型2次元不飽和浸透流でシミュレーションを実施する.



図 4.1.10 荒川流域標高, モデル化された河道網, および観測所位置



モデルの詳細は別報に譲る.図4.1.10にモデル領域の標高,河道網,観測所位置を示す. また図4.1.11には特に図4.1.10の3水文観測地点(入西・越辺川,野本・都幾川,天神橋・越辺川)の観測・計算流量ハイドログラフを示す.天神橋については観測流量が途中で 欠損している.水文観測地点の入西,野本は,越辺川左岸7.6km付近(埼玉県東松山市正代 地先)で約20mの堤防決壊,都幾川右岸0.4km付近(埼玉県東松山市早俣地先)で約100m の堤防決壊による越流の影響を受けていないが,天神橋はこの影響を受けている.したがっ て,破堤を考慮してない今回の計算流量では天神橋については現実を厳密には再現してい ない.なお,本稿では示さないが,菅間水文観測所(入間川)においても同様な流量計算を 実施した(ただし,破堤後の流量しかないのでキャリブレーションが今後の課題).菅間水 文観測所は越辺川右岸0.0km付近(埼玉県川越市平塚新田地先,約70mの堤防決壊)より もさらに下流であり(図4.1.10),3か所の破堤の影響をすべて受けている水文観測地点と 考えられる.菅間の計算流量と観測流量の差が破堤3か所の合計氾濫流量を近似している と考え,これを図4.1.10の破堤点で与えた浸水計算を実施した.浸水計算モデルの標高デ ータは国土地理院国土基盤情報により5m解像度で準備した.また,浸水計算は流出氾濫モ デルと同様の浅水流方程式を用いて実施した.この結果を図4.1.12左に示す.図4.1.12右 には国土交通省速報¹²から抜粋した国土地理院¹⁴による浸水推定段彩図を示した.これらの比較,また高塚ら¹⁵により報告された観測浸水深,推定氾濫ボリュームと比較すると,今回の計算浸水深(および氾濫ボリューム)は過大であることが推測された.菅間地点での計算・観測流量両者に誤差が含まれていることなども一因であると考えられる.今後はこうした点を精査し,改善を図る.



図 4.1.12 計算浸水深 (左),浸水推定段彩図 (国土地理院³⁾)を国土交通省¹⁾が修正 (右)

(神戸大学 小林健一郎, 埼玉大学 田中規夫)

参考文献

1)日本気象協会(tenki.jp)

- 2)消防庁防災課,応急対策室,広域応援室,地域防災室,令和元年東日本台風等」における 消防機関の対応,消防の動き '20 年 3 月号, pp.14-18, 2020.
- 3) 読売新聞 埼玉版(11/12)
- 4) 埼玉県, 第8回埼玉県河川整備計画策定専門会議資料, 2020
- 5)田中圭, 台風 19 号 (2019 年 10 月 12~13 日) による荒川水系支流の内水氾濫 (速報),日本地理学会災害対応委員会 (<u>http://ajg-disaster.blogspot.com/</u>),2019.
- 6)国土交通省関東地方整備局,令和元年東日本台風(台風第19号)』出水速報(第4報), 2020.(https://www.ktr.mlit.go.jp/ktr_content/content/000773445.pdf)
- 7)国土交通省, 令和元年台風第19号におけるダムの状況 (https://www.mlit.go.jp/river/shinn gikai_blog/damchousetsu_kentoukai/dai01kai/2-3_R1T19_dam_taiou.pdf)

8) 二瀬ダム (https://www.ktr.mlit.go.jp/ktr content/content/000764297.pdf)

9) 荒川上流河川事務所, 令和元年10月11日からの 台風第19号による出水状況等につ いて(https://www.ktr.mlit.go.jp/ktr content/000773562.pdf)

- 10)江戸川河川事務所,令和元年10月 台風第19号 (令和元年東日本台風) 出水概要 江 戸川・中川・綾瀬川 (https://www.ktr.mlit.go.jp/ktr content/000771915.pdf)
- 11)高塚智之,伏見健吾,海野瀬綾乃,田中規夫,荒川流域におけるレベル湛水法を用いた 台風 19 号時の氾濫ボリュームの推定,第 47 回土木学会関東支部技術研究発図会講演概 要集,II-74(CD-ROM), 2020.

12)国土交通省 関東地方整備局 荒川上流河川事務所: 令和元年 10 月 11 日からの台風第 19 号による出水状況等について, 令和元年 10 月 20 日 11:00 現在 第 2 報, https://www.ktr.mlit.go.jp/ktr content/000759255.pdf

13)国土交通省 関東地方整備局 荒川上流河川事務所: 『令和元年 10 月台風 19 号』 出水 速報(第3報)令和元年 11 月6日, <u>https://www.ktr.mlit.go.jp/ktr_content/000760776.pdf</u>
14)国土地理院: 令和元年台風 19 号に伴う大雨による浸水推定段彩図(都幾川1)
https://www1.gsi.go.jp/geowww/201910/shinsui/09 shinsui toki 1.pdf

15)高塚智之・伏見健吾・海野瀬綾乃・田中規夫:荒川流域におけるレベル湛水法を用いた 台風 19 号時の氾濫ボリュームの推定,第 47 回土木学会関東支部技術研究発表会

4.2 荒川水系越辺川流域における破堤と氾濫

4.2.1 荒川水系越辺川・都幾川・新江川における破堤・氾濫状況の解析

a)災害現地調査

・越辺川 国管理区間(0.0k-8.0k)

図 4.2.1 に越辺川国管理区間(0k-8k)までの縦断図を示す.第3回荒川水系越辺川都幾川 堤防調査委員会の資料¹⁾によると,越水範囲は越辺川右岸 0.0k-0.2k, 0.0k 地点での越水深は 約 40cm と推定されている.同資料では,越辺川落合橋水位観測所の水位ハイドログラフを スライドし,越辺川右岸 0.0k 位置の水位ハイドロを設定している.その想定で堤防越水が 生じていたのは 10/12 の 21 時ごろから 10/13 の午前 2 時ごろまでの約 5 時間程度である. 第2回荒川水系越辺川都幾川堤防調査委員会²によると,決壊幅は約 70 m である.

埼玉大学が 2019 年 8 月から越辺川の 1.4k, 3.2k, 3.8k に設置していた水位計の観測結果 ³⁾ および,天神橋水位観測所(4.8k)と越辺川落合橋水位観測所(-0.4k)の水位ハイドログラフを 図 4.2.1 に合わせて示す.これより,上流側から水位が立ち上がりはじめているが,水位は 縦断的にほとんど一律で上昇している.これは,越辺川の当該区間では川幅の変化や蛇行度, 河床勾配が小さいためだと考えられる.また,10月12日12時の水位縦断を見ると,2.4k より下流は 2.6k より上流と比べて水面勾配が緩やかであり,増水期は,水位を観測した1.4k 地点まで背水影響が及んでいたことが分かる.天神橋水位観測所では12日の19時40分で 痕跡高付近の水位を記録し,その後欠測となった.1.4k,3.2k,3.8k 地点では,10月13日の 0:40,0:10,0:30 に最大水位となった.



図 4.2.1 越辺川国管理区間(0.0k - 8.0k)の縦断図,堤防越水位置および水位ハイドログラフ (荒川上流河川事務所提供データ,観測水位ハイドログラフ³⁾に,災害調査結果を加えて作成)

・越辺川 国管理区間 0.0k-0.2k の堤防越水による堤内地の氾濫状況

図4.2.2に越辺川国管理区間0.0k-0.2kの堤防越水と堤防決壊に伴う堤内地の氾濫状況と 痕跡水位を示す.痕跡水位はT.P.+15mからT.P.+15.8m程度である.図4.2.2に示す飯盛川 より南側において,T.P.+15.5mのレベル湛水を仮定した浸水深コンター図も合わせて示す. 本想定による当該地域の氾濫量は約800万m³である.飯盛川より北側では,飯盛川の内水 氾濫により浸水している.国土地理院の空中写真の浸水域と合うように,T.P.+16.7mのレベ ル湛水を仮定し,想定氾濫量は約130万m³である.



図 4.2.2 入間川・越辺川・小畔川合流点の越辺川右岸堤防決壊による堤内地の氾濫状況お よび痕跡水位(T.P.m)

・都幾川 国管理区間(0k-7k)

図 4.2.3 に都幾川国管理区間(0k – 7k)における痕跡高,河床高,堤防高の縦断図を示す. また,図 4.2.4 に痕跡高の取得位置とその様子を示す.1.0k-2.5k 地点では,左右岸共に,最 大水位が堤防高まで余裕があったことが分かる.2.6k-3.6k の右岸堤防高が低くなっている が,これは川幅が広がっている地域である(図 4.2.4).また,3.2k の右岸は堤防高よりも 痕跡高が高いが,この地域は堤内地が高台となっている.3.6k-4.1k の右岸は霞堤の開口部 となっており,その上流側の 4.5k 地点付近の堤内地では T.P.+24.9m の高さに痕跡が見られ た.この地点の堤外地の痕跡高は T.P.+26.13m であり,堤防天端まで 46 cm の高さであった.

埼玉大学が 2019 年 8 月から都幾川の 2.2k, 2.6k, 3.4k, 4.4k に設置していた水位計の観測結 果の一部 ³⁾および,唐子橋水位観測所(5.5k)と越辺川落合橋水位観測所(1.6k)の水位ハイドロ グラフを図 4.2.3 に合わせて示す.都幾川は縦断的な川幅の変化が大きく,上流部では河道 内樹木が多く,下流部では樹木が少ないという特徴がある.図 4.2.3 より,10 月 12 日 10 時から 12 時にかけて水位が急激に上昇している.これは,河道内の低木の樹冠まで水位が 達し,抗力が大きくなったため,水位が急上昇したと考えられる.また,12 日の 12 時から 15 時にかけては,3.4k 地点では水位の変化が小さいが,2.6k から野本(1.6k)で水位が大きく 上昇している.これは,この時点から越辺川・都幾川合流点の背水影響が都幾川 2.6k 地点 まで達したことを意味する.その後,18 時半には唐子橋(5.5k)で最大水位となり,4.4k から 野本(1.6k)ではその後,20 時頃に最大水位付近となった.



図 4.2.3 都幾川国管理区間 (0k-6.6k)の縦断図と観測水位ハイドログラフ (荒川上流河川 事務所提供データ, 観測水位³⁾に, 災害調査結果を加えて作成)



図 4.2.4 都幾川国管理区間 (2.0k-5.5k)の痕跡水位

・越辺川,都幾川,九十九川合流部付近

図 4.2.5 に越辺川,都幾川,九十九川合流部付近の痕跡等を示す.堤内地の痕跡水位は T.P.+ 21.2 mから T.P.+ 21.7mであり,ほとんどレベル湛水であることから,図4.2.5 には, レベル湛水を仮定した浸水深コンター図を示している.



図4.2.5 越辺川・都幾川・九十九川合流点の決壊による堤内地の氾濫域および痕跡高

第3回荒川水系越辺川都幾川堤防調査委員会の資料¹⁾によると,都幾川と越辺川の合流点 付近の越水範囲は,都幾川右岸 0.2k-0.6k(国管理区間)であり,0.4k地点での越水深は少な くとも 20cm 以上としている.埼玉大学の現地調査では,図4.2.5に示すように,0.7k地点 付近でも越水の痕跡が見られた.この地点では,堤防天端上のアスファルト舗装に砂が堆積 しており,越水した様子が観察された.また,第2回荒川水系越辺川都幾川堤防調査委員会 の資料²⁾より,決壊幅は約90mである.現地調査より,決壊幅90mの間に,堤体の一部が 2箇所残存している様子が観察された(図4.2.5).

図 4.2.6 に、荒川上流河川事務所から提供いただいた都幾川右岸の現況堤防高、右岸痕跡 高および、埼玉大学計測の堤防高を示す.なお、埼玉大学による堤防高の計測では RTK-GNSS を用いており、計測位置が距離標と対応するように x 軸を調整した.距離標 0.5k-0.53k で堤 防高が急に低下している地点があるが、この地点より下流側ではアスファルト舗装がされ ていなかった.そのため、越流痕跡はアスファルト舗装上の砂の堆積ではなく、天端上の浮 遊物(草本等)の堆積から判断した.

図 4.2.6 より,堤防高が急に低くなっている地点より下流では連続的に堤防越水していた痕跡が見られたが,それより上流では堤防越水の痕跡が不連続であった.これは,僅かな堤防高の差が影響したことも考えられるが,右岸堤防高(埼大計測)を見ると越流痕跡が見られた範囲で,必ずしも堤防高が低いわけではない.そのため,堤外地の河床高や植生により,局所的に堤外地の水位が上昇した地点で越水が生じたと考えられる.0.7k 地点は,図4.2.5 に示したように,天端から高水敷に降りるスロープがあり,その影響も考えられる.また,低水路沿いのパッチ状の樹林帯が偏流を引き起こし,局所的な水位上昇を招いた可能性もある.



図 4.2.6 都幾川国管理区間(0.4k-0.8k)の縦断図および越流痕跡範囲(※越水痕跡は図 4.2.5(c)で示した堤防天端上の痕跡を指す)(荒川上流河川事務所提供データ, 観測水位ハイドログラフ³に,災害調査結果を加えて作成)

・都幾川 埼玉県管理区間(0k-2.8k)

図4.2.7 に埼玉県計測の現況堤防高と痕跡水位⁴⁾を示す.また,図4.2.8 に当該地域の痕跡水位の災害調査の様子と痕跡水位を示す.令和元年台風19 号洪水による堤防決壊調査報

告書(埼玉県河川砂防課)⁴⁾によると,越水確認区間は右岸 0.0k-0.5k, 0.7k-0.9k, 1.1k-1.7k, 2.4k-2.8k(いずれも埼玉県管理区間)である. 右岸 1.4k 地点で幅約 28.4m の堤防決壊が生じ,ほか 5 箇所で堤防破損が確認されている.決壊箇所右岸 1.4k 地点では,現況堤防高より約 50cm 高い,痕跡水位 T.P.+33.956 m であった.

都幾川埼玉県管理区間 0.5k より上流の右岸における堤内地の浸水は, 霞堤開口部からの 浸水と, 霞堤開口部より上流の堤防からの越水, 堤防決壊による浸水である. この堤内地で はT.P.+31.7mの痕跡(農業用の水門のフェンスにトラップされた草)が見られた(図4.2.8). 0.5k より下流の右岸でも霞堤開口部からの浸水と堤防越水により, T.P.+29.9m (ガードレー ルにトラップされた草) から T.P.+30.5m (樹木に堆積した泥) で痕跡が確認された.





図 4.2.8 都幾川唐子橋より上流の決壊箇所付近の痕跡水位

九十九川(埼玉県管理河川)

図4.2.9に九十九川の現況堤防高と痕跡高の縦断図を示す.また,図4.2.9に九十九川左 岸決壊および右岸越水箇所付近の痕跡水位を示す.第3回越辺川都幾川堤防調査委員会資 料¹⁾によると,九十九川左岸(越辺川左岸国管理7.6k地点)で堤防決壊が発生した.越水区 間は越辺川左岸(国管理距離標)7.6k-7.8k,越水深は少なくとも40cm以上であったと推定 されている.また,第2回越辺川都幾川堤防調査委員会資料⁹より,決壊幅は約40mであ る.図4.2.10に示すように,決壊箇所からの氾濫流は,九十九川(越辺川)左岸側に湛水 した.

越辺川の逆流防止のため、九十九川との合流点に設置されている九十九水門は、10月12 日14時20分から閉操作が開始され、14時35分に完了している.また、開操作は13日3 時頃開始で、13日5時頃完了している.国土交通省関東地方整備局荒川上流河川事務所の 出水速報のによると、九十九川左岸の堤防決壊は13日の午前6時00分ごろ確認されてい る.図4.2.10に示すように、水門の隅角部に水が集中したことが九十九川左岸堤防の越水・ 決壊に繋がったと考えられる.そのため、九十九水門の閉操作が九十九川左岸の越水に影響 したと考えると、13日の午前6時より早い時間に決壊した可能性もある.



図 4.2.9 九十九川 痕跡縦断図(第3回越辺川都幾川堤防調査委員会資料¹⁾)



図 4.2.10 九十九川左岸決壊および右岸越水箇所付近の痕跡

・新江川(0k-2.5k)(埼玉県管理河川)

図4.2.11 に新江川の現況堤防高と痕跡高の縦断図を示す.また,図4.2.12 に新江川右岸の越水および決壊による堤内地浸水域の痕跡水位を示す. 令和元年台風 19 号洪水による堤防決壊調査報告書(埼玉県河川砂防課)⁵⁾によると,越水確認区間は右岸 0.0k-1.3k,越水推定区間は右岸 1.3k-1.8k, 2.2k-2.4k (いずれも埼玉県管理区間)であり,決壊箇所は右岸 0.15k地点である. 越水直後の越流水深は一時的に 37cm, その後約6時間は 15cm 程度の越流水

深が継続したと推測されている.痕跡水位は道路盛土の法面の砂の堆積や,長楽堤に堆積した藁から判断した.新江川と市野川の合流部付近では,裏法面にガリー侵食がみられた.国道 254線より下流では,川裏法尻部に深さ 2.4mの洗堀が確認された.また,それより上流の右岸では裏法面の崩れが確認された.

新江川と市野川の合流部には、市野川から新江川への逆流を防ぐために、山王樋門がある. 埼玉県河川砂防課⁵によると、山王樋門は10月12日21:58にゲートが閉鎖されている.また、その約6時間後に水位が低下しているが、これが新江川の決壊によるものと想定している.



図 4. 2. 11 新江川 痕跡縦断図(埼玉県河川砂防課 ⁵⁾)





<u>b) 氾濫状況の解析</u>

・解析の概要

本節では、入間川流域の氾濫状況をより詳細に把握するため、堤防越流が生じなかった場合と堤防越流が生じた場合を比較する.本解析では、荒川本川は植松橋から東京湾までを支川群を含み 50m メッシュで解析しつつ、入間川流域の都幾川・越辺川の合流点より上流ではより詳細に 10m メッシュで解析が可能な 2way ネスティングモデル³⁾を用いた(図4.2.13).流れの基礎方程式は、樹木の抗力項を除き、田中ら⁷⁾と同様とした.ただし、境界条件の位置と与え方は少し変更した.



図 4.2.13 モデルの構造図

・上流端及び下流端に与えた流量ハイドロと水位ハイドロ

上流端の境界条件には、台風 19 号の実測データから、時々刻々の流量と水深を与えた. 実測データがない場合や欠測がある場合は、貯留関数法および、各河道の H-Q 式を用いて 流量、水深を求めた.

・大領域および詳細領域における河道内植生のモデル化

大領域では、河道内植生の抵抗を粗度係数として与えた.詳細領域では、高木、低木、竹林、ササについては粗度係数ではなく、鉛直構造や空隙率を考慮した抗力項としてその抵抗 を与えた.植生の種類ごとのパラメータを下の**表 4.2.1**に示す.

植生の種類	高さ (m)	直径 (m)	密度 (本/m²)
高木	樹高: 9.0	0.2	0.03
	枝下高: 3.0		
低木	樹高: 3.0	0.1	0.03
	枝下高: 1.5		
竹林	9.0	0.038	3.43
ササ	3.0	0.015	25

表 4.2.1 植生の種類と各々のパラメータ

·解析結果

【堤防越流ケースの解析における氾濫と台風 19 号の比較】

図 4.2.14 に、堤防越流あり(決壊なし)のケースにおける氾濫状況を示す.これより、 10/12 の 10 時には都幾川上流の霞堤の開口部から浸水が始まっていることが分かる.同日 の 12 時には九十九川の上流で浸水が始まっている.この区間は堤防高が 50 cm 程度である ため浸水開始が早いが、この時点では浸水深は 50 cm 以下である.上述したように、九十九 水門の閉操作は 10/12 14 時 20 分開始、14 時 35 分完了であるが、本解析では 14 時 35 分に 九十九水門の位置に阻害線(壁)をたてて流れないように設定している.ただし、解析結果 では 10/12 の 14 時には九十九川水門より上流の右岸側で越流が生じている.これは、合流 後の越辺川の水位が上昇し九十九川に逆流が生じ始めたためであり、実際よりも河道内植 生の抵抗をわずかに過大評価している可能性がある.

同日の16時には、都幾川の左岸で堤防越流が生じた.ここは、台風19号時にも越流が生 じ、堤防が欠損し、また広範囲で越流の痕跡(裏法面の浸食)が見られた地点である.同日 の19時には、氾濫流が新江川を流れ、川島町の長楽堤付近まで氾濫流が広がっている.そ れとは別に、同時刻において新江川と市野川の合流部付近からの越流が確認され、また都幾 川と越辺川の合流部付近でも越流が生じた.いずれの地点も台風19号時に堤防越流が生じ た地点であり、堤防の欠損や決壊が生じている.10/13の午前4時には、都幾川と越辺川の 合流点からの氾濫流が、台風19号時の浸水範囲と同程度まで広がっている.



図 4.2.14 堤防越流あり(決壊無し)ケースの解析による浸水深の変化

【堤防越流有無による入間川菅間地点での流量ハイドログラフの変化】

図4.2.15 に、堤防越流なしのケース、堤防越流あり(決壊なし)のケースにおける入間 川の菅間地点での流量ハイドログラフをそれぞれ示す.堤防越流なし、堤防越流あり(決壊 なし)のケースでは、ピーク流量はそれぞれ約3900 m³/s、約3700 m³/s であった.本解析で は九十九水門の閉操作完了時刻の10月13日の5時から、九十九水門位置の阻害線をなく し、流れるように設定している.そのため、それ以降では、九十九川右岸の氾濫水が河川に 戻されており、10月13日の5時から11時頃まで、堤防越流なしのケースの方が、堤防越 流なしの場合よりも入間川菅間での流量が大きくなっている.

この,堤防越流有無の流量ハイドログラフの差を積分し,入間川菅間より上流での氾濫ボ

リュームの時間変化を図4.1.4に追記し、図4.2.16として再掲する.また、レベル湛水を 仮定して推定した氾濫流量総和も比較のために合わせて示す.本解析の堤防越流なしのケ ースについては、堤防高を実際よりも高く設定し、越流が生じないようにしているが、都幾 川上流における霞堤の開口部は実際と同様に無堤区間としている.そのため、堤防越流有無 の解析結果の差には、都幾川上流の氾濫量は含まれない.また、台風19号では図4.2.12に まとめたように、新江川からも氾濫が生じたが、新江川は市野川の支川であるため、堤防越 流有無の解析結果の差から算出した氾濫量には含まれない.また、本解析では葛川はモデル 化していないため、以上の、葛川と新江川、都幾川上流の氾濫量を除いた氾濫量も図4.2.16 に併せて示した.これより、解析では菅間より上流での氾濫量は約500万m³であるが、痕 跡調査から推定した氾濫量は約1,537万m³である.これは、本解析では堤防の決壊をモデ ル化していないことが大きな要因である.そのため、越辺川・都幾川合流部の堤内地の想定 氾濫量は約324万m³であるのに対し、本解析では図4.2.17に示すように、約90万m³で あった.堤防決壊時刻がハイドロのピーク付近に関連あいていたかどうかで、菅間地点のピ ーク流量や本川に与えたインパクトは大きく変化する.決壊地点が複数あるため、1つ1つ の破堤点について、根拠をもって精査していくことが必要である.



図 4.2.15 堤防越流有無の流量ハイドログラフ(入間川菅間観測所地点)



図 4.2.16 四ダム, 荒川第一調節池と菅間より上流域の氾濫ボリュームの比較(決壊を入 れていないので計算氾濫量の最大値は航空写真推定値より約1050万m³少ない.入間川支 川群からの氾濫戻しが生じている時間帯と, 荒川第一調節池の洪水調節をしている時間帯



は概ね重なっている)

図 4.2.17 堤防越流あり(決壊無し)の解析結果(最大浸水深コンター図): 貯水量は 90 万 m³(九十九川左岸決壊と都幾川決壊が起きた実際の状況では 324 万 m³と推定)

(埼玉大学 田中規夫, 五十嵐善哉, 海野瀬綾乃)

4.2.2 都幾川, 越辺川合流点における令和元年東日本台風の洪水再現性の検討

令和元年東日本台風により,埼玉県に位置する荒川水系都幾川では,越辺川との合流点で 河川堤防が破堤した.破堤箇所では越辺川と都幾川の合流と樹木繁茂による複雑な流れが 発生したものと考えられる.破堤箇所の様子を図4.2.18に,都幾川と越辺川合流点におけ る樹木が繁茂している様子を図4.2.19に,それぞれ示す.

本報は、都幾川と越辺川の同等規模河川の合流の流れと河道内樹木の影響を評価し、令和 元年東日本台風の実績洪水の再現性を確認することを目的として、航空レーザ測量等を用 いて構築した平面二次元流況解析モデルを構築し、洪水時の水位を再現した.また、再現し たモデルを用いて、当時の洪水流況について考察を行った.



図 4.2.18 都幾川 0.4k 右岸破堤箇所 (堤内より撮影)



図 4.2.19 都幾川と越辺川合流点におけ る樹木繁茂の状況

a) 樹木のモデル化と平面二次元流況解析モデル

最新の航空レーザ測量を用いて平面二次元流況解析モデルを構築するとともに、樹木の 繁茂状況及び粗密度をモデル化し、令和元年東日本台風の洪水時の水位を再現する.洪水時 水位は越辺川及び都幾川の洪水痕跡により確認を行った.

樹木モデルは航空レーザ測量より,樹高データ及び樹木疎密度データを作成した.作成方法は,国土地理院が公開している「航空レーザ測量データを用いた樹高等のデータ作成」方法⁸の考え方を基にした.樹木モデル作成の概念図を図4.2.20に示す.



出典:国土地理院「航空レーザ測量データを用いた樹高等のデータ作成」 図 4.2.20 樹木モデル作成の概念図

図 4.2.20 より、オリジナルデータから DSM(Digital Surface Model)を作成し、地上標高値 (グラウンドデータ) との引き算によって DCM(Digital Canopy Model)を作成する. DSM は 航空レーザ測量の数値表層モデル(地物表面)であり、DTM は航空レーザ測量の数値地形 モデル(地表面)である.作成したデータより、都幾川と越辺川合流点の樹木データ(DCM データ)の図を図 4.2.21 に、同合流点の樹木高(DSM データ)の図を図 4.2.22 に、同合 流点(越辺川 6k2)の定期横断データに DSM と DTM を重ねた図を図 4.2.23 に、同合流点 の樹木疎密度を表した図を図 4.2.24 にそれぞれ示す.



図 4.2.21 都幾川と越辺川合流点の樹高データ(DCM データ)

注)合流点の垂直写真は令和元年東日本台風後に撮影


図 4.2.22 越辺川と都幾川合流点の樹木高(DSM データ)



図 4.2.23 越辺川と都幾川合流点(越辺川 6k2)の定期横断データに DSM と DTM を重ねた図



図 4.2.24 越辺川と都幾川合流点の樹木疎密度データ

作成方法出典:航空レーザ測量データを用いた樹高等のデータ作成

なお,図4.2.21~図4.2.24中の背景にある航空写真は,令和元年東日本台風後に撮影した.

本報で用いる平面二次元流況解析は, iRIC version3.0.18.6321の Nays2DH²⁾を使用して計算 を実施した.河道モデルは令和元年 10月前に作成された最新の航空レーザ測量を使用した.

平面二次元流況解析モデルは, 越辺川 0.0k から 9.0k と, 越辺川と都幾川の合流点 0.0k (越辺川 6.2+100k) から 2.6k の合計 11.6km で構築した.河道幅は約 300m であり, 合流点の複雑流れと樹木の影響を緻密に評価するため, 概ね 5m 格子で河道内地形を作成した. これにより格子数は縦断方向に 1,805, 横断方向 62, 全体で 111,910 メッシュとなった. このモデルに, 樹高データや樹木疎密度データを加えた. なお, 樹木疎密度は, iRIC モデル内では植生密生度として, その疎密度の値をそのまま密生度の値に利用した. また, 再現計算では, 都幾川の破堤箇所付近より都幾川上流右岸 (0.4k~2.6k) と越辺川の上流左岸 (6.8k~9.0k) までの区間に, 再現水位が堤防高を越えないように, 30m の壁を立てた. 構築したモデルの 概観図を図 4.2.25 に示す.



(上図:全体図,下図:破堤箇所付近の拡大図)

b) 令和元年東日本台風の再現計算

河道部の粗度係数は、当該河川を所管する荒川上流河川事務所より提供いただいた粗度 係数(高水敷(左岸と右岸)と低水路)を入力した. 粗度係数は,0.2k ピッチで記録されて いる. このため、0.2k 地点毎の粗度係数を前後距離 0.1k ずつ幅を持たせて使用することと した. 具体的には、0.0k の粗度係数は 0.0k~0.1k まで、0.2k は 0.1k~0.3k まで、0.4k は 0.3k ~0.5k までというように粗度係数を入力した.

上流端の実績流量は,越辺川では高坂水位観測所(約9.3k)とし,都幾川では野本水位観 測所(約1.58k)を用いた.下流端水位は,越辺川落合橋の実績水位(約0.0k)¹⁰⁾を用いた.

越辺川落合橋の水位に欠測がある場合には,小畔川落合橋の水位と比較して,越辺川落合橋の水位を補完した.補完方法は,両河川落合橋の2019年10月13日0時から14時までの水位について,相関関係を取り,回帰式を作成(決定関係:0.995)し,越辺川落合橋の水位とした.流量と水位は,2019年10月12日8時40分から10月13日11時30分までの10分間隔(97,200秒)とした.なお,下流端水位については,1時間毎に計測された値をその時間内にそのまま値として使用した.流量と水位ハイドログラフを図4.2.26に示す.



図 4.2.26 都幾川と越辺川の流量と水位ハイドログラフ (2019 年 10 月 12 日 8 時 40 分から 10 月 13 日 11 時 30 分まで)

なお,令和元年東日本台風の再現計算の検証対象は河道内の最高水位とし,洪水痕跡が最 高水位を表すものと考え,計算水位との比較を行うこととした.

再現計算のフローは、①樹木無し(粗度係数のみ)、②樹木有り(粗度係数+樹木モデル)の順番で計算を実施した.再現計算のフローを図4.2.27に示す.



図 4.2.27 再現計算のフロー図

c)樹木無しとした場合(粗度係数のみ)の令和元年東日本台風洪水痕跡との比較

樹木無しとした条件で,低水路と高水敷の粗度係数のみを条件として平面二次元流況解 析を行った.計算結果を図4.2.28に示す.

図 4.2.28 より, 越辺川 1.2k より上流側の水位が, 痕跡高の水位と比較して, 1m 程度低い状態となった. これより, 今回の洪水痕跡高を再現するためには, 粗度係数だけではなく, 樹木をモデルに組み込む必要があることが確認された.





図 4.2.28 樹木無し(粗度係数のみ)とした越辺川の再現計算結果と 実績洪水痕跡との比較(上図:越辺川右岸,下図:越辺川左岸)

d) 樹木有りとした場合(粗度係数+樹木モデル)の令和元年東日本台風洪水痕跡との比較

図 4.2.24 の樹木疎密度データは、5m以上の樹木を対象としており、都幾川と越辺川の 河道内には、5m未満の樹木も存在することから、5m未満の樹木もモデル上で考慮した. 樹木のモデル化は、樹木高(図 4.2.21)と樹木密生度データ(図 4.2.24)を考慮し、

平面二次元流況解析モデルに現況樹木状況を樹木モデルとして組み込んだ.都幾川と越辺 川に樹木をモデルに入れた様子を図4.2.29 に示す.



図 4.2.29 都幾川と越辺川に樹木をモデルに入れた様子 (上図:全体図,下図:合流点の破堤箇所付近の拡大図) 樹木は,密生度により,色が分かれている. 樹木疎密は,黄緑,緑,薄青,青の順に下がる.

本報では、樹木疎密度のパラメータを変化させて、痕跡高と再現計算の水位を検証した.図4.2.29に示した通り、都幾川と越辺川全体に5m未満の低木の範囲を増やした.植 生密生度(樹木疎密度)のパラメータは、図4.2.24に対して、越辺川では0.0k~1.8kで は2倍、2.0k~9.0kでは0.5倍を入れて計算した.樹木の抵抗係数は、iRIC Nays2DHの初 期値である0.7を使用した.計算した結果を図4.2.28に示す.

図 4.2.30 より, 概ね痕跡高と再現した水位は一致している. 越辺川 4.4k~9.0kの区間 では, 水位が 10cm 程度高くなる. 今回は, 都幾川 0.4k 地点及び越辺川 7.6k 地点の破堤を 考慮していないために, 水位が高くなっているものと推察される.





図 4.2.30 樹木有り(粗度係数+樹木モデル)とした再現計算結果と 実績洪水痕跡との比較(上図:越辺川右岸,下図:越辺川左岸)

e) 樹木無しと樹木有りの破堤箇所付近での流速と水位のコンターと流速ベクトルの比較

樹木無しと樹木有りでの破堤箇所付近での流速コンターと流速ベクトルを図 4.2.31 に示 す.図4.2.31 より、樹木無しの方が流心部で、流速が速くなっている。特に、合流後の越 辺川 5.6k より下流側では、顕著に流速が速くなる(図中、赤丸の箇所).



図 4.2.31 樹木の有無による破堤箇所付近での流速コンターと流速ベクトルの図 (上図:樹木無し,下図:樹木有り)

樹木無しと樹木有り(樹木考慮モデル)の破堤箇所付近での水位コンターと流速ベクト ルを図 4.2.32 に示す.図 4.2.32 より,樹木無し条件では越辺川 5.6k~6.6k まで水位がほ ぼ一定であるのに対して,樹木有り条件では越辺川 5.6k~6.6k まで水位が 70cm 程度上昇し ている.



図 4.2.32 樹木の有無による破堤箇所付近での水位コンターと流速ベクトルの図 (上図:樹木無し,下図:樹木有り)

この時の越辺川 6.8k と都幾川 0.4k における横断面での計算水位を図 4.2.33 に示す. 図 4.2.33 より、樹木無し条件での計算結果では、現況堤防を水位が越えることはなかった.樹木有りでの計算結果では、都幾川破堤箇所(越辺川 6.8k では左岸、都幾川 0.4k では右岸)で、堤防の高さを水位が越える結果となった.



図 4.2.33 横断面における樹木無しと樹木有り(樹木考慮)での計算水位 (上図:越辺川 6.8k, 下図:都幾川 0.4k)

<u>f) まとめと今後の課題</u>

令和元年東日本台風時の都幾川と越辺川との合流点での破堤した時の水位を,洪水痕跡 を用いて再現を行うため,都幾川と越辺川との合流点を含む平面二次元流況解析モデルを 構築した.

先に、樹木無し(粗度係数のみ)モデルを用いて水位を計算した結果、洪水痕跡よりも 計算した水位は1m程度低くなることを確認した.次に、航空レーザ測量より作成した樹 高及び樹木疎密度データを、平面二次元流況解析モデルに加えた樹木有りモデルを構築 し、水位を計算した結果、洪水痕跡と再現水位はほぼ一致することを確認した.

流速の平面コンター図では、樹木無しの方が流心部で流速が速くなり、特に合流後の越辺川 5.6k より下流側では、顕著に流速が速くなった.また、水位の平面コンター図では、 樹木無しモデルの越辺川 5.6k~6.6k 区間の水面勾配が緩いのに対し、樹木有りモデルは越 辺川 5.6k~6.6k までの水位が 70cm 程度上昇するなど水面勾配が急となった. このことか ら,合流点や合流点下流側の現況樹木繁茂を反映した樹木有りの条件では,合流部の水位 が高くなり,越辺川及び都幾川上流の水位を押し上げる効果が生じた可能性があることが 確認した.

本報では、破堤による河川流量の低減を見込んでいないため、今後は氾濫した流量を含 めた河川流量を用い、更に洪水検証の精度を高める予定である.また、河道水位の上昇の 原因と確認された河道内の樹木を伐採する範囲について、本報で構築したモデルを用いて 検討を行う予定である.樹木管理の一環として、樹木を伐採する順番を考慮し、上流から 下流へ、破堤箇所付近、下流から上流などの組み合わせについても検討を行いたいと考え ている.

(富田邦裕,松本敬之,三崎貴弘,小田洋平,田中克幸,田中規夫)

参考文献

- 1)関東地方整備局:第3回荒川水系越辺川・都幾川堤防調査委員会,2020.12.02 (<u>https://www.ktr.mlit.go.jp/ktr_content/000762806.pdf</u>)
- 2)関東地方整備局:第2回荒川水系越辺川・都幾川堤防調査委員会,2020.11.17 (<u>https://www.ktr.mlit.go.jp/ktr_content/000761669.pdf</u>)
- 3) 五十嵐善哉,田中規夫,末永博,又吉健太:荒川中流域の支川群の河道内植生が洪水流に 与える影響と生態的機能の評価,河川技術論文集,第26巻,2020年6月.(採択済み)
- 4) 埼玉県河川砂防課: 令和元年台風19号洪水による堤防決壊調査報告書 一級河川荒川水 系都幾川, 2020.03.27 (https://www.pref.saitama.lg.jp/a1007/documents/teiboutokigawa.pdf)
- 5) 埼玉県河川砂防課: 令和元年台風19号洪水による堤防決壊調査報告書 一級河川荒川水 系新江川, 2020.03.27 (https://www.pref.saitama.lg.jp/a1007/documents/teiboutokigawa.pdf)
- 6)国土交通省関東地方整備局荒川上流河川事務所:令和元年10月11日からの台風第19
 号による出水状況等について 令和元年10月20日 11:00 現在 第2報, (<u>https:</u>//www.ktr.mlit.go.jp/ktr_content/000759255.pdf)
- 7)田中規夫,五十嵐善哉,伏見健吾:荒川中流域の潜在的氾濫リスクと現存する江戸時代の旧堤防群が果たす減災効果,土木学会論文集B1(水工学),Vol.74,No.4,pp.I_1393-I_1398,2018.
- 8)国土地理院:航空レーザ測量データを用いた樹高等のデータ作成,最終更新日:2015年2月 1日.URL: <u>https://www.gsi.go.jp/chirijoho/chirijoho40069.htmlh</u> (2020年2月26日アクセス).
- 9) 一般社団法人 iRIC-UC: iRICソフトウェア version3.0.18.6321, Nays2DH. URL: https://i-ric.org/ (2020年4月1日アクセル)
- 10)国土交通省:水文水質データベース, URL: http://www1.river.go.jp/ (2020年4月27日アク セス)

4.3 都幾川, 新江川での越流地点における堤防天端形状と侵食との関係

4.3.1 はじめに

2019 年 10 月の台風 19 号時には、主に関東・東北地方の多くの河川で越水、破堤が生じ た. 荒川流域においても越辺川, 都幾川をはじめとした支川群の複数箇所で破堤が生じてい る. こうした破堤点付近では, 破堤には至らなかったものの図 4.3.1 に示すように裏法面に 周期的なガリー侵食が確認されている.こうした周期的な侵食痕は2015年関東・東北豪雨 時においても、複数の地点で確認されている ¹⁾. 越流により生じる裏法面のガリー侵食は、 特に越流初期の裏法面の地形を決めるとともに,侵食箇所へ流れが集中することで,その後 の堤体侵食過程や破堤までの時間、すなわち堤防の粘り強さにも影響を与えると考えられ る.泉ら²⁾は、一様斜面上に形成されるガリー侵食を実験的・理論的に検討しており、水深 の1000 倍程度の周期でガリー侵食が生じることを明らかにしている.しかし、上記の検討 では、主に降雨によって生じる表面流を想定した水深が非常に浅い場合を対象としており、 本研究で対象とする堤防越流のように,数 cm-10 数 cm の大きな越流水深に対して生じるガ リー侵食の特性に関しては不明な点が多い.また、実際の堤防天端では不等沈下等によって、 場防の縦断方向に周期的な凹凸が形成されることが報告されており³⁾,縦断的に異なる越流 水深となる. このような状況下で, 天端凹凸が裏法面の侵食規模にどのような影響を与える かを把握することは,堤防の維持管理の観点から極めて重要である.飯塚・八木澤⁴はこの 点に着目し, 室内模型実験において, 凹凸波長と裏法面に形成されるガリー侵食との関係を 調べている. その結果, 天端凹凸波長が大きくなると, ガリー侵食の侵食深が大きくなるだ けでなく、隣り合うガリー同士の間隔が狭くなることを明らかにしている.しかし、この実 験は一定の越流水深(無次元越流水深が h/EH=0.03 程度 (h,EHはそれぞれ越流水深(m),堤防 高(m))で実施されている.実現象においては,場所に応じて様々な越流規模が想定されるた め,異なる越流水深条件におけるガリー侵食の発生周期,侵食規模(侵食深,幅等)を把握す る必要がある. そこで本研究では, 越流水深の変化がガリー侵食に及ぼす影響を水理模型実



図 4.3.1 台風 19 号時に裏法面で確認された侵食痕

験により明らかにするとともに、台風 19 号時に実河川堤防においてガリー侵食が生じた複 数地点を対象にした侵食調査結果と比較検討することを目的とする.

4.3.2 現地調査方法

本研究では,越流と裏法面の侵食が確認された都幾川 6.6km 付近左岸,8.0km 付近右岸お よび新江川 0.4km 付近右岸の合計 3 地点(図 4.3.2)を対象にして,①天端凹凸の状況,②洪 水痕跡調査による越流水深規模,③裏法面の侵食状況,を調査した.

①天端凹凸波長 λ,振幅 a の把握:各調査地点の天端凹凸波長 λ,振幅 a を把握するため、 ネットワーク型 RTK-GPS(R-10:Trimble 社)を用いて、図 4.3.2 に示す侵食痕調査地点の前後 50m を含む 120 – 190 m 程度の範囲を対象に天端上を縦断方向に 1m ピッチで標高を測定し た.得られた天端標高の移動平均値を基準とし、天端凹凸波長 λ および振幅 a を把握した. ②各調査地点における越流水深の推定:各調査地点における越流水深を把握するため、図 4.3.2 に示す白丸地点で洪水痕跡調査を実施した.具体には、堤外側の堤防近傍に繁茂した 樹木群に捕捉された流下物の地面からの高さを計測するとともに、当該地点の地盤標高を 前述した RTK-GPS で計測した.これらから得られる痕跡水位から、①で把握した堤防天端 標高を差し引くことで越流水深 h を推定した.

③裏法面のガリー侵食深 S_d,ガリー間隔 l の把握:ガリー侵食深 S_d,ガリー間隔 l を把握 するため,裏法面の侵食深の平面分布を得る必要がある.そこで,越流後の地表標高は UAV(Mavic 2 Pro: DJI 社)によって空撮画像を取得し,画像解析ソフト(Photo scan: Agisoft 社) を用いて,位置と高さの情報を持った点群データを生成した.得られた点群データを 20cm



図 4.3.2 越流による堤体侵食が確認された調査地点 (a) 都幾川 6.6km 付近, (b) 都幾川 8.0km 付近, (c) 新江川 0.4km 付近 (図中の白丸は痕跡水位データ取得箇所を示す)

四方のグリッドで平均化することで越流後の標高分布を取得した. なお,画像解像度は今回 設定したグリッドサイズで十分平均化されるよう,2.3cm/pixelとした. また,越流前の地表 標高は 2014 年に取得された LP データを元に,同様のグリッドサイズで平均化を施した. これらより,各調査地点の侵食深分布を取得した.

4.3.3 越流侵食実験方法

長さ18m,幅2.7m,高さ0.9mの水路に図4.3.3に示すようなスケールの堤防モデルを設 置した移動床実験を実施した.実験では、まず、長さ3.1m,厚さ0.2mで基盤層を作成し、 その上に、同様の材料で表、裏勾配1/2、長さ2.12m、高さ0.5mの堤防モデルを粘土(荒木 田土)で締固め度約90%になるように設置した.その後、裏法面および裏法尻以降に細粒分 質礫質砂を敷き、ハンドタンパーを用いて10cm層厚ごとに転圧し、締固め度約70%として 一様な厚さ(20cm)で設置した.今回使用した細粒分礫質砂は、礫分21%、砂分52%、シルト・ 粘土分で構成される細粒分が26.2%であり、平均粒径、最大粒径がそれぞれ0.65mm,19mm の材料である.なお、締固めが不均質となると土壌材料の移動限界が変化する⁵ため、全ケ ースにおいて、締固め後に裏法面上の水路中央で流下方向に3点と、裏法尻(水路横断方向 中央)の1点、計4点でコアサンプリングし、締固め度を計測した.全サンプリングで多少 ばらつきはあるものの、65.9-71.4%であったことから、場所による締固め度の差は小さい ものとした.また、粘土・シルトといった細粒分を含む土質材料の場合、含水比も侵食限界 に影響を与える⁶、全サンプリングで28.4-31.3%であったことから、含水比の影響も小さ いものと判断した.上記事前準備を経て、細粒分礫質砂の部分で越流による侵食を発生させ た.

図 4.3.3 に示す天端モデル設置箇所には、異なる波長を有するサインカーブ状の凹凸モ デルを設置した.凹凸モデルは3Dプリンター(X-MAX:QIDI社)により再現し、材料には ABS 樹脂を用いた.凹凸の波長は、表4.3.1に示すように20cm、40cm、80cmの3ケース に、水平なケースも加えた4ケース(Case1-4)を実施し、振幅は1.0cmと一定値とした.ま た、越流水深は水平ケースで2.5cmとなるよう流量を調整し、他のケースにおいても同一流 量で実施した.また、より大きなλを対象とするため、Case4の入以外のパラメータを1/2 スケールで縮小したケース(Case5-6)も合わせて実施した.越流時間は、Case4を対象とした 予備実験により、侵食深が設置した細粒分質礫質砂内で収まる時間を把握したうえで、全て の実験において2分間とし、通水を止めたあと地盤高を測定した.測定区間は裏法尻より上



表 4.3.1 実験ケース一覧

Na	凹凸波長λ 凹凸振幅		堤防高 E H	越流水深 h	
INO.	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	
Case 1	0	1	50	2.5	
Case 2	20	1	50	2.5	
Case 3	40	1	50	2.5	
Case 4	80	1	50	2.5	
Case 5	80	0.5	25	0.8	
Case 6	80	0.5	25	1.25	

流方向 50cm,下流方向 20cm の計 70cm 区間とし,横断方向に関しては,左右岸側壁から 35cm を除いた中心 2.0m の範囲の地盤高を測定した.測定には 2D レーザ変位計(LJ-V700: KEYENCE 社)を用い,横断方向 0.4mm,流下方向 5cm 間隔で計測した.得られた地盤高は 横断方向に 3cm で平均化し,横断方向に 3cm,流下方向に 5cm のグリッドを生成し,地盤 高分布を取得した.なお,実験前に上記と同様の方法であらかじめ取得した初期地盤高から, 実験後の地盤高を差し引くことで,侵食深分布を把握した.また,本研究では法尻から発達 し,地表流の顕著な集中が確認できる 1cm以上の侵食深が見られたものをガリーと判断し, 各ケースで生じたガリー侵食の深さ(S_d),各ガリーの形成間隔(*I*)を計測した.

4.3.4 現地調査結果

図 4.3.4 に各調査地点で得られた侵食深分布を,表4.3.2 に各調査地点の凹凸特性とガ リー侵食特性を示す.ここでは,明瞭に周期的なガリー侵食が確認できた3地点の結果を示 す.図の赤点線は天端位置を,縦軸の堤防横断方向距離(裏法面に沿う方向)が0は裏法尻で ある.また,Saが正の値が侵食を意味している.示した3地点の中で最も侵食を受けた地点 は,都幾川6.6km上流地点であった.表4.3.2 に示すように,この地点は他の地点に比べ若 干越流水深が高いことが原因だと考えられる.また,ガリー侵食痕の間隔を見ると,図 4.3.4(c)の新江川地点で他の2 地点と比較して細かい周期で侵食痕が形成していることが わかる.表4.3.2 をみると,この地点は凹凸波長が比較的短い傾向にある.こうした凹凸波 長や越流水深の違いが,ガリー侵食深やガリー間隔の変化を説明可能かどうか,4.3.5 にお いて,室内模型実験で得られる結果と比較する.



図4.3.4 現地調査より把握した侵食深分布

(a) 都幾川 6.6km 中流地点, (b) 都幾川 6.6km 上流地点, (c) 新江川 0.4km 地点 (図中の赤点線は天端を、堤防横断方向距離 0m が法尻を示す)

No.	堤防高 <i>E_H</i> (m)	凹凸波長 λ (m)	凹凸振幅 <i>a</i> (m)	越流水深 <i>h</i> (m)	平均ガリー 侵食深 <i>ds</i> (m)	平均ガリー 間隔 <i>1</i> (m)	無次元ガリー 侵食深 <i>ds / E_H</i> (-)	無次元ガリー 間隔 <i>1/λ</i> (-)
Site 1 (都幾川6.6km上流)	2.8	8.3	0.018	0.190	0.67	4.17	0.24	0.50
Site 2 (都幾川6.6km中流)	2.8	8.0	0.027	0.147	0.33	3.75	0.12	0.47
Site 3 (都幾川6.6km下流)	2.8	7.7	0.017	0.154	0.59	2.69	0.21	0.35
Site 4 (都幾川8.0km)	2.0	5.4	0.024	0.131	0.34	1.66	0.17	0.31
Site 5 (新江川0.4km)	3.0	5.6	0.039	0.179	0.59	2.41	0.20	0.43

表 4.3.2 各現地調査地点の凹凸特性およびガリー侵食特性

4.3.5. 実験結果

図 4.3.5 に各ケースの越流後における裏法面の侵食状況と,計測範囲の侵食深分布を示 す. 侵食深は越流前の地盤高と越流後の地盤高の差分を表したものであり,負の値が侵食し ていることを意味する.まず,ガリー侵食の形成状況を確認すると,Casel(水平), Case2(λ =20cm),Case3(λ =40cm)では 5-6 個の侵食痕が確認でき,凹凸波長で形成状況は大き く変化していないことがわかる.その一方で,Case4(λ =80cm)では,3 個の大きな侵食痕が確 認でき,他のケースよりガリー侵食痕が少ないことがわかる.また,各ケースの侵食深コン ターについて注目すると,天端凹凸がない水平のケース(Case1)が最も低く,凹凸波長の増加 に伴って,侵食深が大きくなっていることがわかる.

この侵食深コンターから,各ケースの平均ガリー侵食深 *S*_d,ガリー間隔 *l* を求めた結果を 図 4.3.6 に示す.なお,本研究では,横断方向 3cm 毎に侵食深が最も大きい値を求め,そ れを個々のガリー侵食ごとに平均化し,さらにその値を各ケースで平均した値を平均ガリ ー侵食深 *S*_dとしている.平均ガリー間隔 *l* についても同様に平均化して求めた.また,各ケ ースの標準偏差をエラーバーで示す.

図 4.3.6(a)の λ と S_d の関係についてみると、凹凸波長が大きくなるにつれて、S_dも大き くなっていることがわかる.同図には著者らの既往研究 ⁴⁾の結果も合わせて示しているが、 越流水深が本研究のほうが大きいため S_d の値自体は大きいものの、凹凸波長の増加ととも に、S_dが大きくなるという同様の傾向が確認された.この原因として、凹凸波長が大きい程、 凹凸の最下部(谷)の部分に流れが集中しやすくなるためと考えられる.

図4.3.6(b)のλとガリー間隔1についてみると,越流水深が小さなケース⁴では,波長が 増加するにつれて,緩やかではあるが,ガリー間隔も減少している.一方,越流水深が大き な本研究のケースでは,波長が増加するにつれ,特にλ=40cmより大きくなると,1が大き くなることが確認できる.その原因として,天端凹凸の頂部とガリー侵食の位置関係が関連 していると考えられる.特に1が大きくなった Case3(λ=40cm)や Case4(λ=80cm)では,本研究 のように相対水深(h/E_H)を増加させることで,天端凹凸の粗度としての効果が弱まり,凹部 の最下点(谷)付近にガリー侵食箇所が集中したと考えられる.以上のことから,凹凸波長が 大きな条件下で相対水深が増大した場合,侵食量の観点からは堤体欠損は大きくなるもの の,ガリー同士の間隔は広がることから,ガリー同士が結合することでより大規模な侵食を 誘発する可能性は低くなると考えられる.



図 4.3.5 異なる天端凹凸波長 λ における裏法面でのガリー形成状況および侵食深分布 (a) Case1(水平ケース), (b) Case2(λ=20 cm), (c) Case3(λ=40 cm), (d) Case4(λ=80 cm)

(各写真中の赤点線はガリー侵食の形成位置,図中の黒実線は天端凹凸の峰・谷の位置, 黒点線は裏法尻位置を表す)



4.3.6 現地と実験との類似性

室内模型実験より把握した天端凹凸波長がガリー侵食に及ぼす影響が、実現象でも同様の傾向となるかを確認する.両者の比較のため、無次元波長 λ/E_Hと無次元侵食深 S_d/H(S_d は 侵食深),無次元ガリー間隔 I/A を用い,図4.3.7 にそれらの関係を整理した図を示す.なお、本図には、縮尺を小さくすることで長波長を表現した Case 5 および Case 6 の実験結果 (λ/E_H =3.3 の 2 つのプロット)も追加している.まず、図4.3.7 (a)について室内模型実験の結 果から得られる傾向を見ると、無次元ガリー侵食深 S_d/E_Hは、無次元凹凸波長 λ/E_H の増加とともに上昇し、 λ/E_H =1.6 付近でピークを迎え、それ以降は減少していることがわかる.無次元越流水深 h/E_H で値は変化するものの、どちらも同じ傾向が確認できる.また、天端が水 平(λ/E_H =0)の時の S_d/E_H とピーク時の値を比較すると、無次元越流水深 h/E_H が 0.05, 0.032 の 場合それぞれ 2.6 倍、3.3 倍となっている.これらのことより、越流規模が同等でも堤防天端の凹凸波長によっては、侵食が進行しやすい危険な条件があることが示唆される.また、実際に現地で把握した各地点のデータ(表4.3.2)をプロットしてみると、都幾川 6.6km 上流 地点でやや大きな S_d/E_Hを示すなど、やや室内模型実験から得られた傾向から外れている点 も見受けられるものの、概ね同様な範囲にプロットされていることがわかる.

一方,図4.3.7(b)について室内模型実験の結果から得られる傾向を見ると,無次元ガリ ー間隔 *l*A は,無次元凹凸波長 *λ/E_H*の増加とともに減少し,*λ/E_H*=1.6 付近でピークを迎え, それ以降は再び増加していることがわかる.ガリー間隔に関しても無次元越流水深 *h/E_H*で 値は変化するものの,どちらも同じ傾向が確認できる.また,同図より,凹凸波長よりも短 い間隔でガリー侵食が生じる条件(*l*/λ<1)は,*λ/E_Hが概ね0.8*以上であり,本実験条件の範囲 では,*λ/E_H*が1.6 のとき,*l*A が最小で0.3 程度となることがわかる.このことから,ガリー 間隔の観点からも,ガリー同士が結合しやすく,大きな侵食を伴う危険な状態となる凹凸波 長の条件があることがわかる.また,実際に現地で把握した各地点のデータ(表4.2.2)をプ ロットすると,新江川地点以外は室内模型実験結果と比較してやや小さな*l*A を示している ものの,概ね同様な範囲にプロットされていることが確認できた.



(a) 無次元侵食深 (S_d / E_h), (b) 無次元ガリー間隔 (I / λ)

4.3.7 おわりに

本研究では、堤防天端の縦断的な凹凸が裏法面での侵食現象に与える影響を、水理模型実 験により検討するとともに、令和元年台風 19 号で越流侵食が生じた荒川支川の複数地点を 対象に現地調査を実施した.得られた結論を以下に示す.

①実験より、無次元ガリー侵食深(S_d / E_H)については、同じ無次元越流水深(h/E_H)の条件下において、無次元波長(λ/E_H)の変化に対して上に凸の傾向がみられ、λ/E_Hが1.6程度でS_d / E_Hが最大となることが分かった.一方、無次元ガリー間隔(l / λ)は、λ/E_Hの変化に対して、下に凸の傾向がみられ、λ/E_Hが1.6程度でl/λが最小となることが分かった.これらのことから、越流規模が同程度でも、裏法面での侵食傾向が強まる(侵食量が大きく、ガリー同士の間隔も狭い)天端凹凸波長が存在することが明らかとなった.

②台風 19 号でガリー侵食が確認された複数地点で得られた越流水深,天端凹凸波長,侵食 規模のデータより,室内模型実験と類似した現象の有無が確認できるか検討した.その 結果,λ/E_Hが小さい領域(λ/E_Hが 1.6 以下)については実堤防の侵食に関するデータが得ら れず比較ができなかったものの,λ/E_Hが 1.6-3.3 の範囲については,概ね実験と同様の傾向 となることを確認できた.

本検討では、天端凹凸の振幅の影響、ガリー侵食の特性を整理する力学的な無次元指標に ついては室内模型実験データの不足により議論することができなかった.数値解析の実施 により詳細な検討が必要であり、今後の課題である.

(八木澤 順治)

参考文献

- 1)八木澤順治,田中規夫:2015年9月関東・東北豪雨において生じた堤防法面上のガリー侵 食量と越流規模との関係,土木学会年次学術講演会講演概要,Vol.71, II-048, 2016.
- 2)泉典洋, Gary Parker:斜面下流端から発生する水路群について,土木学会論文集 No. 521/II-32, 79-91, 1995.
- 3)末永博,八木澤順治:河川堤防における不等沈下の発生状況調査,第45回土木学会関東 支部技術研究発表会,Vol.44,2018.
- 4)飯塚大和,八木澤順治:堤防天端の縦断的な波長が裏法面のガリー侵食に与える影響,第 45回土木学会関東支部技術研究発表会,Vol.44,2018.
- 5)Hanson, G.J., Hunt, S.L.: Lessons learned using laboratory JET method to measure soil erodibility of compacted soils, *Applied Engineering in Agriculture* 23(3), 305-312, 2007.
- 6)Knapen, A., Poesen, J., Govers, G. Gyssels, Nachtergaele, J. : Resistance of soils to concentrated flow erosion: A review, *Earth-Science Reviews*, 80, 75-109, 2007.

第5章 関東地方の被災状況を踏まえた今後の提言

~「河川は氾濫するもの」として捉える流域治水~

(氾濫リスクの認知度向上)

氾濫した河川の報道に隠れて,利根川本川をはじめいくつかの越水寸前だった河川が注 目されていない.しかし,これらはいつ大規模な被害発生に転じてもおかしくない河道状況 であった.その状況を明示し,地域住民にも発信しておく必要がある.その上でもしも護岸 損壊等が生じた後も洪水が継続していた場合,どのような被害が生じていたのかを予測・公 表し,河川周辺の市街地が有している大規模水害のリスクを認知させることが肝要となる.

(流域全体での水の貯留)

完全に河道内に流水を押し込めるのは困難であり、上下流バランスも考えた上で、遊水 させる区域を考えておくべきである。そのためにも、霞堤、二線堤の効果的な保全、再生、 強化、及び堤内地の水害防備林の機能と保全については今一度検討しておかなければなら ない.水門・排水機場などの合流点処理がされている箇所においても、本川側で高い水位 が継続した場合に本川への運転調整などが適切に行えるよう、調整中の流出量を貯留可能 な遊水地を合流点に整備するなど、より高度化した貯留対策が望まれる。また、内水氾濫 流が1カ所に集中しないように流域全体で貯留できるような堤内地の対策も必要である。

(中小支川の整備とその影響緩和)

地方都市などの重要拠点を防御するためには、下流側からの河川改修の完了を待たずに 当該箇所の流下能力の増大を図るとともに、その下流側に遊水地等を配置して下流側への 負担を軽減する等の工夫が有効である。そのためには、河川改修の進捗が氾濫形態に及ぼ す影響と浸水リスクの変化について解析しておく必要がある。なお、無数にある地方中小 河川において、植生が繁茂し土砂堆積が進行している場所も多く、これらの機能評価に基 づく管理方策の検討に加え、中小河川の維持管理の優先度の策定も求められる。

(都市計画との整合性)

流域治水を考える上で,河川計画,水防計画,下水道計画と都市計画の連携は不可欠である.特に,氾濫水の貯留が想定される場所に関しては,その土地の所有者や営農者との事前の合意形成が必要となる.また,道路は氾濫水の誘導・抑止に大きな影響を及ぼすため,こうした道路計画との整合性についても確認しておく必要がある.

(橋梁のリスク評価とその対策)

橋梁は流水,流木を阻害し,近隣の氾濫リスクを増加させる.そのため,既存橋梁の設置 状況に加え,今後の橋梁設置計画,および橋梁周辺の土地利用計画に基づく潜在的な橋梁設 置可能性を踏まえ、そのリスクを検討しておく必要がある.その上で、土地利用計画へのフィードバックができるシステムが求められる.なお橋梁部における流木の捕捉のされ方の 違いは、河積阻害状況の違いにつながり、その地点で氾濫が生じるか否かに関わる.このため、流木の捕捉形態についてもさらなる検討が必要である.

(堤防整備においてさらに求められると思われる視点)

特に越流の危険性が高い箇所においては、堤防上に形成される凹凸特性が重要であり、この把握が必要である.また、堤外地からのみならず、堤内地からの越流に対しても強い堤防 についても検討すべき場所がある.これらを把握し、より効果的な対応が求められる.さら に、越流の危険性に加え、浸透破壊のリスクが高い箇所を特定し強化する対策も検討しなけ ればならない.

第6章 おわりに

本報告は、令和元年東日本台風(台風19号)に際して結成された、土木学会水工学委員 会「令和元年台風19号豪雨災害調査団」のうち、関東地区での調査の報告書として、氾濫 状況、被災状況を速報的にまとめたものである.当該台風においては、関東地方のみに留ま らず、東北地方及び中部・北陸地方においても、信濃川や阿武隈川をはじめとする主要河川 において破堤氾濫が発生し、甚大な被害がもたらされている.その災害調査結果については、 それぞれ中部地区、東北地区調査団の報告としてまとめられているので、本報告と併せてご 参照いただきたい.

東日本台風で大きな被害を受けた7つの水系において,緊急治水対策プロジェクトが開始されており,今般の水害の被災地の治水安全度が向上することが期待される.加えて,本 災害の直後に政府内で策定された「既存ダムの洪水調節機能の強化に向けた基本方針」に基づき,事前放流による利水容量の洪水調節への活用によって,治水安全度の向上が進むこと も,今後の期待としたい.

本報告をまとめるにあたって,国土交通省関東地方整備局及び各事務所(荒川上流河川事 務所,常陸河川国道事務所),及び茨城県,栃木県,埼玉県の担当部局より,データ・情報 を提供いただきました.また,群馬大学4年生・藤井裕己君(現・東京都庁)および瀧野広 幸君(現・JR東日本)をはじめとする,多くの方々のご協力を得ました.ここに記して,謝 意を表します.

(浅沼順)