

令和4年（ネ）第4161号 損害賠償請求控訴事件

控 訴 人（一審原告） 片倉一美ほか19名

被控訴人（一審被告） 国

証拠説明書(15)

令和6年6月28日

東京高等裁判所第15民事部 御中

被控訴人（一審被告）指定代理人

川 勝 庸 史

加 藤 憲田郎

岡 田 健 斗

牧 野 嘉 典

嶋 野 稔 彦

高 橋 蒼 太

矢 崎 剛 吉

内 堀 寿美男

金 森 正 博

井 上 和 昌

土 田 純

田 中 利 尚

松 本 豪 史

野 中 絵梨子

大 井 秀 俊

石 田 卓 也

吉 池 弘 晶

島 田 匡 之

小 貫 敏 志

近 藤 誠

鬼 頭 岳 彦

谷 口 智

青 木 孝 夫

成 田 義 則

東 高 徳

大 野 光 秀

能登谷 哉 生

磯 貝 朋 之

略語は従前の例による。

号証	標 目 (作成者)	作成 年月日	立証趣旨
乙 1 1 3	噴砂のない漏水箇所に おいて、実施した災害 復旧工事箇所一覧 (下館河川事務所)	写し 令和 6. 6. 28	噴砂がないとしても、漏水が発生すれば、堤体や基礎地盤の土粒子が移動し、堤防決壊を引き起こしかねず、控訴人（一審原告）らの「軽微な堤防被害」との評価は不適切であり、実際に、出水後の調査により、10箇所で災害復旧工事を実施していること
乙 1 1 4	第4回鬼怒川堤防調査 委員会資料（抜粋） (関東地方整備局)	写し 平成 28. 3. 7	左岸21.5k及び20.15kは、試掘調査結果において、基礎地盤の砂質土が川裏法尻部の弱部を通して噴出したと推測されていること
乙 1 1 5	平成27年9月関東・東北豪雨における法面洗掘の状況 (下館河川事務所)	写し 令和 6. 6. 28	右岸28.2k、左岸26.4k、右岸16.25kにおいて、堤防洗掘の被害が確認されていること
乙 1 1 6 の1	平成27年9月鬼怒川流域における洪水流・氾濫流の一体解析に基づく水害リスク軽減策に関する研究 (田端幸輔ほか)	写し 平成 30	若宮戸地区及び上三坂地区におけるそれぞれの氾濫水量は、論文ごとに数値が異なること
乙 1 1 6 の2	平成27年9月関東・東北豪雨による関東地方災害調査報告書(抜粋) (2015年関東・東	写し 平成 28. 3	同上

北豪雨災害 土木学会 ・地盤工学会 合同調 査団関東グループ)		
---------------------------------------	--	--

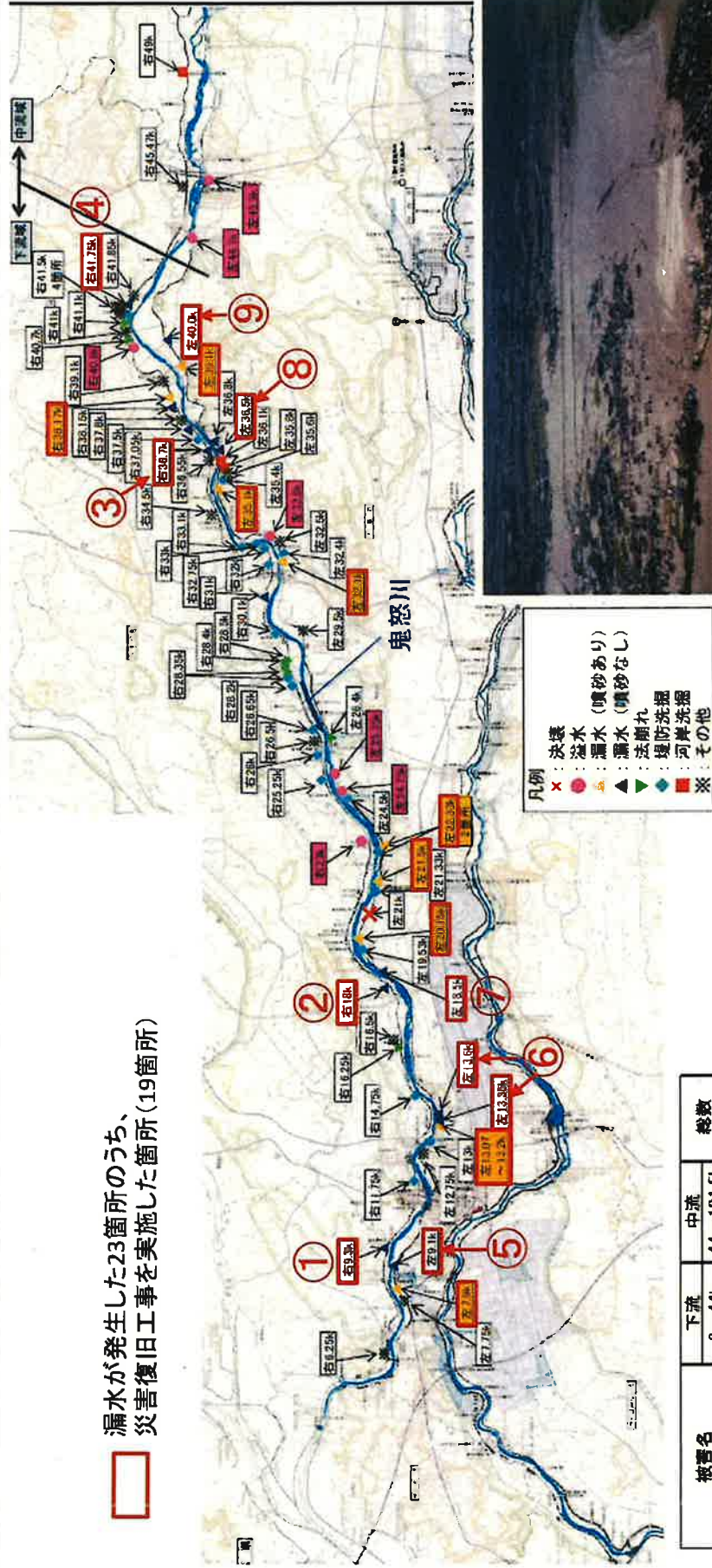
噴砂のない漏水箇所において、実施した災害復旧工事箇所一覧

No.	工事名	工期	延長	距離標	
①	H27坂手町災害復旧工事	平成28年6月8日	L=120.5m	右	9.5k-214.0m
		平成29年3月31日			9.5k-95.0m
②	H27花島町災害復旧工事	平成28年3月5日	L=53.6m	右	18.0k+20.0m
		平成29年3月21日			18.0k+74.0m
③	H27高崎災害復旧工事	平成28年4月1日	L=218.8m	右	36.75k-110.1m
		平成29年3月31日			36.75k+108.7m
④	H27上山川災害復旧工事	平成28年3月9日	L=61.0m	右	41.75k+41.0m
		平成29年3月29日			41.75k+102.0m
⑤	H27水海道高野町災害復旧工事	平成28年2月19日	L=235.7m	左	9.0k+94.4m
		平成29年3月17日			9.25k+81.4m
⑥	H27後宿災害復旧工事	平成28年6月10日	L=47.6m	左	13.25k+135.2m
					13.25k+182.8m
		平成29年3月27日	L=69.2m	左	13.5k+134.9m
					13.5k+204.1m
⑦	H27山戸内災害復旧工事	平成28年3月23日	L=66.2m	左	18.5k+24.4m
		平成29年3月15日			18.5k+90.6m
⑧	H27黒駒災害復旧工事	平成28年3月17日	L=38.6m	左	36.5k+0.6m
		平成29年3月24日			36.5k+39.2m
⑨	H27関本分中災害復旧工事	平成28年3月30日	L=93.0m	左	40.0k-128m
		平成29年3月31日			40.0k-35m

5. 流下能力を上回る洪水による被害状況(鬼怒川10k～49k)

■ 鬼怒川上流の4ダム(五十里ダム、川俣ダム、川治ダム、湯西川ダム)で、合計約1億 m^3 の水を貯留したものの、流下能力を上回る洪水となり、堤防決壊の他、溢水7箇所、漏水23箇所等の多くの被害が発生した。

□ 漏水が発生した23箇所のうち、
災害復旧工事を実施した箇所(19箇所)



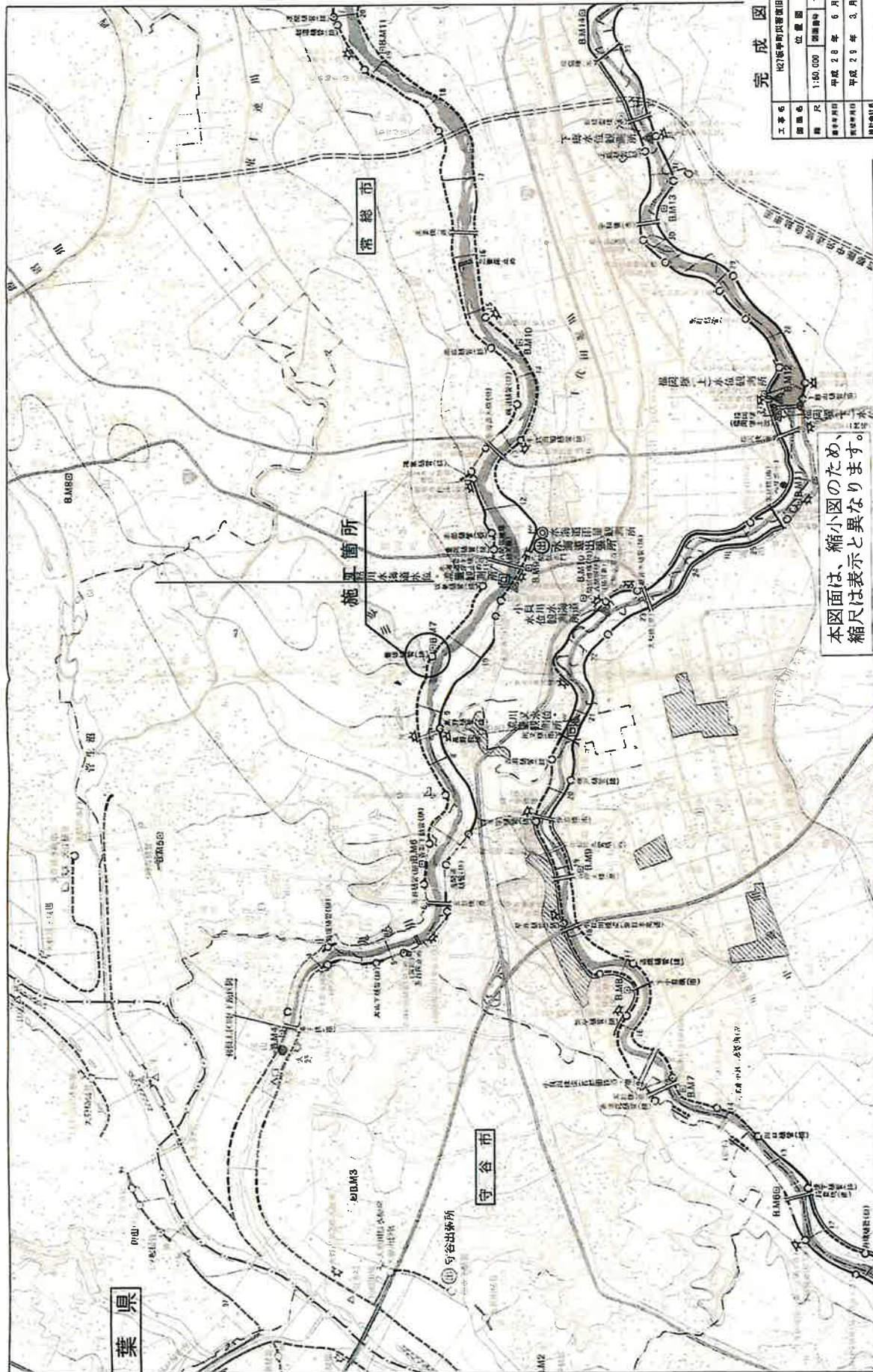
被害名	下流 3～44k	中流 44～101.5k	総数
決壊	1	0	1
溢水	5	2	7
溢水(噴砂あり)	8	0	8
溢水(噴砂なし)	14	0	14
法崩れ	7	0	7
堤防洗掘	21	0	21
河岸洗掘	2	8	10
その他	17	11	28
合計	76	21	97



※これは速報値であり、数値等は今後変更となることがある。

位置図 S=1:50,000

①

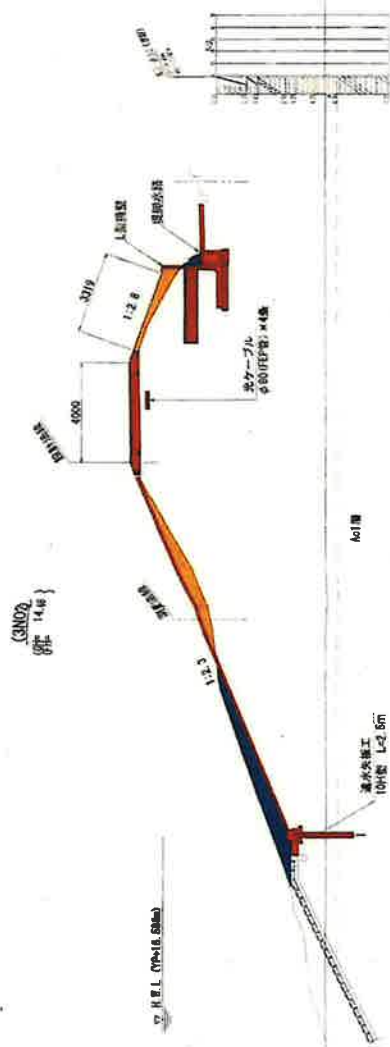


本図面は、縮小図のため、
縮尺は表示と異なります。

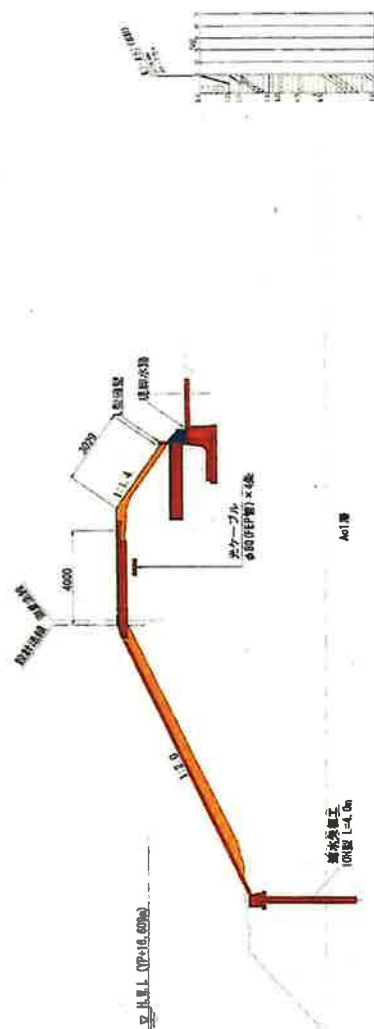
完成図

工事名	北河内河川改修工事		
図面名	位置図	図面番号	18 の 1
縮尺	1:50,000	作成年月日	平成 28 年 6 月 8 日
縮尺	1:50,000	確認年月日	平成 29 年 3 月 31 日
設計者	株式会社 片柳建設		
監理者	国土交通省 下河内河川事務所		

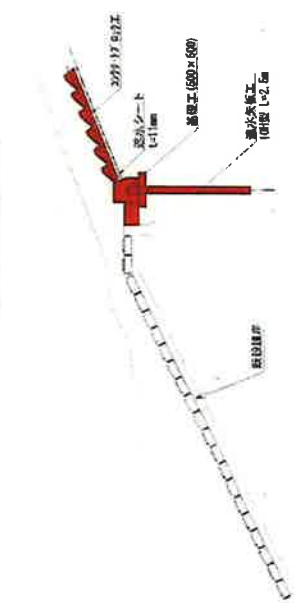
標準断面図 S=1:100



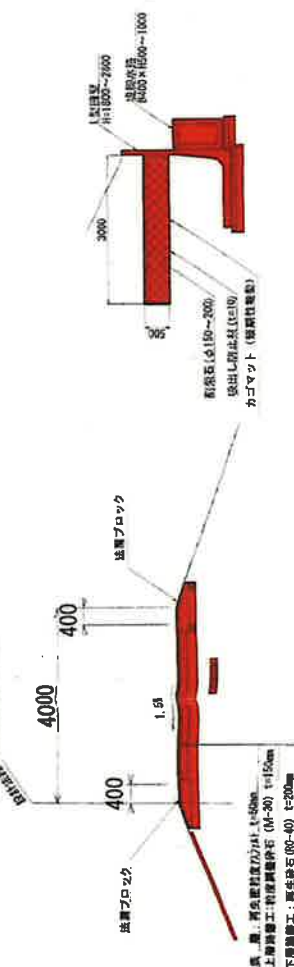
川表法尻詳細図 S=1:50



天端詳細図 S=1:50



川表法尻詳細図 S=1:50



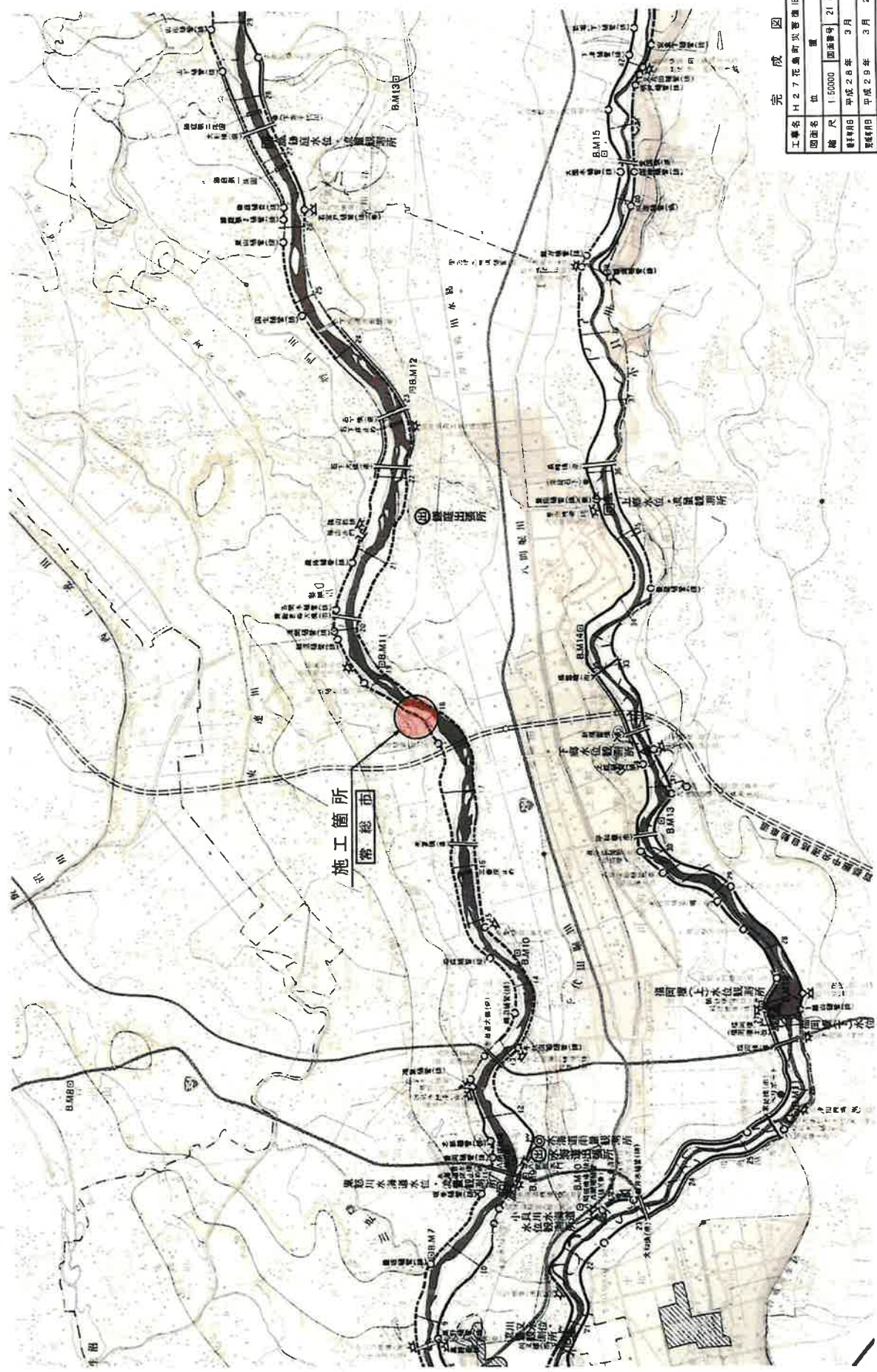
本図面は、縮小図のため、縮尺は表示と異なります

縮尺 1:50

縮尺 1:100

完成図

工事名	H27年度河川整備工事			
図面名	標準断面図			
縮尺	1:50	1:100	縮尺番号	18の4
作成年月日	平成28年6月6日	確認年月日	平成28年3月31日	
作成者	株式会社 片柳建設			
確認者	国土交通省 下野河川事務所			

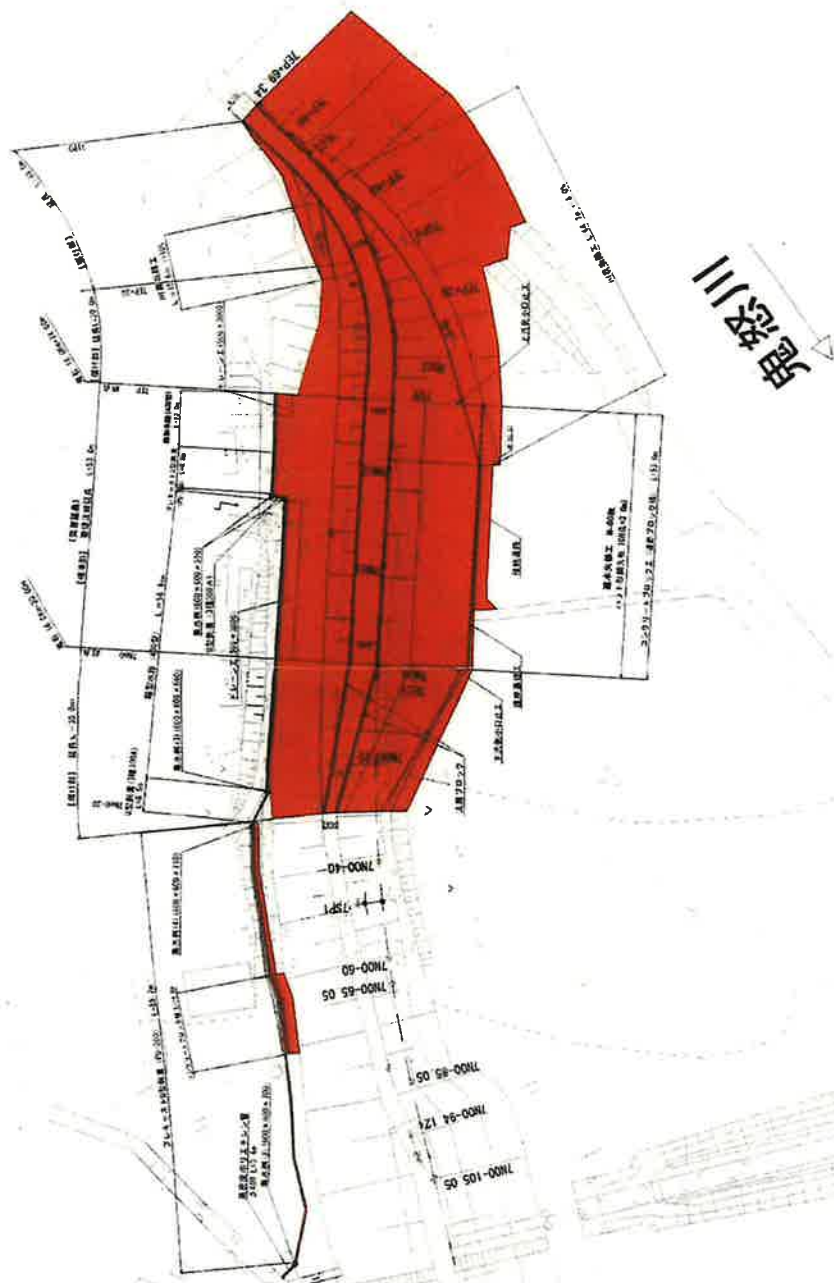


完成図

工事名	H27花巻町営普通旧工事			
図面名	位置	図面番号	21の1	図
縮尺	1:50000	図面番号	3月	5日
設計者	平成28年	3月	21日	
監理者	平成28年	3月	21日	
設計会社	いであ株式会社			
監理会社	日東エンジニアリング株式会社			
事務所	国土交通省下河川事務所			



平 面 図 S=1:500

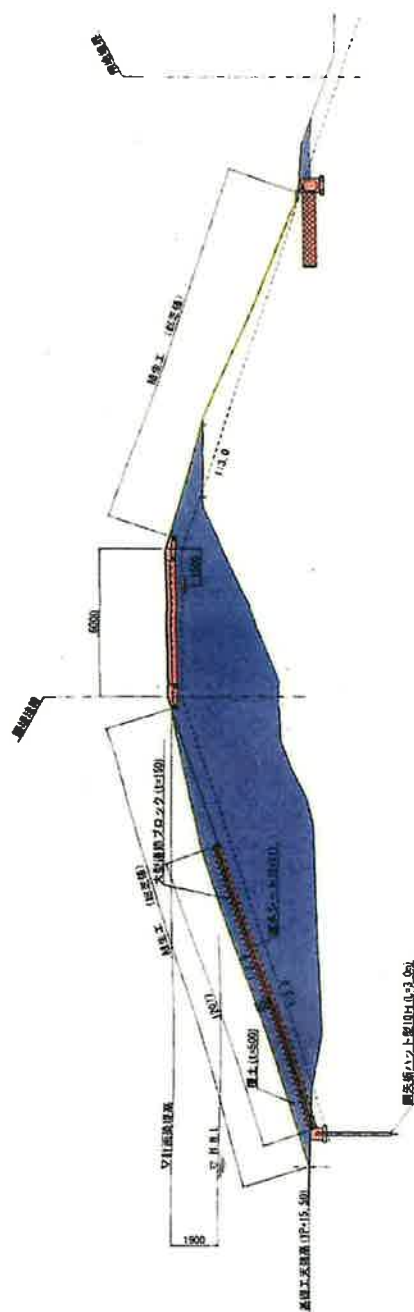


工事名	H27 花鳥町民営化工事		
図面名	平 面 図	図 番	21 の 2
縮 尺	1:500	図面番号	21 の 2
製 図 日	平成 28 年 3 月 5 日	製 図 者	い で あ 様 式 食 社
製 図 日	平成 29 年 3 月 21 日	製 図 者	い で あ 様 式 食 社
製 図 者	日東エンジニアリング株式会社		
製 図 所	国土交通省 下関河川事務所		

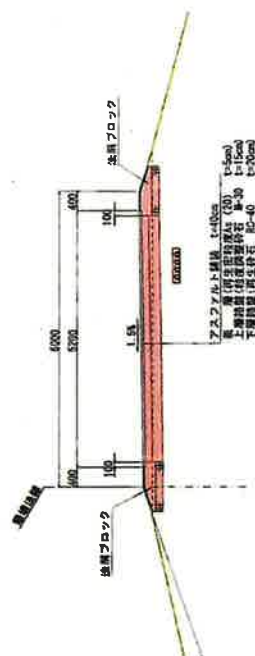
A1=1:500
A3=1:1000



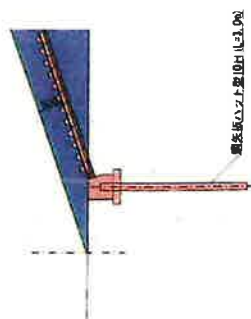
標準断面図 $S=1:100$



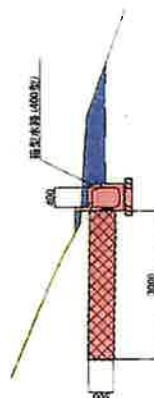
天端詳細圖 $S=1:50$



川表法屍詳細図 S=1:50



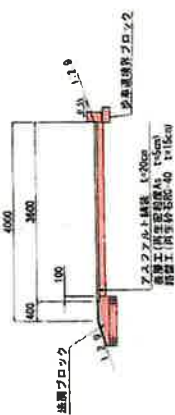
川裏法尻詳細図



断面図
S=1:50
掘付区間

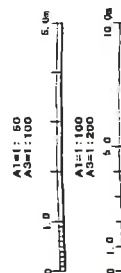


坂路詳細図



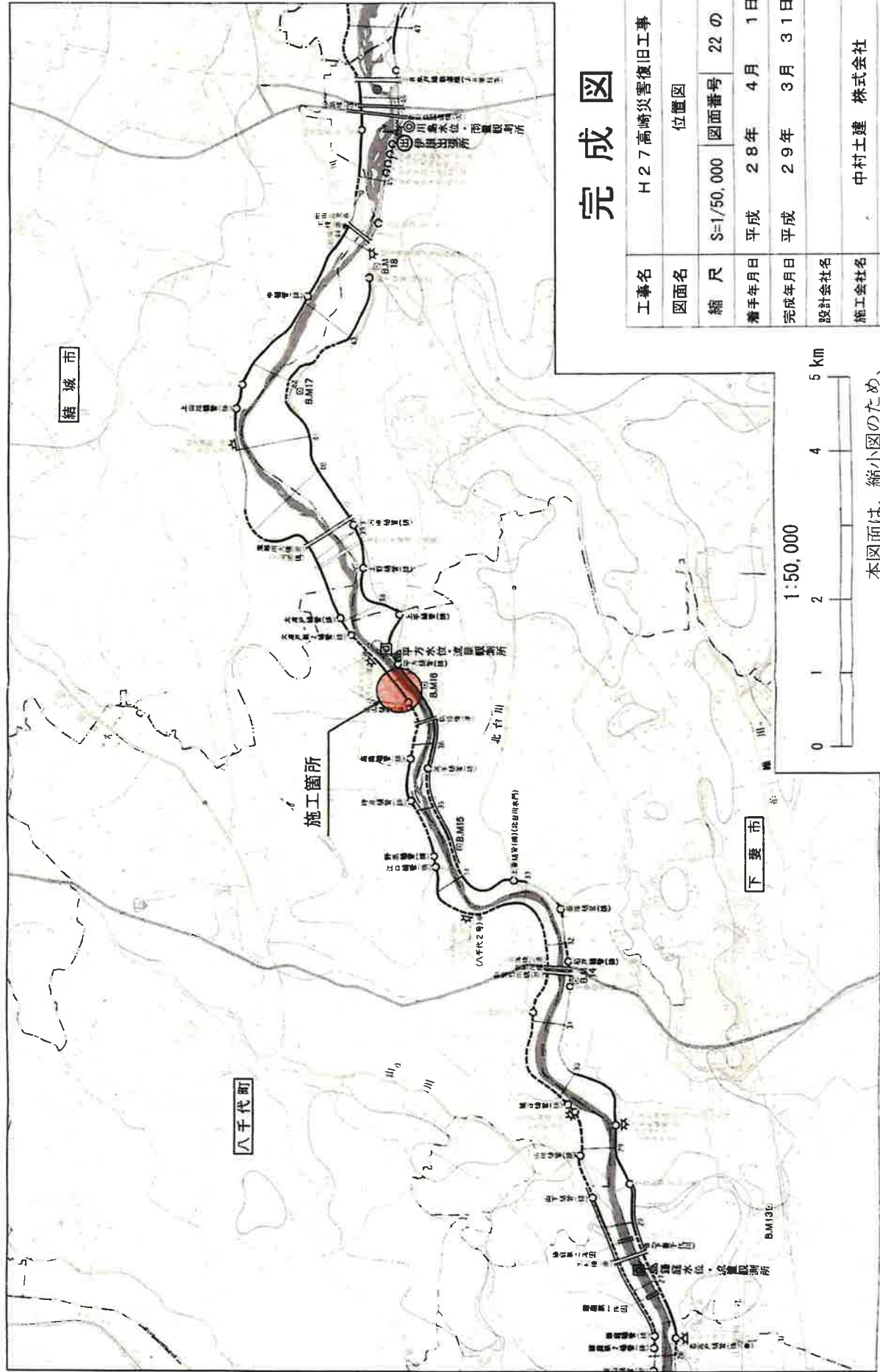
院 成 國

工事名	花見町児童遊園地旧工事
図面名	種 場 新 園 図
縮 尺	図 示 縮 小 率 21 の 4
設計年月日	平成 28 年 3 月 6 日
監修年月日	平成 28 年 3 月 21 日
設計者名	い で あ 株 式 会 社
監工者名	日東エンジニアリング株式会社
事務所名	国土交通省下巻河川事務所



位置図 S=1/50,000

3



完成図

H27 高崎災害復旧工事

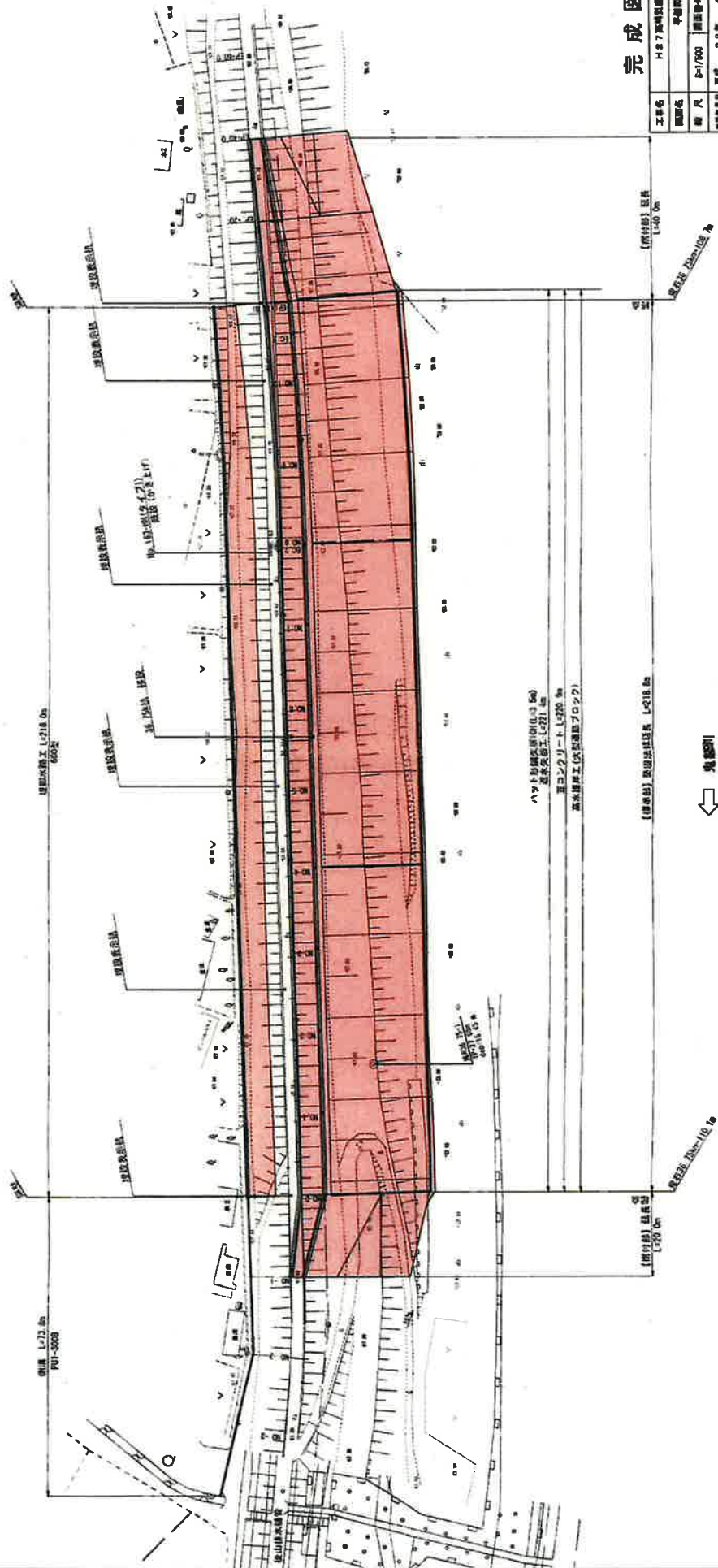
工事名	H27 高崎災害復旧工事
図面名	位置図
縮尺	S=1/50,000
図面番号	22 の 1
着手年月日	平成 28 年 4 月 1 日
完成年月日	平成 29 年 3 月 31 日
設計会社名	中村土建 株式会社
施工会社名	中村土建 株式会社
事務所名	国土交通省 下館河川事務所

1:50,000
0 1 2 4 5 km

本図面は、縮小図のため、
縮尺は表示と異なります。

平面図

S=1:500



完成図

工事名	H27年度河川整備工事		
図面名	平面図		
図尺	S=1/500	図面番号	22-02
作成年月日	平成 28年 4月 1日	承認年月日	平成 28年 3月 31日
設計者	サンコーコンサルタント株式会社		
監理者	中村工務 株式会社		
事務所	熊本県 下都賀市 豊前町		

本図面は、縮小図のため、
側尺は数値と異なる場合があります。

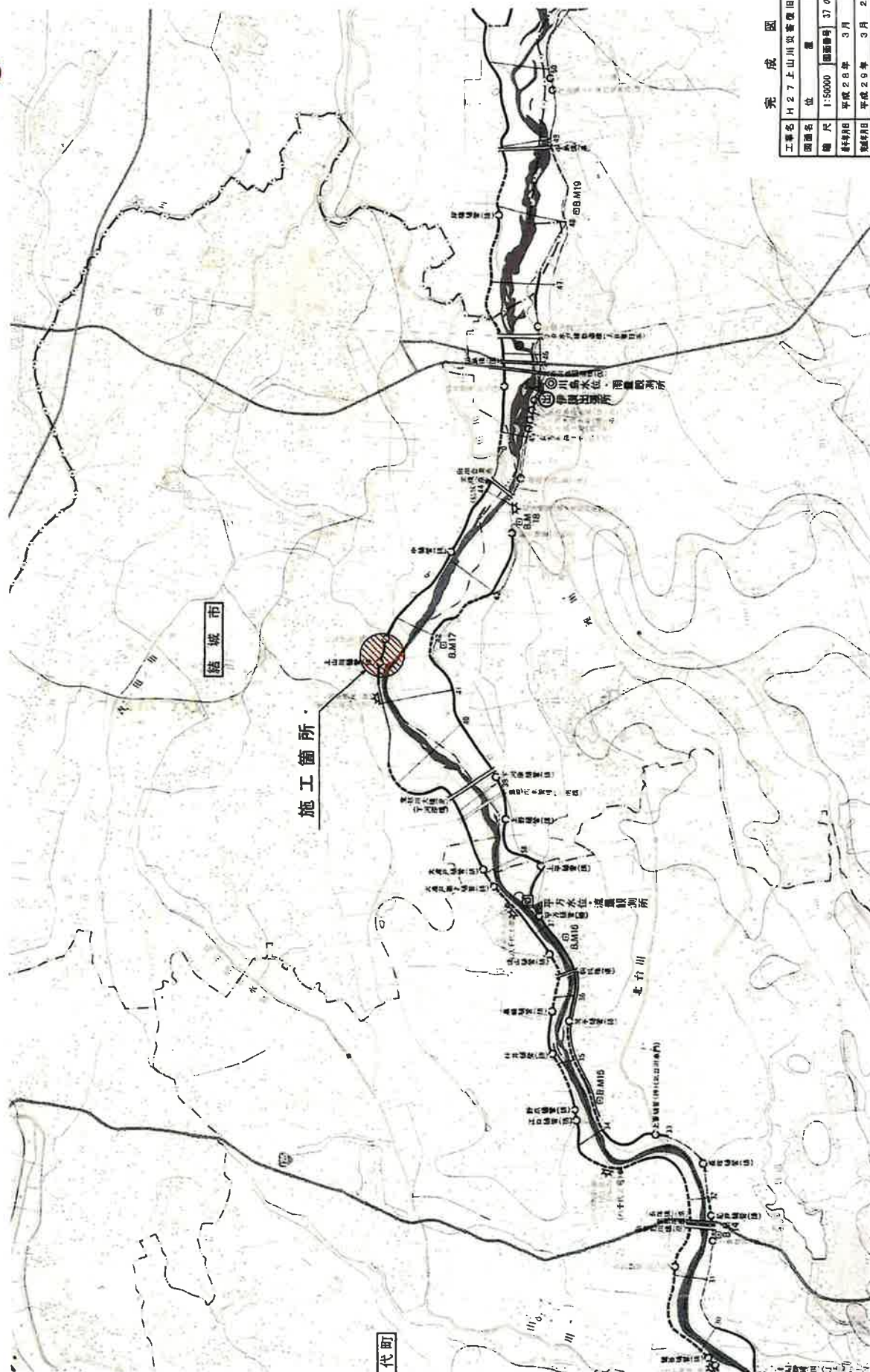
S=1:100



本図面は、縮小図のため、
縮尺は表示と異なります

完成圖

工事名	H27高城良建設施工			
図面名	建築計画図			
縮尺	S=1/100	西面番号	22 の 4	
建築年月日	平成 28 年 4 月 1 日			
完成年月日	平成 29 年 3 月 31 日			
建築主	サンコーコンクリート株式会社			
施工主	中村土曜 株式会社			
事務所名	国土建設 下郷町川崎事務所			

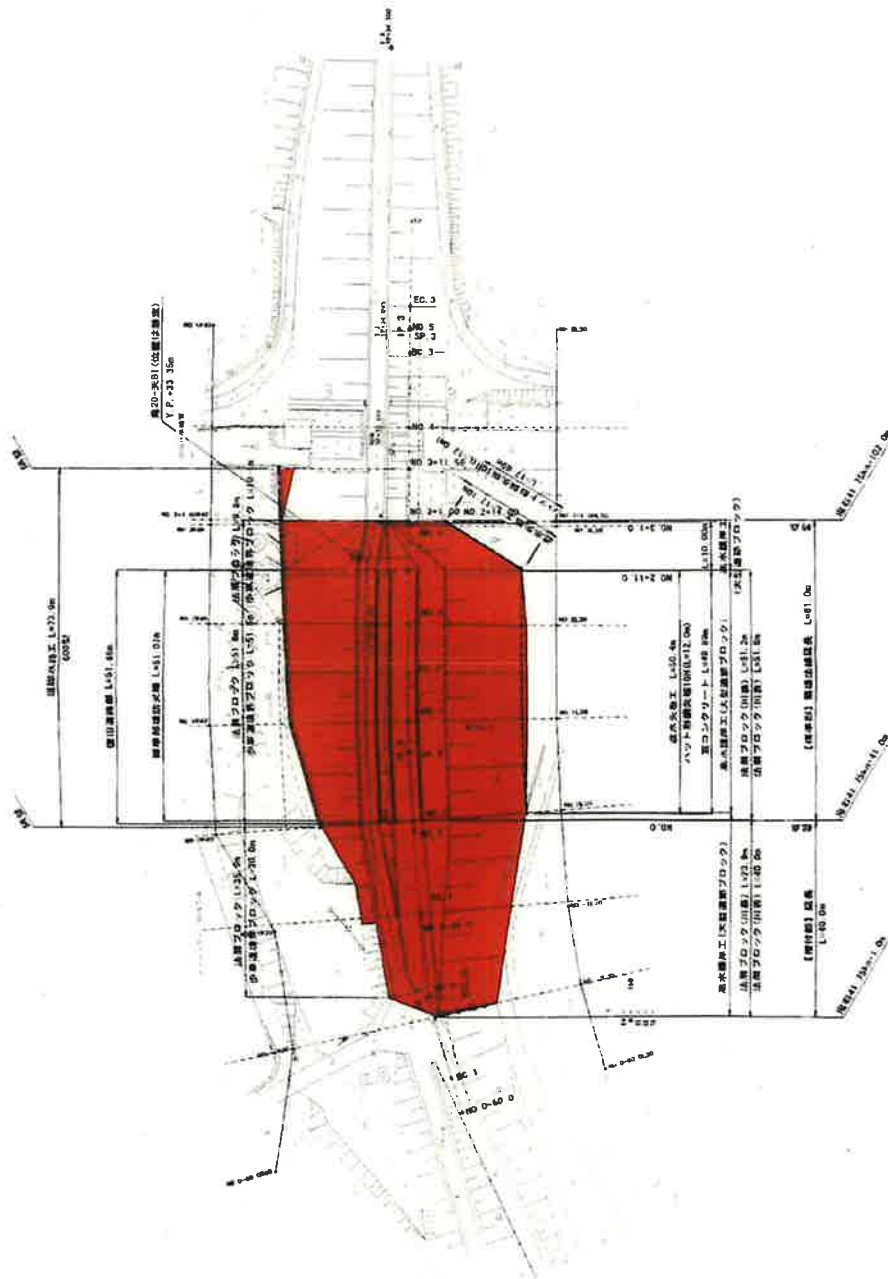


完成図

工事名	H27 上山川旧河道旧工事
図面名	位置
縮尺	1:50000
図面番号	37 の 1
設計日	平成28年 3月 8日
図面日	平成29年 3月 29日
設計者	サンコーコンサルタント株式会社
監理者	堀井 隆雄 株式会社
承認者	国土交通省 下野河川事務所

A1=1:50,000
 A2=1:100,000
 0 100m 500m

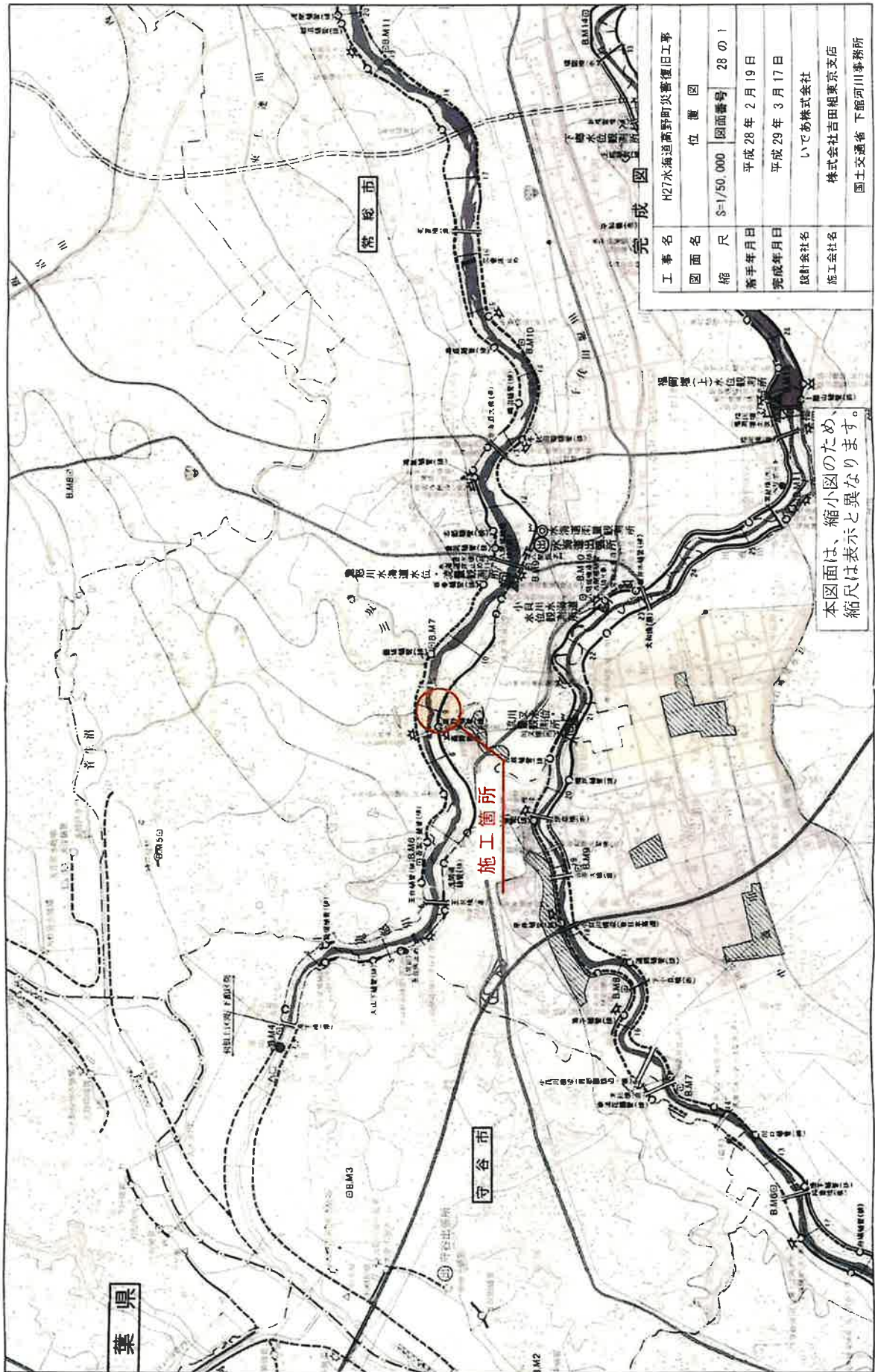
平面図 S=1:500



完成図

工事名	H27 山口県旧工業地帯		
図面名	平面図	図	
縮尺	1:500	図面番号	37 の 2
発注年月	平成 28 年 3 月 9 日	発注者	山口県
発注者	山口県	発注者	山口県
設計者	サンコーコンサルタント株式会社	設計者	サンコーコンサルタント株式会社
監理者	鹿嶋建設株式会社	監理者	鹿嶋建設株式会社
事務所	山口県下関市川口町		



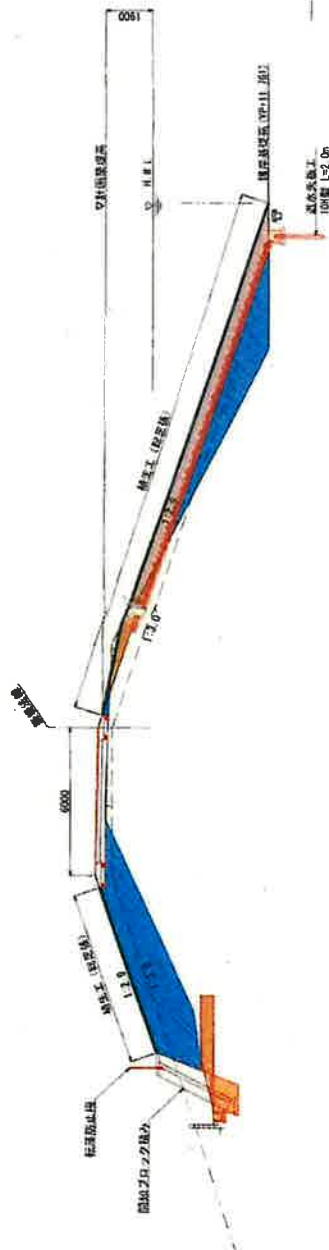


完成図

工事名	H27水海道高野町災害復旧工事
図面名	位置図
縮尺	S=1/50,000
縮尺	図面番号 28 の 1
縮尺	平成 28 年 2 月 19 日
縮尺	平成 29 年 3 月 17 日
縮尺	いであ株式会社
縮尺	株式会社吉田相模東京支店
縮尺	国土交通省 下館河川事務所

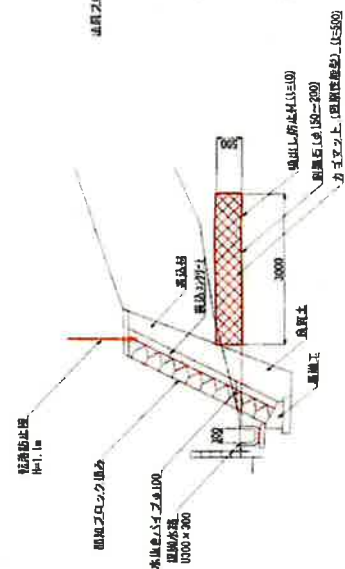
本図面は、縮小図のため、縮尺は表示と異なります。

標準断面図 S=1:100

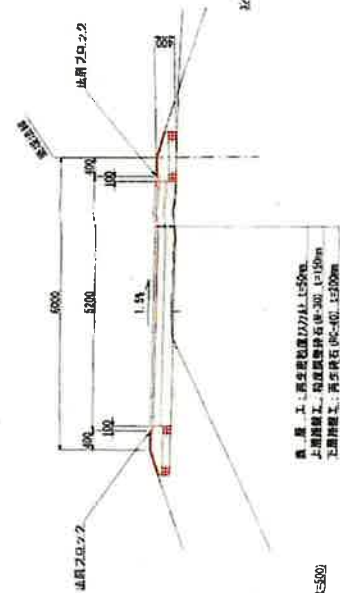


Y=10.00

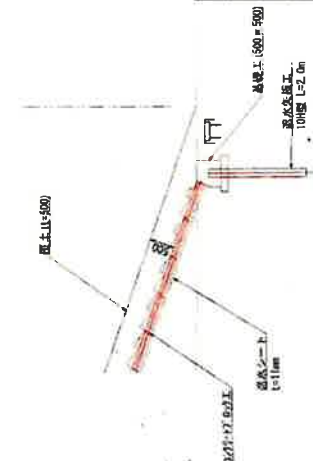
川基法尻詳細図 S=1:50



天端詳細図 S=1:50



川基法尻詳細図 S=1:50



凡例

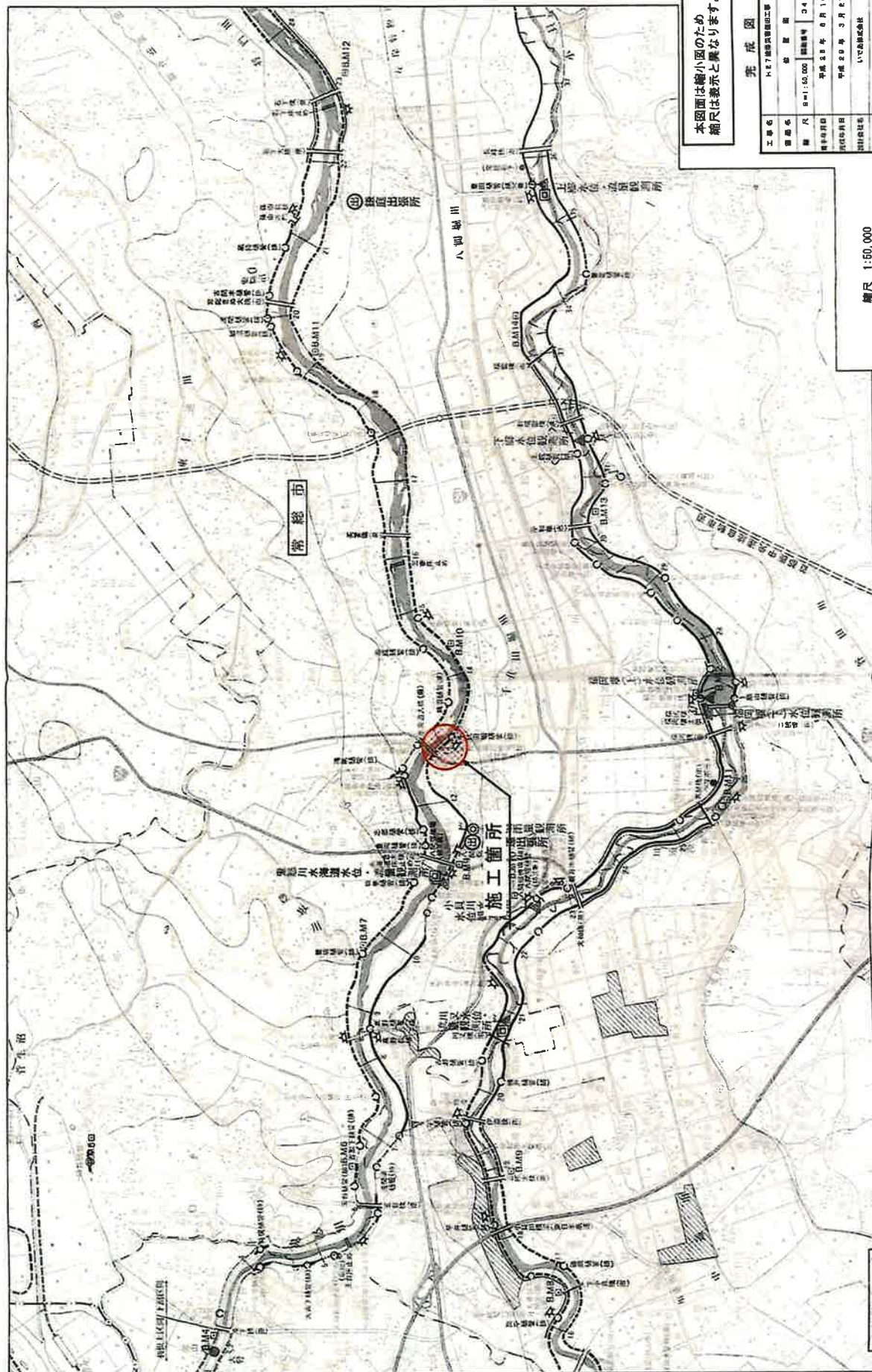
凡例	施工範囲 (平面図)
土	土
石	石
コンクリート	コンクリート
鉄筋コンクリート	鉄筋コンクリート
鋼筋コンクリート	鋼筋コンクリート
鋼筋コンクリート	鋼筋コンクリート
鋼筋コンクリート	鋼筋コンクリート

完成図

工事名	河川改修工事
図面名	河川改修工事
図尺	図面番号 28 の 5
着手年月日	平成 28 年 2 月 19 日
完成年月日	平成 29 年 3 月 17 日
設計者	いであ株式会社
施工者	株式会社吉田組東京支店
事務所	国土交通省 下関河川事務所

本図面は、縮小図のため、
図尺は表示と異なります。

位置図 5-1/50,000



本図面は縮小図のため縮尺は表示と異なります。

完 成 圖

工 事 名	H 27 船渠掘削工事		
御 意 考	参 照 図		
規 尺	縮 小	縮 小 率	3 4 の 1
開 工 日	平成 28 年 6 月 10 日		
完成予定日	平成 29 年 3 月 27 日		
設計担当者	いであ株式会社		
当工務所	参照図設計者		
承認者	参照図設計者		

縮尺 1:50,000



平面図 S=1:500
(下流工区)

奥野川

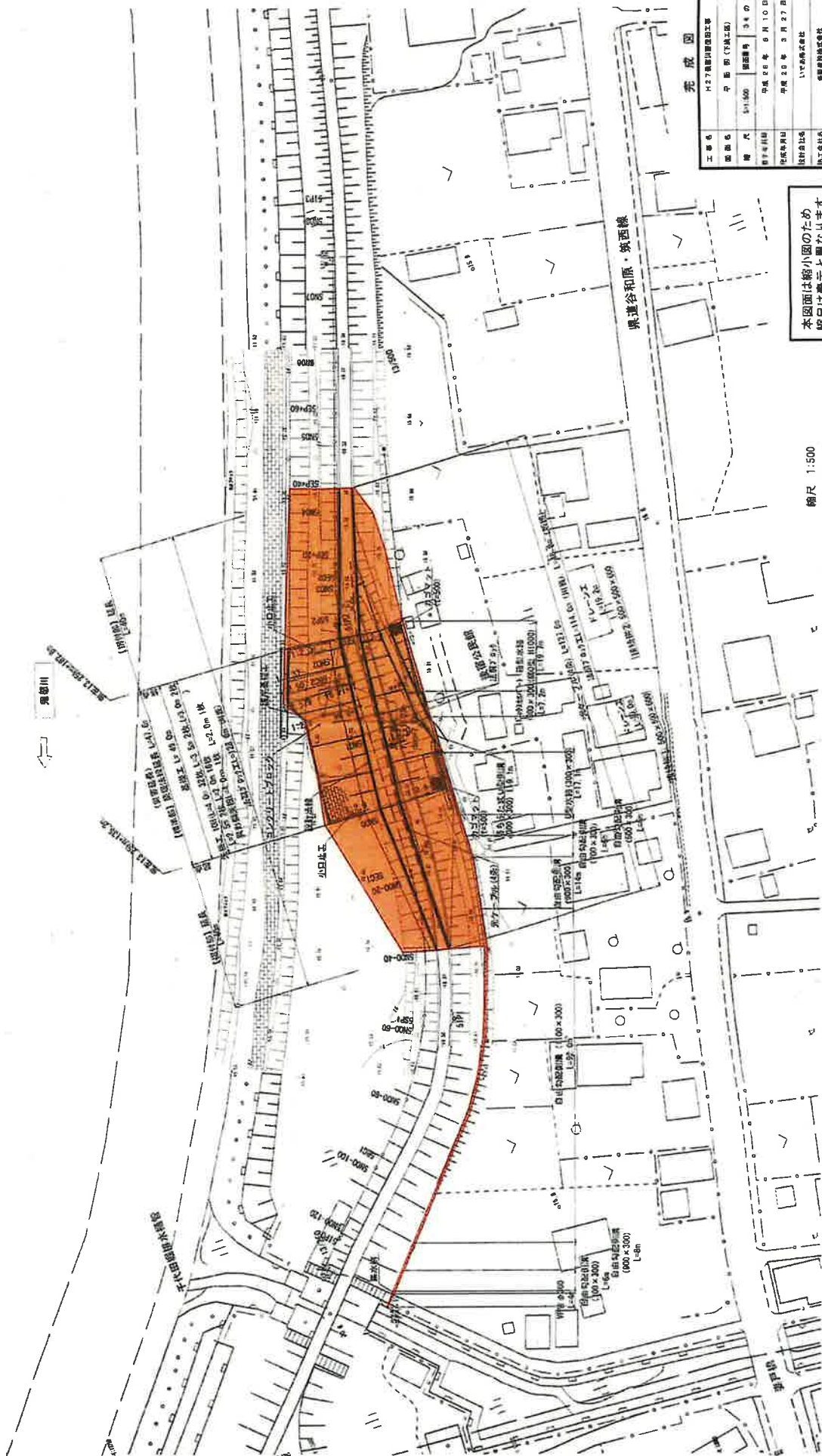
奥野川

完成図

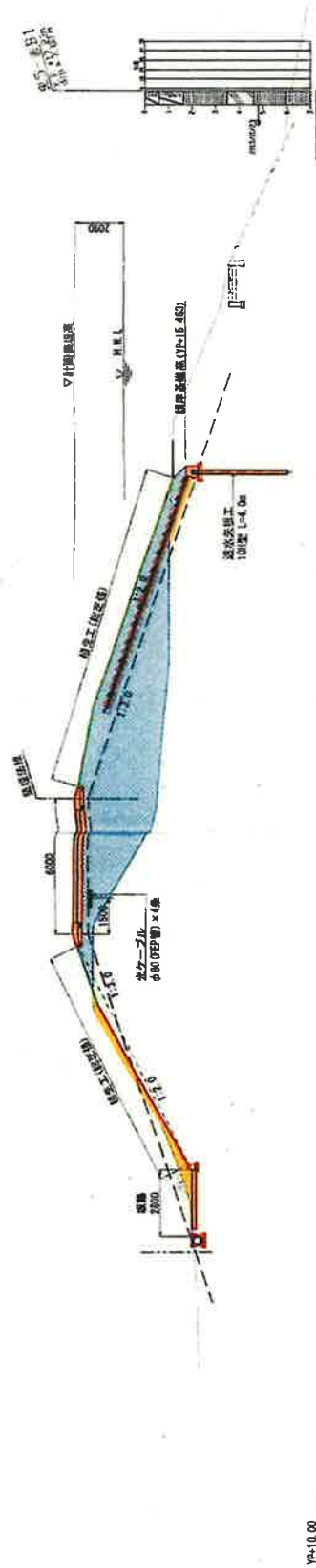
工事名	H27年度計画建設工事		
図面名	平面図(下流工区)	図面番号	3-02
縮尺	1:500	図面枚数	3枚の2
設計者	奥野川	作成日	平成28年 6月10日
校対者	奥野川	校対日	平成28年 5月27日
校対会社	奥野川	校対会社	奥野川株式会社
校対者	奥野川	校対者	奥野川株式会社

本図面は縮小図のため
縮尺は表示と異なる場合があります。

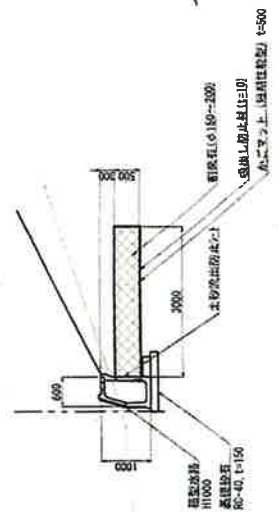
縮尺 1:500



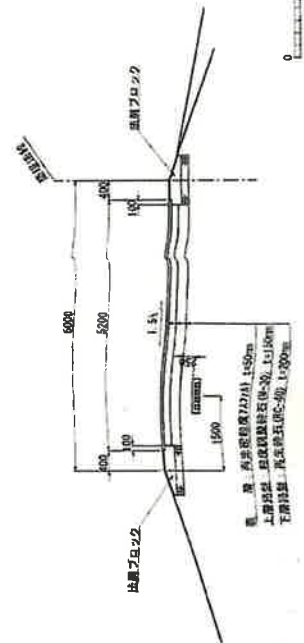
標準断面図
(下流2区)



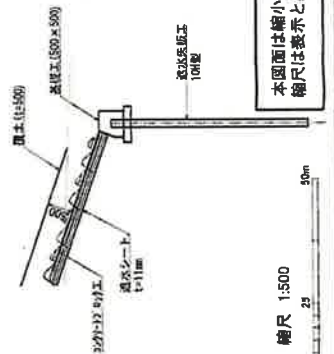
川裏法尻詳細図



天端詳細圖 $S=1:50$



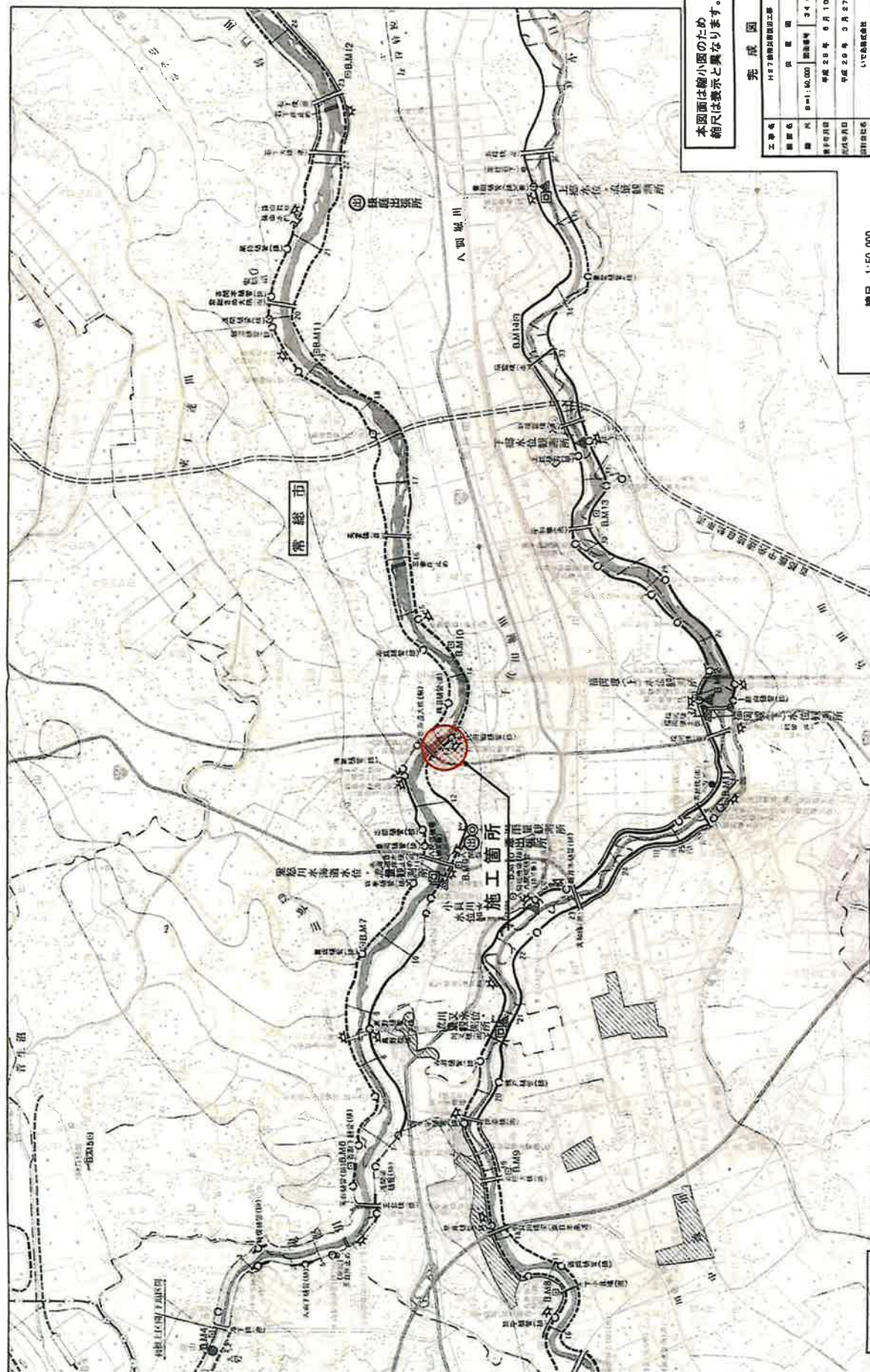
川表法尻詳細図 $S=1:50$



工 事 名	H27農林電気配線工工事
通 知 名	徳島県道路(下道区画)
規 尺	平面 34 断面 34 の 4
通 知 月 日	平成 28 年 6 月 10 日
完成月日	平成 30 年 3 月 27 日
図 社 名 義	いでん株式会社
工 業 社 名	多摩建設株式会社
事務所名	徳島地方事務所 下道区画部

本図面は縮小図のため
縮尺は表示と異なります。

位置図 201/40 000

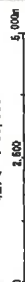


本図面は縮小図のため
縮尺は表示と異なります。

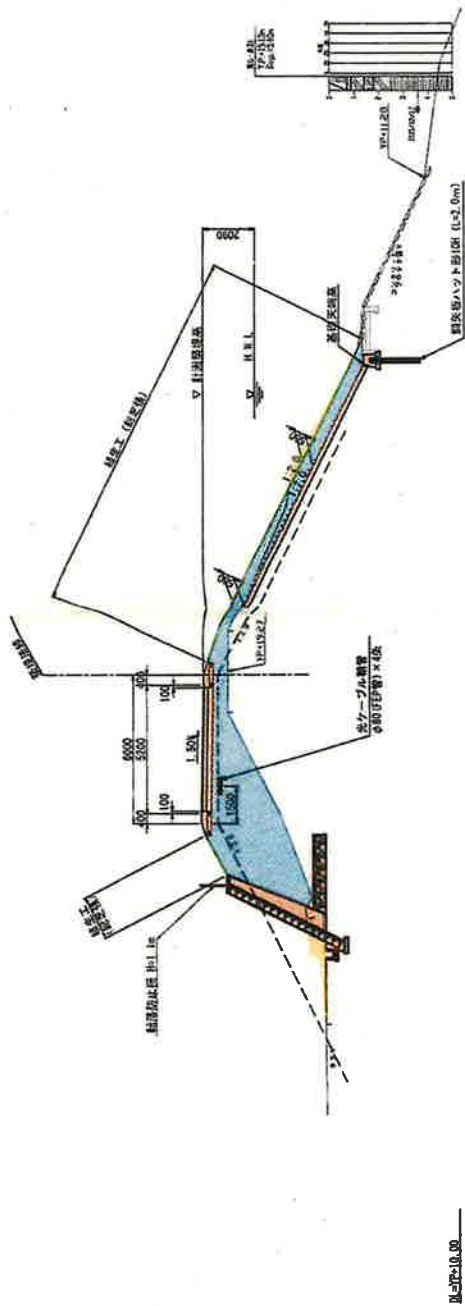
完成圖

工 事 名	H27 横浜駅前緑化工事		
期 間	供 電 期		
期 間	日 時	期 間	日 時
平成 28 年 6 月 10 日	08:00	平成 28 年 6 月 10 日	13:40
平成 29 年 3 月 27 日		平成 29 年 3 月 27 日	
いでの電気株式会社			
多摩建設株式会社			
株式会社エフエスエス			
株式会社エフエスエス			

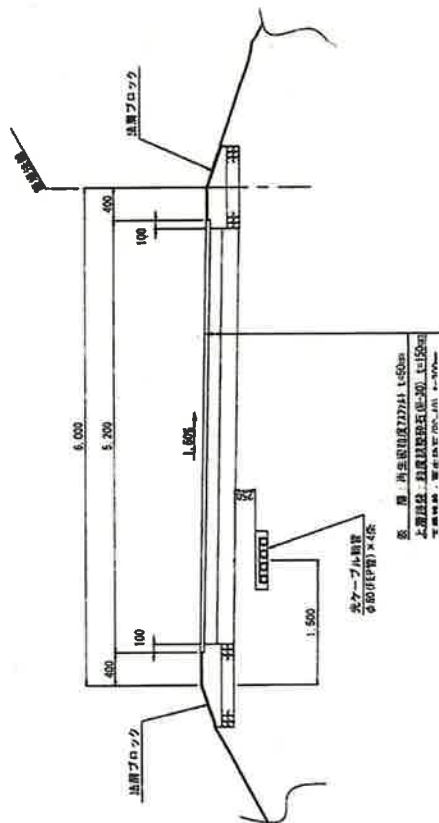
縮尺 1:50,000



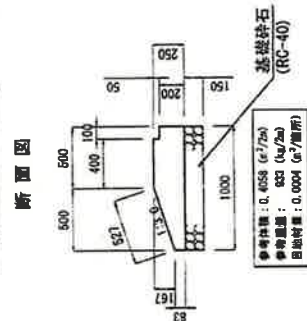
標準断面図 S=1:100
(上流区)



堤防天端詳細図 S=1:30



法肩ブロック詳細図 S=1:30



完成図

工事名	H27年度河川整備事業			
実施年度	令和5年度(上流区)	実施年度	令和5年度(下流区)	
図面番号	34の21	図面番号	34の22	
発注者	国土交通省 国土政策局	発注者	国土交通省 国土政策局	
発注者代表	国土交通省 国土政策局	発注者代表	国土交通省 国土政策局	
発注者代表者	国土交通省 国土政策局	発注者代表者	国土交通省 国土政策局	
発注者代表者	国土交通省 国土政策局	発注者代表者	国土交通省 国土政策局	

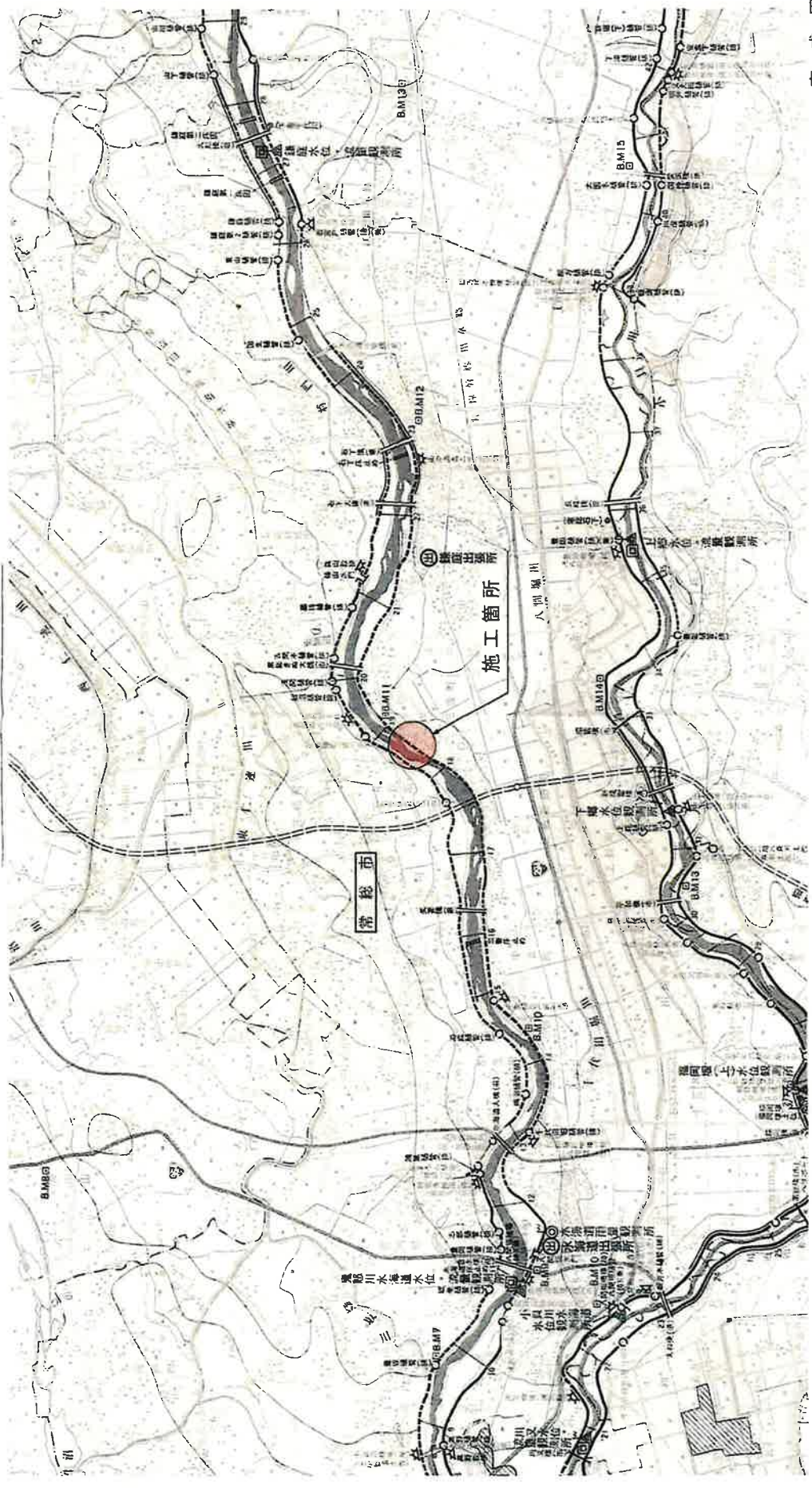
縮尺 1:30



本図面は縮小図のため
縮尺は表示と異なります。

7

位置図 S=1:50,000



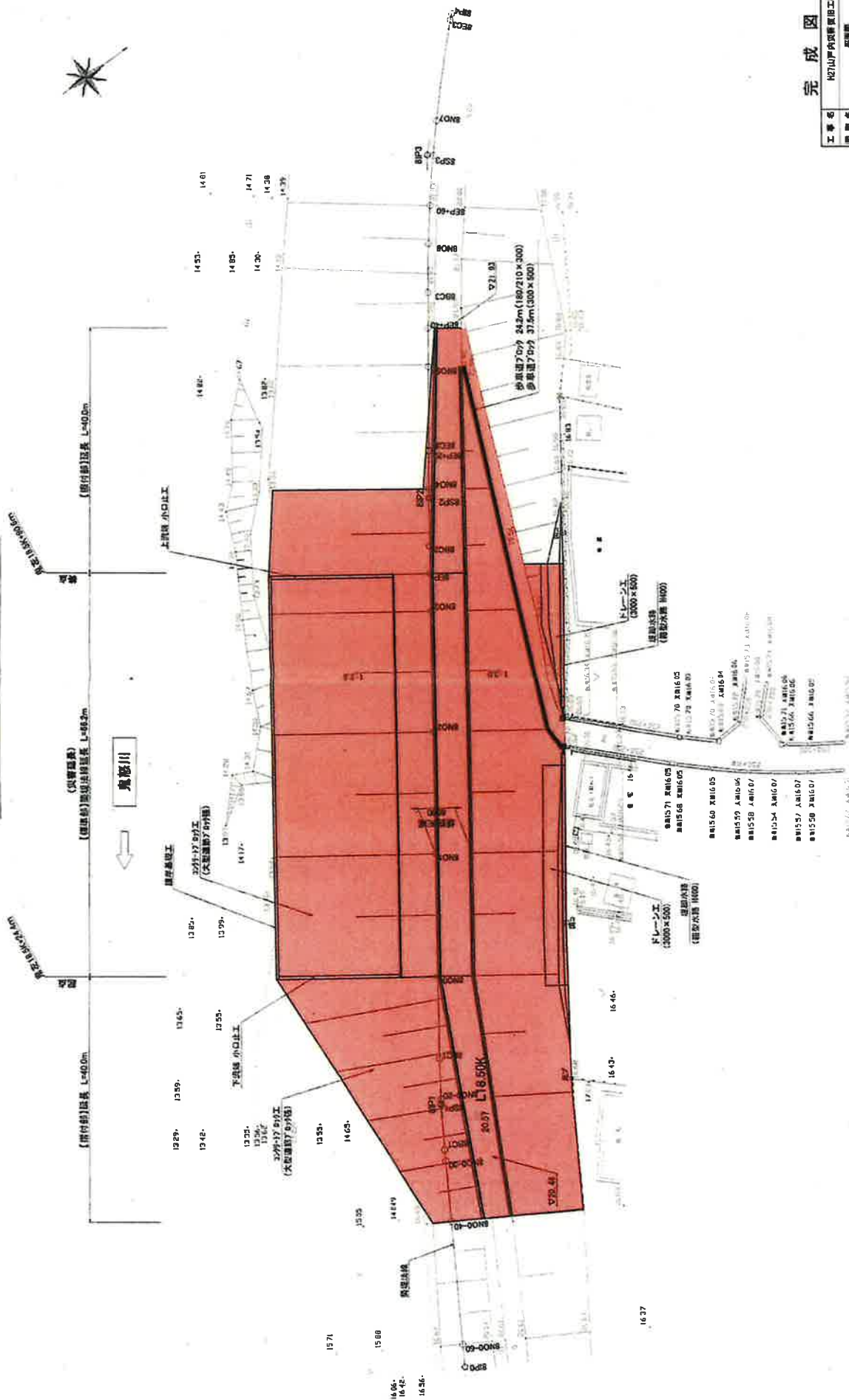
1:50,000



完成図

工事名	H27山内川改修工事				
図面名	位置図				
縮尺	1:50,000	図面番号	17の1		
作成日	平成28年3月23日	承認日	平成29年3月15日		
作成者	いであ 株式会社	承認者	田村洋平氏 株式会社		
図面番号	0010	設計者	国土交通省 下総河川事務所		

S=1:300



完成圖

工事名	H21山戸内環状新田工等		
図面名	平道図		
測 尺	1:300	図面番号	17 の 2
地籍調査年度	平成 28 年 3 月 23 日		
測量年度	平成 29 年 3 月 15 日		
測量会社名	いであ 株式会社		
測量士名	岡部 井雄雄 株式会社		
事務所名	国土交通省 下関河川事務所		

本書は、小児科のため
小児科医と小児科看護士

轴尺 1:300

標準断面図 $S=1:100$

堤防天端詳細圖
S=1:30

送層ブロック詳細図
S-1:30



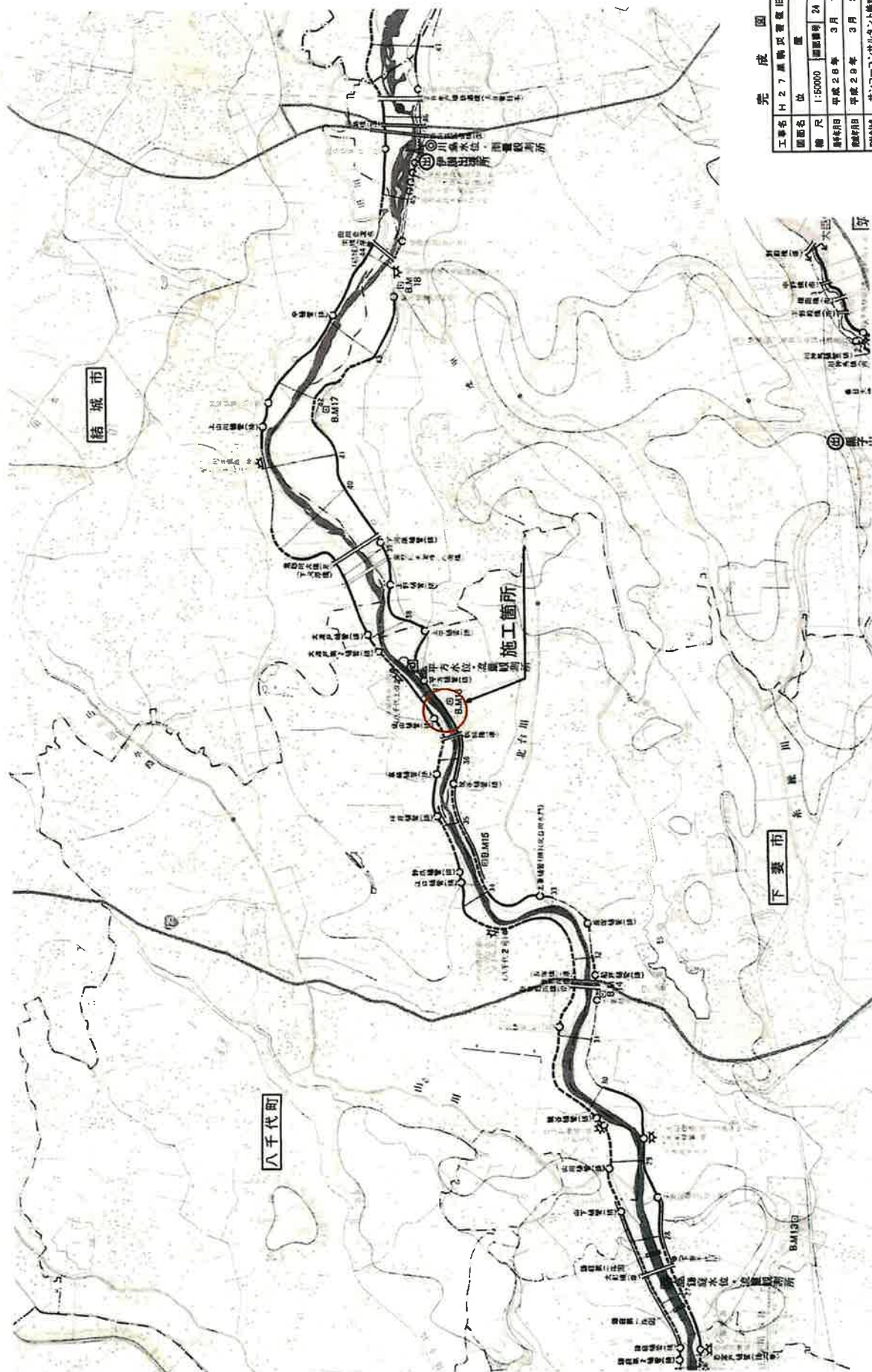
圖區圖



本園は、園児のため
園民は親戚と異なりす

圖
成
完

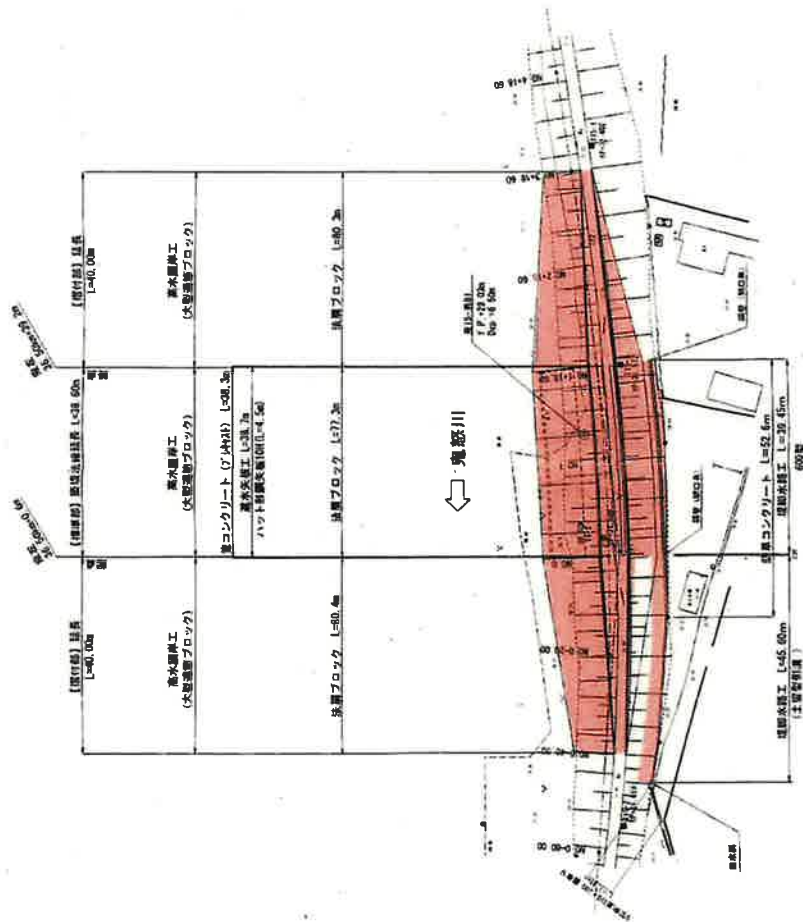
工事名	H27山内双葉線旧工事
契約名	橋梁補修
幅尺	1:30, 1:100
発注年月日	平成 28 年 3 月 23 日
発注場所	平成 29 年 3 月 16 日
設計会社	いであ 株式会社
施工会社	御坊井建設 株式会社
事務所名	国土交通省 下関河川事務所



完成図

工事名	H27 東武両毛線旧工事		
位置	位置	位置	位置
縮尺	1:50000	縮尺	24 の 1
設計日	平成 28 年 3 月 17 日	設計日	平成 28 年 3 月 17 日
設計者	サンコーコンサルタンツ株式会社	設計者	サンコーコンサルタンツ株式会社
監理者	株式会社 藤沢工務店	監理者	株式会社 藤沢工務店
承認者	国土交通省 下野河川事務所	承認者	国土交通省 下野河川事務所

平 面 図 S=1:500

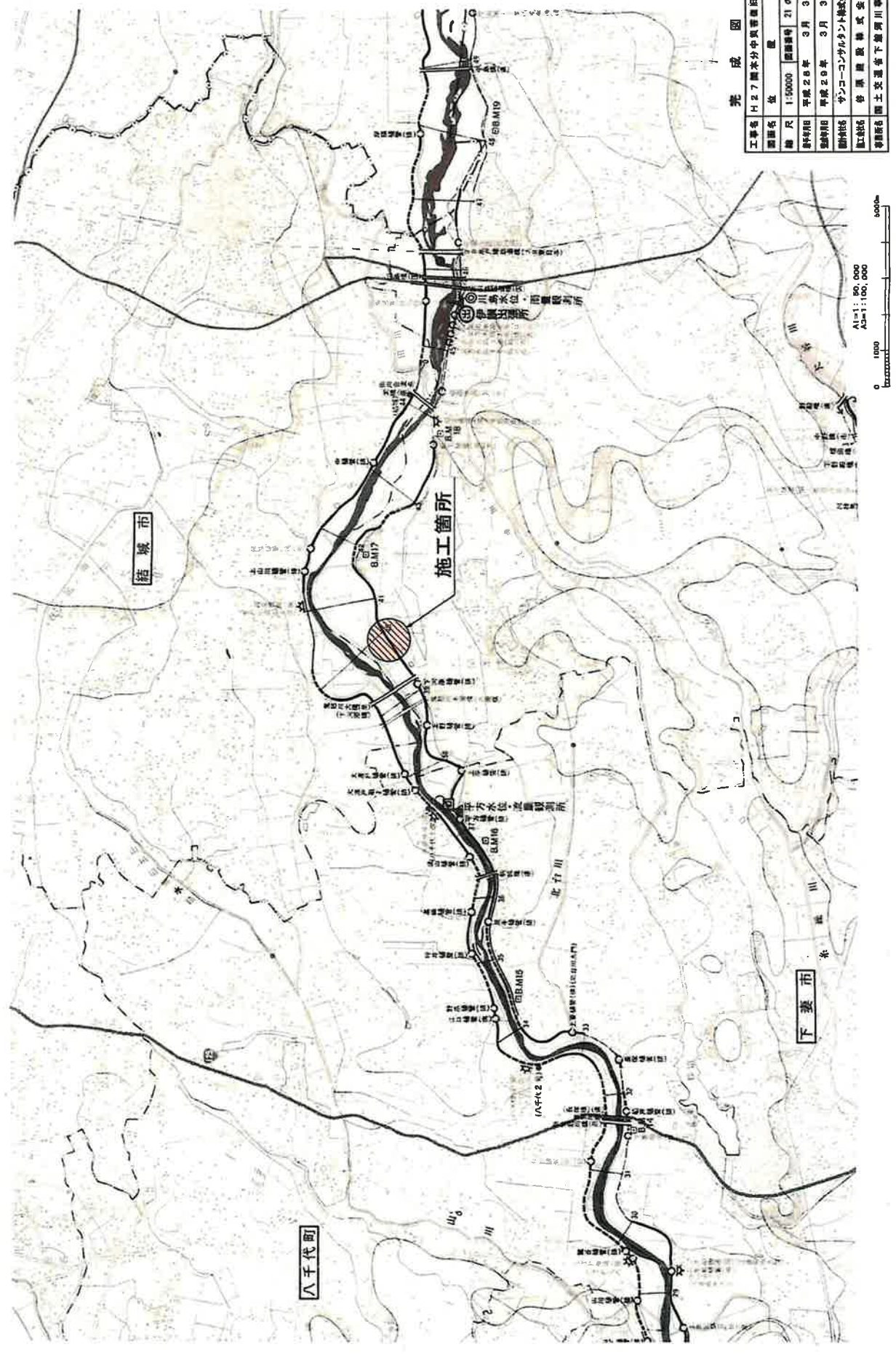


完 成 図

工事名	日 27 重 軽 式 橋 梁 工 事
図 面 名	平 面 図
縮 尺	1:500
製 図 日	平成 28 年 3 月 17 日
検 査 日	平成 28 年 3 月 24 日
施 工 日	サンコーコンクリート株式会社
監 理 日	株式会社 徳 沢 工 務 所
監 理 所 長	徳 沢 工 務 所 下 部 河 川 事 務 所

A3=1:500
A3=1:1000





完成図				
工事名	H27 国土交通 中野河川事務所			
図面名	位置	図	21 の 1	
縮尺	1:50000	図面番号	21 の 1	
設計者	平成 28 年	3 月	30 日	
監理者	平成 28 年	3 月	31 日	
設計者	サントラコーポレーション株式会社			
監理者	サントラコーポレーション株式会社			
監理者	国土交通 中野河川事務所			



圖 成 完

工事番号	9 27	関本分中引蓄池旧工事
図面名	平面図	図 2
縮尺	1:500	図面番号 21 の 2
起算年月日	平成 28 年 3 月 30 日	
完成年月日	平成 29 年 3 月 31 日	
設計者名	サンコ・コンサルタン・株式会社	
施工者名	岩瀬建設株式会社	
事務所名	国土交通省下関河川事務所	

A1=7: 500
A3=1: 1000



資料2

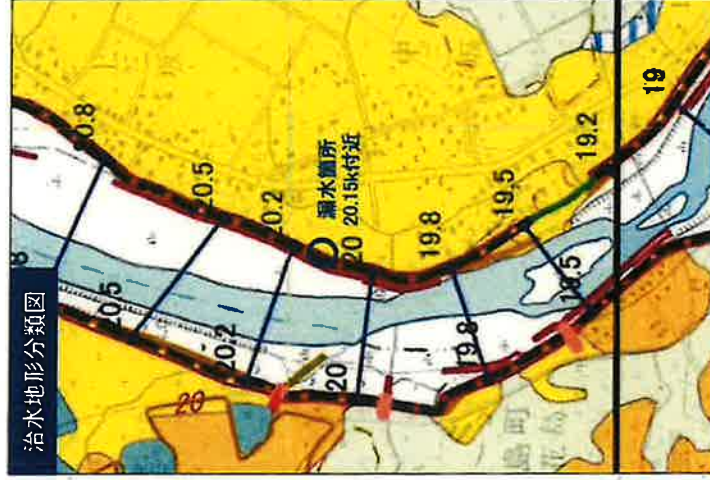
第4回 鬼怒川堤防調査委員会資料

堤防における漏水発生箇所の詳細調査報告

平成28年3月7日

国土交通省 関東地方整備局

- 左岸20.15k付近において、複数箇所で噴砂を伴う漏水が発生。
- 漏水箇所は、治水地形分類図の『氾濫平野 微高地』に分類される。

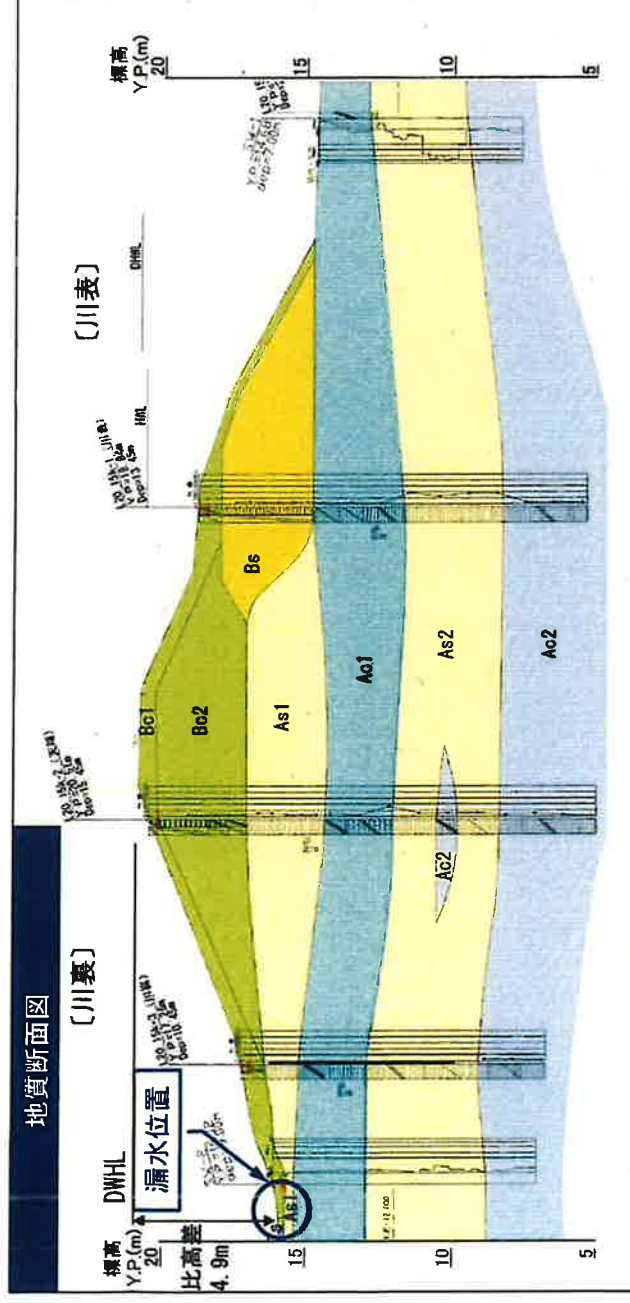


水分	中分	小分	細分	22号
山地				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				
丘陵				

1-2 大規模噴砂の発生箇所の詳細調査

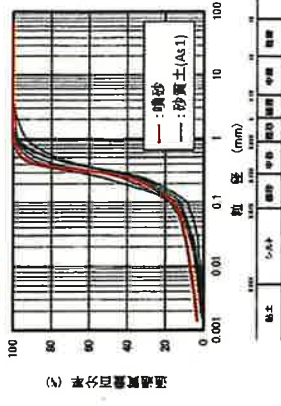
大規模噴砂箇所②(左岸20.15k付近)

- 堤体は砂質土(Bs)と粘性土(Bc1、Bc2)で構成されている。基礎地盤は粘性土(Ac1)が川表から川裏まで連続し、その上位に砂質土(As1)が分布し、川裏で周厚が薄くなる。
- 試験調査により、川裏法尻部の粘性土(Bc1)に噴砂口が確認され、下方に径10cm程度のサンドパイプが伸び、深度0.2m付近に空洞が存在する。
- 基礎地盤の砂質土(As1)が川裏法尻部の粘性土(Bc1)の弱部を通して噴出したと推測される。

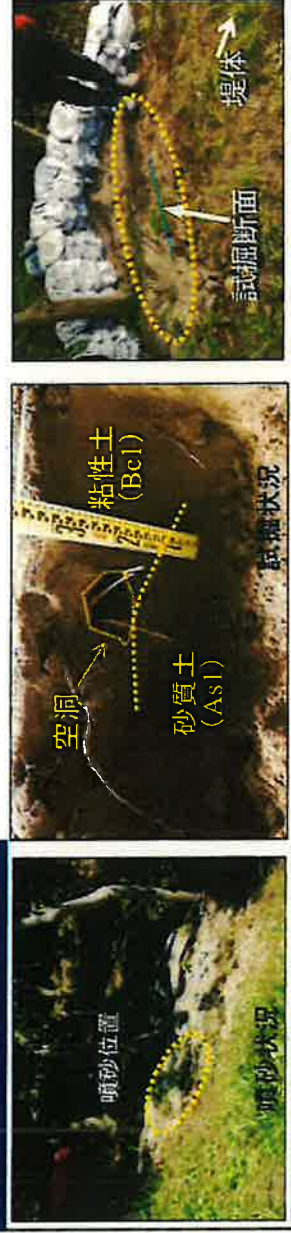


地質層序表

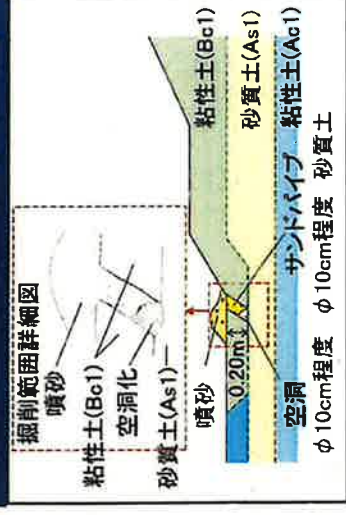
区分	記号	土質
堤体	Bo1	粘性土(礫混じりローム)
	Bo2	粘性土(ローム)
	Bs	砂質土(粘土混じり細砂)
	Bc1	粘土(シルト質細砂)
基礎地盤	As1	砂質土(細砂)
	As2	粘性土(砂質粘土～砂質シルト)
	Ac1	砂質土(細砂)
	Ac2	粘性土(シルト質粘土～砂質シルト)



噴砂箇所の試験調査結果



試験調査による噴砂発生状況模式図



大規模噴砂箇所③(左岸21.50k付近)

- 左岸21.50k付近において、噴砂を伴う漏水が発生。
- 漏水箇所は、治水地形分類図の『氾濫平野 微高地と旧河道』の境界に位置する。



治水地形分類圖 凡例

大分類	中分類	小分類	細分類	記号
住宅・ビル・工場・店舗	山地	普通・丘陵	普通(普通)	
			丘陵(丘陵)	
	普通・丘陵	普通		
		丘陵		
	普通・丘陵	普通		
		丘陵		
	普通・丘陵	普通		
		丘陵		
	普通・丘陵	普通		
		丘陵		
普通・丘陵	普通			
	丘陵			

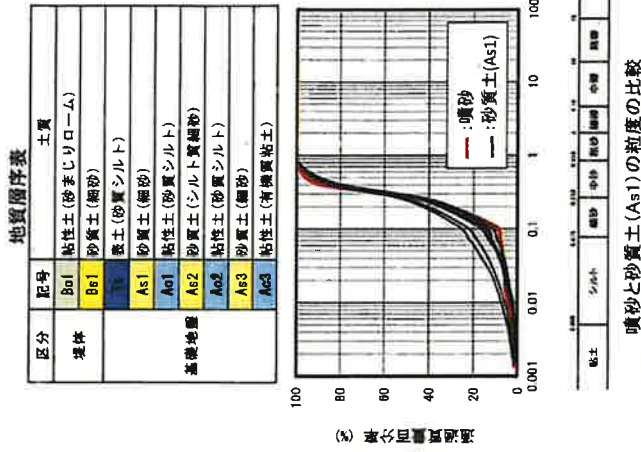
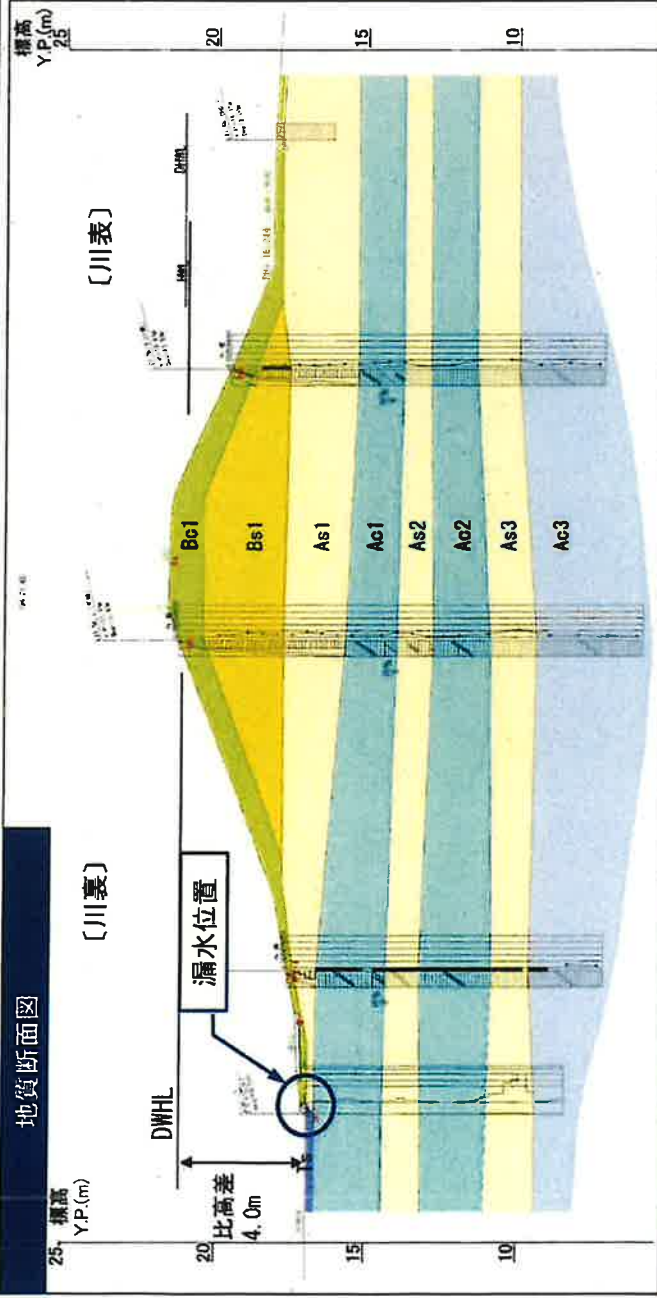


※今次出水に関する数値等は速報値であり、今後変更となることがある。

1-2 大規模噴砂の発生箇所の詳細調査

大規模噴砂箇所③ (左岸21.50k付近)

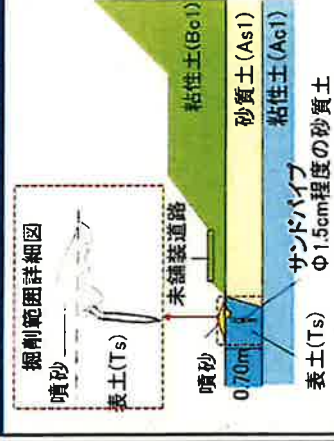
- 堤体は砂質土(Bs1)が粘性土(Bc1)に被覆されている。基礎地盤は砂質土(As1)が川表から川裏まで連続し、川裏法尻部で粘性土(Bc1、Ts)により閉塞されている。
- 試験調査により、川裏法尻部の表土(Ts)に噴砂口が確認され、噴砂口から下方に径1.5cmのサンドパイプが存在する。
- 基礎地盤の砂質土(As1)が川裏法尻部の表土(Ts)の弱部を通して噴出したと推測される。



噴砂箇所の試験調査結果



試験調査による噴砂発生状況模式図



※今次出水に関する数値等は速報値であり、今後変更とすることがある。

平成27年9月関東・東北豪雨における法面洗掘の状況

右岸28.2K



左岸26.4K



右岸16.25K



平成27年9月鬼怒川流域における洪水流・氾濫流の 一体解析に基づく水害リスク軽減策に関する研究

田端 幸輔¹・福岡 捷二²・吉井 拓也³

¹正会員 中央大学研究開発機構准教授 (〒112-8551 東京都文京区春日 1-13-27)

E-mail: k-tabata@tamacc.chuo-u.ac.jp

²フェロー 中央大学研究開発機構教授 (同上)

E-mail: sfuku@tamacc.chuo-u.ac.jp

³正会員 国土交通省関東地方整備局河川計画課長 (〒330-9724 埼玉県さいたま市中央区新都心 2-1)

E-mail: yoshii-t22aa@mlit.go.jp

水害リスク軽減に向けた危機管理対策を検討するためには、河川からの氾濫流量ハイドログラフを適切に見積もること、実際に生じた大規模氾濫の実測データに基づく氾濫水の挙動が氾濫計算によってどの程度再現可能であるのかを明らかにすることが求められる。本論文では、鬼怒川平成27年9月洪水を対象に、観測水面形情報に基づいた洪水流と氾濫流の一体解析により得られた溢水及び堤防決壊による氾濫流量ハイドログラフを用いて氾濫計算を実施し、痕跡調査結果、防犯カメラ映像から得られた浸水到達時間情報を基に氾濫計算の有効性を検証した。更に、決壊箇所付近の家屋被害、内水河川や道路盛土と氾濫流挙動の関係、安全避難のためのリードタイムを検討し、今後の水害リスク軽減策に必要な課題を提示した。

Key Words: Kinu River, 2015 flood, inundation, flood flow and inundation analysis, flood risk

1. 序論

鬼怒川平成27年9月洪水では、2535k左岸付近等の若宮戸地点と21.0k左岸三坂地点からの氾濫により、常総市が広範囲に亘って被害を受けた。今後、流域の水害リスクを軽減していくためには、今次水害での氾濫流量ハイドログラフを適切に見積もり、実際に生じた大規模氾濫の実測データを基本に、氾濫水の挙動を解析によってどの程度再現可能であるのかを調べ、採るべき危機管理対策等を明らかにすることが重要である。福岡ら¹⁾は、溢水や堤防決壊による影響が観測水面形情報に現れていると考え、鬼怒川平成27年9月洪水で観測された水面形の時間変化を再現する解析を行うことで、河道内貯留、溢水及び堤防決壊箇所の氾濫流量ハイドログラフが推定可能となることを示した。また、関東地方整備局は、氾濫被害を受けた常総市の家屋に残された痕跡水深の調査を広範囲に亘って行い、更に、常総市内の6箇所の民間事業所の協力を得て各店舗に設置されている防犯カメラ映像から、浸水開始時刻に関する情報を得ている。これらの大変貴重な現地観測データは、これまで困難であった氾濫解析手法の有効性の検証を可能とするものである。本論文では、鬼怒川洪水水面形の観測情報に基づいた洪水氾濫の一体解析により得られた溢水及び堤防決壊に

よる氾濫流量ハイドログラフを用いて氾濫流解析を行い、現地観測データに基づいて解析結果の妥当性を検証する。また、構築したモデルを用いて、家屋被害の評価、内水小河川及び主要幹線道路と氾濫水挙動との関係、避難に必要なリードタイム等について検討し、水害リスク軽減策に必要な課題を提示する。

2. 観測水面形情報に基づいた洪水流・氾濫流の一体解析による氾濫流量ハイドログラフの推定

著者ら²⁾は、鬼怒川46k地点より下流区間を対象に、観測水面形情報に基づいた洪水流と氾濫流の一体解析を行った。本文では、著者らの検討から得られた解析結果を用いて溢水、決壊に伴う氾濫量を見積もる。先の検討では、45.9k左岸付近の伊佐山地区は、溢水が生じた箇所ではあるが、図-1に示すように実際には堤内地側の地盤高が高くなっており、溢水した水は堤内地に流れ込まず河道へ戻っていた。著者らは先の検討時にこの事実に気付かず解析を行ったため、やや大きな氾濫流量(約4000万 m^3)が算出されていた。本論文では先の論文と同じ解析モデルを用い、図-1に示す赤破線部分も洪水流下断面として伊佐山付近の平面形、横断面形状を修正した。

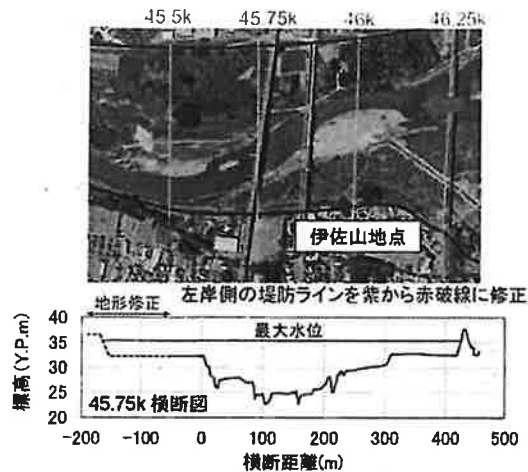


図-1 伊佐山地点の地形状況

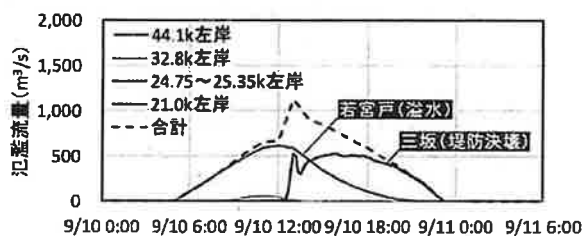


図-2 氾濫流量ハイドログラフ

46kより下流区間では、概ね1~8km間隔で計16地点において縦断的に水位が観測されている⁹⁾。ここでは、溢水及び決壊箇所付近も含めた46k下流区間の水面形時間変化の解析値が観測値を再現するように、洪水流及び氾濫流の再計算を行った。図-2に、鬼怒川左岸堤防からの溢水及び堤防決壊箇所からの氾濫流量ハイドログラフを示す。常総市街地の大規模浸水氾濫を引き起こした若宮戸と三坂地点における2つの氾濫流量の規模は最大で500m³/s以上に達した。第一波目は、9/10 6:00頃から始まった若宮戸地点からの溢水によるもので、第二波は9/10 12:50における三坂地点の堤防決壊によるものである。氾濫ボリュームは、若宮戸地点で1705万m³、三坂地点で1456万m³の合計3161万m³となる。なお、国土交通省の試算³⁾では約3400万m³、佐山ら⁹⁾による痕跡調査結果と空中写真による分析結果は約3800万m³、大槻ら⁴⁾が氾濫解析を行うために鎌庭観測所水位を決壊地点の痕跡水位に適合するよう引き伸ばして推算した結果は約4400万m³と試算されている。本検討は、堤防断面形状を取り込んで河道地形をモデル化し、河道内の溢水、堤防決壊による氾濫区間も含めて縦断的に多点で計測された水面形時間変化を再現するように、河道の洪水流と溢水・堤防決壊による流出流を一体的に解析したものである。これより得られた流出流量ハイドログラフは、算定手法から見て最も信頼性の高い解析結果であると考えられる。本論文では、この流出流量ハイドログラフを用いて氾濫計算を行った。

3. 常総市街地の氾濫流解析の再現性検証

(1) 鬼怒川の浸水氾濫に関する調査・研究

これまで、大槻ら⁴⁾、坂本ら⁹⁾によって鬼怒川平成27年9月洪水の浸水氾濫に関する調査研究が行われている。この内、浸水地点と時刻が特定可能であった主な情報を抽出し整理すると、氾濫水の挙動は概ね次のとおりである。まず、若宮戸地点から溢水氾濫した水が、東方向に広がり、水海道付近で鬼怒川に合流する八間堀川(図-3(a)参照)をはじめとした内水小河川群に流入した。しかし、小河川群の鬼怒川や小貝川に連結された樋門は閉じられていた。このため、八間堀川等を流下した水は行き場を失い、旧八間堀川等下流河川の水位を上昇させた。その結果、9/10 15:00頃に旧八間堀川周辺で小規模な氾濫を引き起こした。国土地理院によって空中写真が撮影された9/10 18:00頃には、氾濫水は県道123号線あたりまで到達していた。その後、三坂地点の堤防決壊による氾濫水が南下し、9/11の未明にかけて常総市役所付近で大規模な浸水が生じた。

大槻ら⁴⁾は、八間堀川に流入した氾濫水が高速で流下し、旧八間堀川から氾濫が生じたことに着目し、八間堀川を一次元不定流モデル、氾濫域を平面二次元モデルとし、両者を組み合わせた氾濫流解析モデルを構築している。これによって、旧八間堀川から先に氾濫したことを説明できること、八間堀川が氾濫水の挙動に大きな影響を及ぼしたことを示している。しかし、洪水氾濫の情報が少ない時の報告の重要性を重視したためか、鬼怒川本川の洪水と氾濫流とを一体的に捉えたものではなく、氾濫流量には鎌庭の観測水位から算出された概算値が用いられている。また、100m×50mと大きいサイズのメッシュが採用されており、道路網の存在や微地形、家屋群の配置等を取り込めず、これら周辺の流れを適切に表現することは困難であったと考えられる。

(2) 検討方法及び検討条件

本検討では、常総市街地を対象に八間堀川や道路網も含めた氾濫計算モデルを構築し、氾濫水の到達時間、浸水深等氾濫流の再現性を検証した。構築した氾濫解析モデルを図-3に示す。解析メッシュはデカルト座標系の直交構造格子で構築し、八間堀川や主要幹線道路、個々の家屋を概ね表現できるように計算メッシュサイズを5m×5mとした。計算メッシュの平均地盤高は、平成27年9月洪水氾濫の後の航空レーザー計測によって得られたDTM(Digital Terrain Model)データ(以下、LPデータ)を基に設定した。また、国土地理院が公表している家屋、水域、道路網のGISデータに基づいて土地利用区分を設定し、各メッシュにこれらの情報を与えた。なお、家屋、水域、道路以外の領域はすべて農地とした。氾濫流解析には平

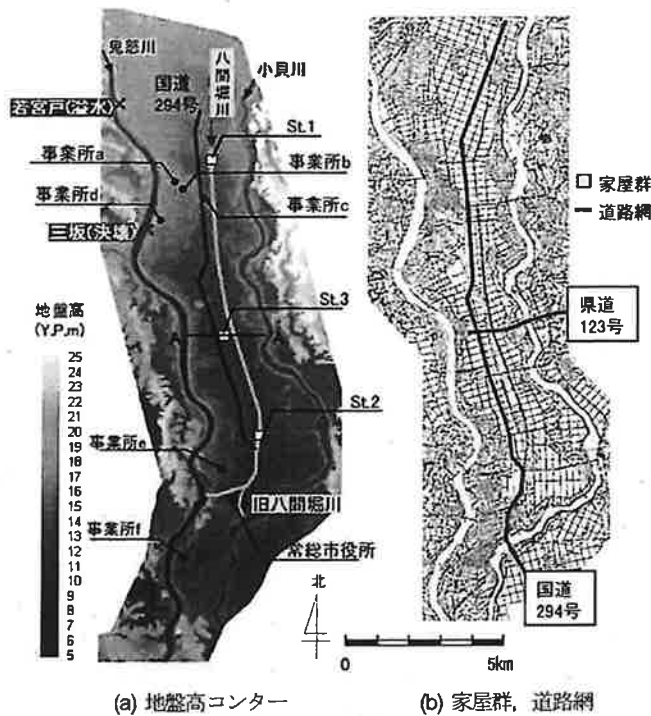


図3 構築した氾濫解析モデル

表-1 各Caseで設定した粗度係数

Case	農地	道路	水域	Dry時 (水深 ≤ 1 m)
1	0.040	0.030	0.025	—
2	0.070	0.025	0.020	—
3	0.070	0.025	0.020	0.100

面二次元解析手法を用いた。ただし、家屋の透過率は考慮せず、家屋メッシュは不透過条件として扱った。また、家屋流失を表現するため、佐藤らの研究⁹⁾を参考に家屋近傍の流速 v の二乗と水深 h の積で表される vh を指標とし、この値が25を超えると家屋が流失するものとして解析した。計算の安定化のため、最小水深 $h_0(=0.1\text{m})$ を考慮し、これより水深が小さい場合は運動量フラックスをゼロとした。

マンニングの粗度係数は、表-1に示す3つのCaseで設定し、後に示す浸水痕跡分布、防犯カメラ映像に基づいた浸水到達時間を概ね説明できる結果を採用するものとした。Case1では一般的な氾濫解析で用いられる値を与えた。また、Case2では農地に高めの粗度係数値を設定するとともに、福岡らの研究⁷⁾を参考に幹線道路における高流速の発生が氾濫流に影響を及ぼすことを踏まえて道路の粗度係数をやや小さめに設定した。また、今次水害では、若宮戸の溢水氾濫から約7時間後に三坂地点の堤防が決壊したこと、2地点から2つの氾濫流量ハイドログラフが常総市街地に流入した。そこで、Dry領域に流れ込む氾濫フロント部分には大きな抵抗が働き、一度Wet状態となった箇所では抵抗は軽減すると考え、Case3では粗度係数に関するDry/Wet判定水深 $h_0(=1.0\text{m})$

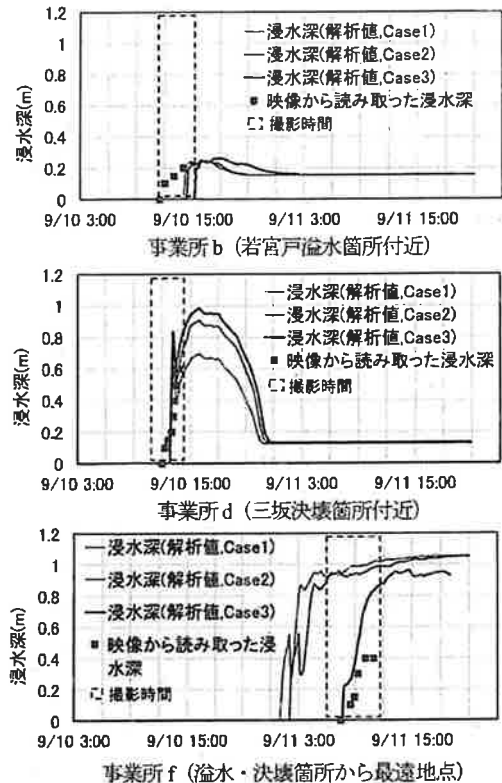
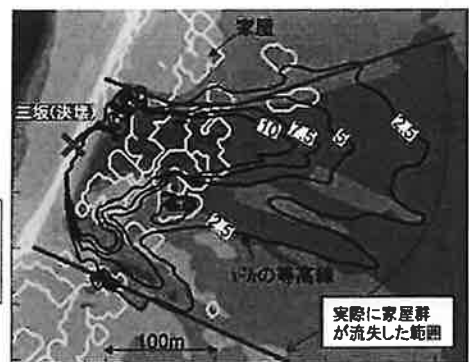
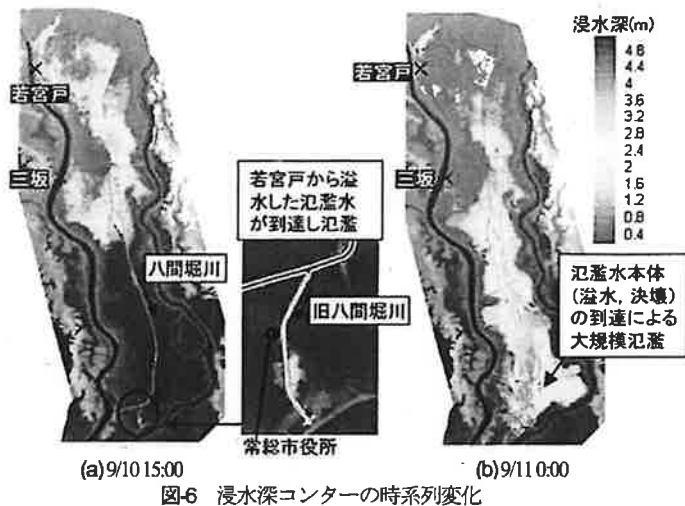


図4 カメラ映像から判断した浸水深と解析結果の比較



図5 痕跡水深と解析最大水深の差のコンター

を導入し、水深が h_0 以下の箇所では粗度係数を0.10、 h_0 以上または一度Wet判定となった箇所では土地利用毎に設定した粗度係数を与えた。決壊が生じた直後の9/10 13:00頃にポンプ排水機場の運転が停止し、9/10 22:30頃に再び排水機場の運転が開始された。ただし、総排水量は90万 m^3 程度²⁾と総氾濫量に比べて小さく、氾濫水挙動に大きな影響を及ぼさないものと考え、本検討ではポンプ排水量を考慮せずに解析を行った。



(3) 実測データに基づいた氾濫流計算の再現性検証

ここではa～fの地点のうち、若宮戸溢水箇所付近（事業所 b）、三坂決壊点付近（事業所 d）、決壊地点から最も離れた地点（事業所 f）に着目し、防犯カメラ映像から判断した浸水深と、解析結果の比較を行った。図4に事業所 b, d, fの浸水深の時間変化を示す。事業所 bは家屋群が密集したエリア内に位置しているため、浸水開始時刻を十分再現することが困難であったが、若宮戸からの氾濫水によって、実績浸水開始時刻付近で浸水が開始することが表現できた。事業所 dでは、実績と同様、堤防決壊直後に急激に浸水が開始することが確認できる。氾濫箇所から離れた事業所 fについては、一般的な粗度係数を与えた Case1 では、実績よりもかなり早めに浸水が開始している。粗度係数を調整した Case2 では Case1 よりもやや遅れて浸水が開始する様子が確認できるが、Dry/Wet状態の粗度を考慮した Case3 が最も観測データを説明できている。以上より、事業所 bのような市街地密集エリアでは、浸水到達時間が3時間程度遅れる結果となったが、その他の箇所では Case3 の考え方で粗度係数を調整することで、防犯カメラ映像から判断した浸水開始時刻を概ね1時間以内の誤差で捉えることが出来た。このことから、若宮戸及び三坂地点からの2波形の氾濫水の拉がりの特徴をある程度表現できたものと考え、以降は Case3 の結果に基づいて考察を行う。

図5に、痕跡水深調査結果と本解析で得られた最大浸水深コンターの比較を示す。本解析の最大浸水面積は約33km²、最大浸水深は約3.8mとなり、佐山ら³⁾の調査検討結果（最大浸水面積約40km²、最大浸水深3.8m）に対し浸水面積が小さめの値となった。また、浸水範囲の北端や常総市役所より南側のエリアでは痕跡水深よりも1m程度小さくなる箇所も見られたが、全体的には概ね0.3m以内の誤差で痕跡水深結果を説明している。

図6に、9/10 15:00と9/11 0:00時点の浸水深コンターを

示す。三坂決壊より前に、若宮戸からの氾濫水の一部が八間堀川に流入し、八間堀川を經由して旧八間堀川付近に先に到達しており、9/10 15:00頃（図6(a)）から常総市役所付近で小規模な浸水が生じる。このとき、三坂の堤防決壊による氾濫水が若宮戸から溢水した氾濫水と合わさる様子が確認できた。また、9/11 0:00（図6(b)）には、氾濫水本体が常総市役所付近に到達し、旧八間堀川で先に浸水が生じていた箇所ですべて再び大規模な浸水が生じる結果が得られた。これらの結果は、3.(1)で示した既往の調査結果⁴⁾と概ね合致する。以上の検討より、本解析が浸水開始時刻、浸水深及び範囲の実測データを概略説明できることが示された。

4. 水害リスク軽減策に向けた検討

(1) 三坂の堤防決壊箇所付近の家屋被害の評価

氾濫による水害リスク軽減策を考える上で、堤防決壊による家屋流出被害を予測することは重要である。一般に、佐藤らの研究⁶⁾を参考に v_h が閾値2.5を超えると家屋が流失するとして家屋流失の危険性が評価される。ここでは家屋流失被害が生じた三坂の堤防決壊箇所周辺において、 v_h を指標として用いることの妥当性を確認した。図7に堤防決壊箇所周辺における v_h の最大値の等高線と実際の家屋流失範囲を示す。図中の白色枠は家屋群、紫色線は実際の家屋流失範囲である。決壊箇所付近では、 v_h は10を超える大きな値をとるが、決壊箇所から離れるに連れて値が低減し、東に300m離れると2.5を下回っている。 v_h が2.5を超える領域は、実際に家屋が流失した範囲と概ね合致する結果が得られた。以上より、佐藤らの主張する $v_h=2.5$ を家屋流失判定の目安とすることは概ね妥当で、決壊箇所から約300m以内の範囲で特に家屋流失の危険性が高まることが示された。

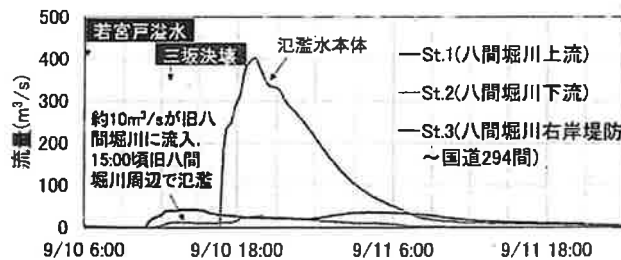


図-8 St.1～3における流量ハイドログラフ

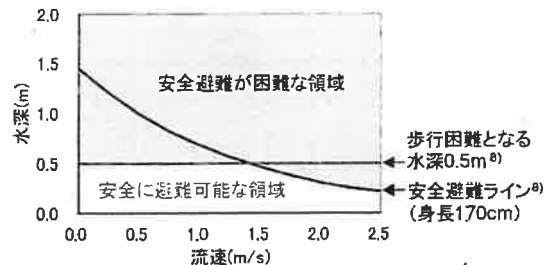
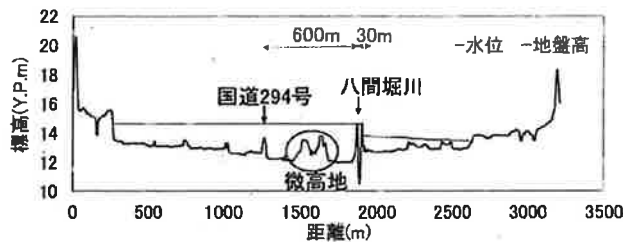
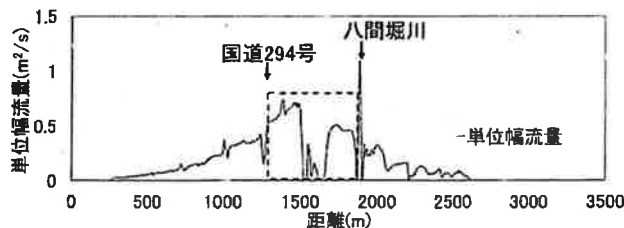


図-10 歩行避難困難となる水深、流速の組み合わせ



(a) 地盤高の分布



(b) 単位幅流量の分布

図-9 八間堀川、国道294号を含むA-A断面における地盤高と単位幅流量

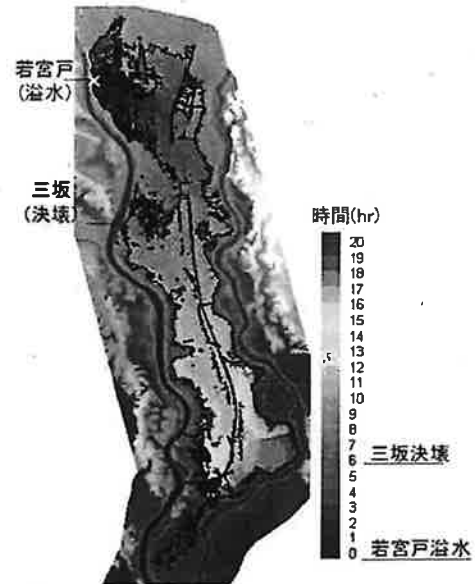


図-11 若宮戸の溢水開始から歩行避難困難となるまでの時間の空間分布

(2) 八間堀川、幹線道路が氾濫水の挙動に及ぼした影響

図-8.9 に本解析によって得られた八間堀川及び八間堀川右岸堤防と国道294号の道路盛土の間の流量ハイドログラフと、A-A断面(図-3(a))における地盤高と単位幅流量を示す。若宮戸の溢水によって氾濫した水は、八間堀川に9/10 10:00頃流入した。これにより、八間堀川の流量は短時間で50m³/s近くにまで急増している。流入した水は、越水を伴いながら八間堀川を流下したため、St2では流量ハイドログラフが大きく変形しているが、三坂決壊時点では既に10m³/s以上の水が流下し、このほとんどが旧八間堀川に流入したことで15:00頃に旧八間堀川周辺部の氾濫を引き起こした(図-6(a))。一方、常総市を南北方向に走り、八間堀川の西側を並走する国道294号は、道路盛土によって周囲の農地よりも13m程度比高が高いことから、八間堀川より早く道路上に氾濫水が伝わることはなかった。しかし、若宮戸の溢水と三坂の堤防決壊による氾濫水が合わさり八間堀川右岸堤防と国道294号との間に流れ込んだ大量の水は、これら二つの線構造物によって流下方向に規定され、南に向かって素早く流下した。単位幅流量としては八間堀川の方が大き

いが、線構造物によって幅600mで規定されており、流量としてはSt3で最大400m³/sにも及んでいたことが分かった。既往検討⁴⁾でも指摘されていたように八間堀川の水が旧八間堀川周辺の第一波の氾濫に影響を及ぼしたが、本検討により八間堀川右岸堤防と国道294号の道路盛土の間を氾濫水本体が大量に流れたことが、常総市役所付近の大規模な第二波の浸水の大きな原因であることが定量的に明らかとなった。

(3) 氾濫発生から歩行避難困難となるまでの時間

水害リスクには様々な指標を取ることが考えられるが、ここでは歩行避難の観点から検討を行う。これまでに、洪水氾濫時における浸水深/身長と流速を指標とした歩行避難困難領域図や、水深0.5m以上では歩行避難が困難となった事例が示されている⁹⁾。本検討では、これらの知見から歩行避難困難となる水深、流速の組み合わせ(身長170cmとした場合)を図-10のように設定した。そして、氾濫流解析結果から得られた浸水深、流速の時空間分布を用いて、若宮戸地点で溢水が生じてから歩行避難困難となるまでの時間を全てのメッシュで算出した。

図-11 に、若宮戸の溢水が生じた後に安全に歩行避難するために必要なリードタイムの空間分布を示す。若宮戸付近では溢水から5時間後、三坂付近では堤防決壊から3時間後には安全避難困難と評価される。また、八間堀川の東側(赤色の領域)ではリードタイムが約18時間であるのに対し、西側(黄色の領域)は13時間程度と、東側に比べ約5時間短い。これは、八間堀川の西側の領域では若宮戸の溢水と三坂の決壊による氾濫水が合わさったことで大量の水が素早く流下したためである。以上より、八間堀川西側では、最大浸水深は小さいがリードタイムは短く、避難活動が困難な状況にあったことが分かった。

今後は、様々な破堤箇所を想定し、決壊箇所付近での家屋被害や、内水河川・幹線道路網が氾濫流下特性、氾濫被害規模に及ぼす影響を分析することが必要である。これを基に避難計画あめを含めた危機管理ソフト対策を考え、常総市のハザードマップをより実のあるものにしていくことが課題となる。このためには洪水外力、堤防の土質・構造を考慮して堤防脆弱性指標⁹⁾等を用いて堤防破壊危険性を推定し、水害リスク軽減策の信頼性を高めていくことが重要である。

5. 結論

鬼怒川平成27年9月洪水を対象とし、観測水面形の時間変化に基づいた洪水流と氾濫流の一体解析によって算出された若宮戸と三坂地点からの氾濫流量ハイドログラフを用いて氾濫流解析を実施した。これにより、痕跡水深や防犯カメラ映像から得られた浸水深時間変化の特徴を概略説明できることを示した。

一般的に用いられる流速の二乗と水深の積で表される指標 Vh によって三坂決壊箇所周辺部の家屋流失範囲を概ね説明でき、決壊箇所から300m以内の範囲で特に被害危険性が高まることを示した。また、八間堀川が旧八間堀川周辺の第一波の氾濫に影響を及ぼしたことに加えて、八間堀川右岸堤防と国道294号の道路盛土の間を氾

濫水本体が大量に流れたことが、常総市役所付近の大規模な第二波の浸水の大きな原因であることを定量的に明らかにした。更に、安全歩行避難のためのリードタイムの空間分布を算出し、若宮戸付近では溢水から5時間後、三坂付近では堤防決壊から3時間後には安全避難が困難であったこと、八間堀川の東側と西側においてリードタイムに5時間程度の差があったことを定量的に示した。

謝辞：本研究は、国土交通省河川砂防技術研究開発制度(流域計画・流域管理課題分野)の助成を受けた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 福岡捷二, 田端幸輔, 出口桂輔: 平成27年9月洪水における鬼怒川下流区間の流下能力, 河道貯留及び河道安定性の検討, 河川技術論文集, 第22巻, pp.373-378, 2016.
- 2) 国土交通省関東地方整備局: 『平成27年9月関東・東北豪雨』の鬼怒川における洪水被害等について, 資料1, 2015.
- 3) 佐山敏洋, 大槻順朗, 永野博之, 二瓶泰雄: 浸水深の空間分布, 2015年関東・東北豪雨災害土木学会・地盤工学会合同調査団: 平成27年9月関東・東北豪雨関東地方災害調査報告書, pp.59-62, 2016.
- 4) 大槻順朗, 二瓶泰雄, MACNishimie: 2015年関東・東北豪雨における鬼怒川氾濫による常総市の洪水氾濫状況, 河川技術論文集, 第22巻, pp.315-320, 2016.
- 5) 坂本貴啓, 佐藤裕和, 白川直樹: 2015年鬼怒川水害における被災地初動応答の調査・分析, 自然災害科学, 36-1, pp.51-72, 2017.
- 6) 佐藤 智, 今村文彦, 首藤伸夫: 洪水氾濫の数値計算および家屋被害について, 第33回水理講演会論文集, pp.331-336, 1989.
- 7) 福岡捷二, 川嶋幹雄, 松永宜夫, 前内永敏: 密集市街地の氾濫流に関する研究, 土木学会論文集, No.491/I-27, pp.51-60, 1994.
- 8) 国土交通省: 地下空間における浸水対策ガイドライン同解説<技術資料>, 2002.
- 9) 田端幸輔, 福岡捷二, 内堀寿美男, 上村勇太: 堤防脆弱性指標に基づいた堤防破壊危険性評価に関する研究—鬼怒川中下流部平成27年9月大洪水を例として—, 河川技術論文集, 第23巻, pp.387-392, 2017.

(2017.9.29 受付)

ON FLOOD RISK REDUCTION BY INTEGRATING ANALYSIS OF FLOOD FLOW AND INUNDATION IN THE KINU RIVER DURING 2015 LARGE FLOOD

Kosuke TABATA, Shoji FUKUOKA and Takuya YOSHII

It is important to estimate inundation discharges due to overtopping and levee failure and clarify how flood flow simulation method can elucidate flood flows based on observed data. In this paper, integrating analysis model of flood flow and inundation using observed water surface profiles is developed in the Kinu River during 2015 flood. It is clarified that the model can explain the observed flood marks and the time when the inundation flow reached. Also, evaluation of the collapsed buildings around the levee failure point, characteristics of the inundation flows and the lead time for safety evacuation are investigated using by the developed model. Furthermore, major issues of the flood risk reduction are discussed.

平成27年9月関東・東北豪雨による 関東地方災害調査報告書



2016年3月

2015年関東・東北豪雨災害 土木学会・地盤工学会

合同調査団関東グループ

目 次

第1章 今次豪雨災害の概要

1.1 被害の概要 [清水義彦・二瓶泰雄]	1
1.2 調査団の構成 [二瓶泰雄]	7

第2章 気象・降雨特性

2.1 降水の時空間分布とメカニズム [山田朋人]	9
2.2 今回鬼怒川洪水をもたらした豪雨の統計解析 [芳村圭]	18
2.3 降雨の時空間分布と確率年について [山田正]	21

第3章 鬼怒川における洪水被害

3.1 降雨流出特性	30
3.1.1 降雨流出解析 [山田正]	30
3.1.2 上流域の流出特性と分布型降雨流出解析 [佐山敬洋]	39
3.2 河道流況特性	45
3.2.1 鬼怒川の河道貯留効果に関する検討 [池田裕一・飯村耕介]	45
3.2.2 1次元不定流計算による水位の再現について [清水義彦]	47
3.2.3 破堤と溢水が河道内の水位に与えた影響の推定 [安田浩保]	49
3.3 洪水氾濫特性	53
3.3.1 浸水深観測結果 [大槻順朗・二瓶泰雄・永野博之 ・田中昌宏・富田邦裕・佐山敬洋]	53
3.3.2 浸水深の空間分布 [佐山敬洋・大槻順朗・永野博之・二瓶泰雄]	59
3.3.3 家屋被害 [永野博之・大槻順朗・二瓶泰雄]	63
3.3.4 洪水氾濫挙動への八間堀川の影響 [大槻順朗・二瓶泰雄]	65
3.3.5 洪水氾濫解析 [永野博之・大槻順朗・石田義明・二瓶泰雄]	70

第4章 鬼怒川の堤防被災状況

4.1 被災状況の全体像 [二瓶泰雄]	75
4.2 堤防被災と地形・地質・地盤沈下との関係 [村上哲]	81
4.3 決壊・溢水状況 [二瓶泰雄・大槻順朗]	85
4.4 漏水地点 [岡村未対・坂本淳一・新清晃]	92
4.5 決壊地点の落堀形成状況 [田中規夫・八木澤順治]	97

第5章 鬼怒川以外の河川における豪雨災害

5.1 茨城県の河川被害 [田中規夫・八木澤順治・村上哲]	100
5.2 栃木県の河川被害	105
(1) 概況 [池田裕一・飯村耕介]	105

3.2.2 1次元不定流計算による水位の再現について

ここでは、破堤点 21k を含む上流側・平方水位観測所 (37.27k) 近傍の 37.25k から、下流側・水海道水位観測所 (10.95k) 近傍の 10.75k までを計算区間として 1 次元不定流計算を行い、河道水位や水位ハイドログラフを推定する。なお、簡単のため以下では 37.25k 地点を平方、10.75k 地点を水海道と呼ぶことにする。計算では、H23 定期横断測量を用い、上流端・平方では過去の痕跡水位を参考にした水位・流量曲線から、平方での観測水位ハイドログラフを与えて流量ハイドログラフを推測し^{注1)}、下流端・水海道では観測水位ハイドログラフを与えた。計算区間において 1 つの粗度係数で、東京理科大学のグループが調査した痕跡水位の傾向を捉えるようにして決めると、マニング粗度係数 $n=0.03[m^{1/3}]$ となった。図 3.2.2-1 に痕跡水位、計算水位、HWL の比較を示す。11k から 22k 程度の水位の再現性、33k から上流の水位増加傾向の再現性を捉えているが、27k から 32k までの HWL を下回る傾向は再現されていない。しかしながら、粗度係数一定のもとでの計算水位の流下方向変化は横断面特性によるものを反映していると言える（例えば、19k 付近は川幅が狭く、その影響が上下流に現れている）。

次に、計算区間内で唯一の観測水位のある鎌庭での観測水位ハイドログラフと 27.25k での計算水位ハイドログラフを比較した（図 3.2.2-2）。これより両者の対応は良好である。

計算から各地点の水位ハイドログラフが求まるため、次に、氾濫流量を大まかに見積もる。簡単のため、15 時までの破堤幅を 80m、15 時以降を 200m とし^{注2)}、9 月 10 日 13 時に破堤開始、水位が左岸堤内地盤高 YP.17.5m となった時点で氾濫が終了とした（計算からは 9 月 11 日午前 2 時頃）。図 3.2.2-3 に示す計算水位ハイドログラフから越流水深を求め本間の式（完全越流）に適用して氾濫流量を算出すると、21k 左岸破堤地点の氾濫流量は約 2945 万 m^3 と推定された。同様に、25.35k 左岸の越水流量を計算ハイドログラフから見積もると^{注3)}、越水開始高さを YP.21.3m、越流幅 200m とし³⁾、約 640 万 m^3 となり、氾濫流量は合計約 3600 万 m^3 程度と推測した。これらの推測値についての妥当性、精査については今後の検討課題である。

注 1 国土交通省関東地方整備局「平成 27 年 9 月関東・東北豪雨」の鬼怒川における洪水被害等について(H27.10.29), p.7 によれば、平方のピーク流量の観測値 4200 m^3/s であるが、ここでの見積もりは約 5000 m^3/s となった。本来なら観測値に合わせた計算を行うべきであるが、水位の再現とい

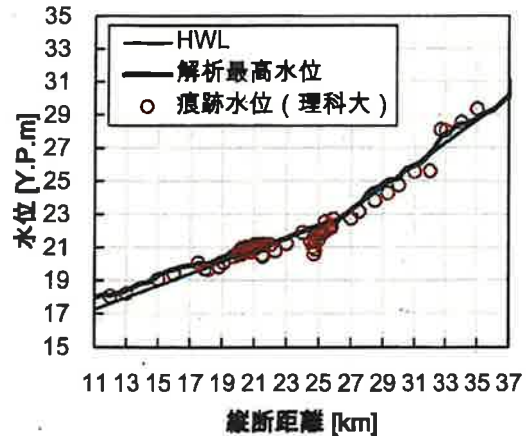


図 3.2.2-1 水位の流下方向変化 (HWL、計算水位、痕跡水位の比較)

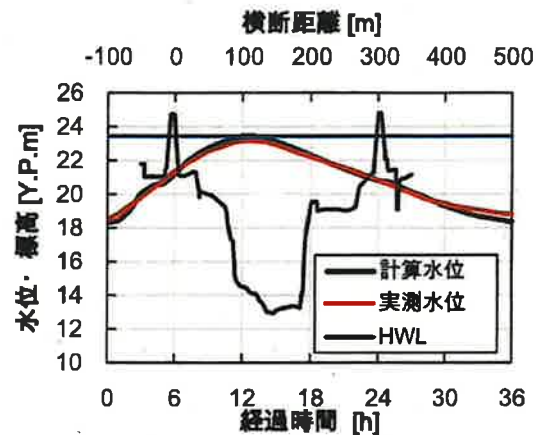


図 3.2.2-2 27.25k (鎌庭水位観測所近傍) での実測と計算ハイドログラフの対応

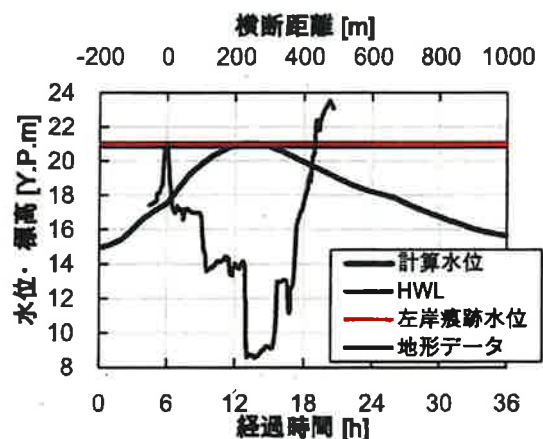


図 3.2.2-3 21k 破堤点での計算水位ハイドログラフ (実測は鎌庭水位観測所の値を用いた)

う目的から粗度係数に含めることにした。

注2 国土交通省関東地方整備局・第1回鬼怒川堤防調査委員会(9/28)資料 p.16に掲載された写真から²⁾、9/10、14時46分までの破堤幅は80mと推測した。

注3 25.35k溢水を見積もる断面は25.25kとした。

図3.2.2-4は各地点の1時間あたりの水位上昇速度について、21k破堤時刻の約6時間前から求めた(計算における鎌庭は27.25k地点である)。これによると、21k破堤の水位上昇速度はやや大きく、逆に鎌庭では周辺の地点に比べやや小さくなっている。これについては、水位ハイドログラフの縦断変化を今後、検討したいと考えている。

以上、本節では、破堤点21kを含む上流側・平方水位観測所(37.27k)近傍の37.25kから、下流側・水海道水位観測所(10.95k)近傍の10.75kまでを計算区間として、今次出水の水位特性を1次元不定流計算で算出した。水位の再現を目的とした、かなり粗い計算ではあるが、氾濫流量を大まかに見積もり、おおよその氾濫外力の評価にもつながると考えている。

参考文献

- 1) 国土交通省関東地方整備局、「平成27年9月関東・東北豪雨」の鬼怒川における洪水被害等について(H27.10.29), p.7, 2015.
- 2) 国土交通省関東地方整備局, 第1回鬼怒川堤防調査委員会(9/28)資料, p.16, 2015.
- 3) 国土交通省関東地方整備局, 「平成27年9月関東・東北豪雨」に係る鬼怒川の洪水被害及び復旧状況等について, p.17, 2015.

(清水 義彦)

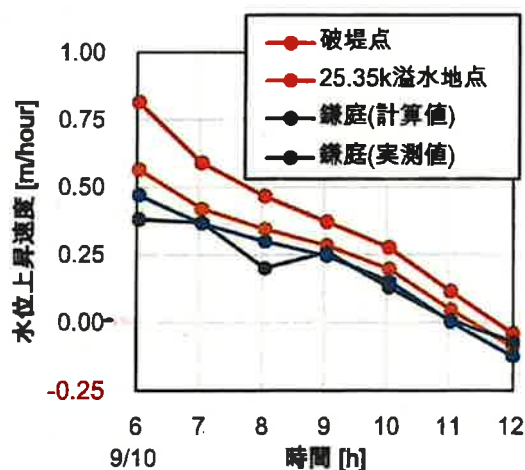


図3.2.2-4 各地点の1時間あたりの水位上昇速度

3.2.3 破堤と溢水が河道内の水位に与えた影響の推定

本項では、河道外への氾濫によって河道内の水位がどのように変化したかについて水理解析に基づいて調べた。ここで実施した水理解析は、一般断面を考慮した1次元不定流の数値解析で、以下の4つの条件での計算を行った。Case 1は各断面での堤防高さを計算水位が超えても越水・溢水を無視して河道内の水位が上昇を続ける条件、Case 2は、21k左岸と25.35k、24.75k左岸をはじめとして、計算水位が堤防高を超える断面において越水・溢水を許容するとともにそれに伴う河川水位の低下を考慮した条件、Case 3はCase 2の条件を拡張して21k地点では越水ののちに破堤するとした条件、さらにCase 4は21k地点において解析期間の全ての時刻で常に破堤開口部が存在することを仮定とした条件である。なお、Case 2から4の条件における越水と溢水の水量の算定は、本間の越流公式（完全越流）から求めた。

計算を実施した区間は3kから27.5kまでで、この計算には平成23年に250m間隔で実施された定期横断測量の成果を線形内挿により50mごとに補完して用いた。横断面の内挿を行ったのは、報告されている21kや24.75kと25.35kにおける破堤幅や越流幅が150mから200m程度と

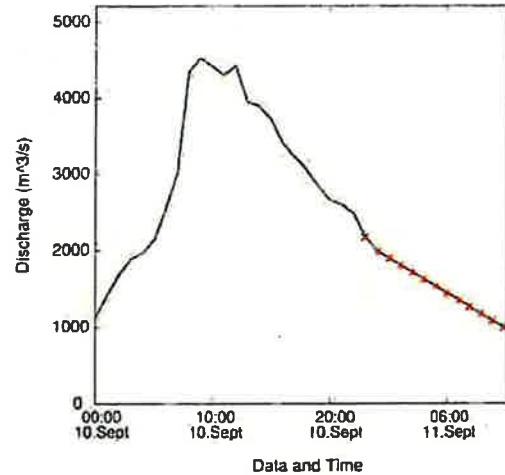


図 3.2.3-1 解析区間の上流端の27.5kに与えた流量ハイドログラフ（青色の実線が国交省の流量観測による実測値、赤色シンボルが外挿補間値）

され、定期横断測量の成果だけから越流量の適切な推算が困難と判断したためである。4つの条件における断面形状は、Case 1と2では24.75kと25.35k左岸の堤防高を定期横断測量の成果より2m低下させ、Case 3では24.75kと25.35kの堤防高の切り下げに加えて21k左岸において通水開始から13時間後に破堤幅がただちに150mとなりその数高は定期横断測量の成果に基づいて定めた堤内地

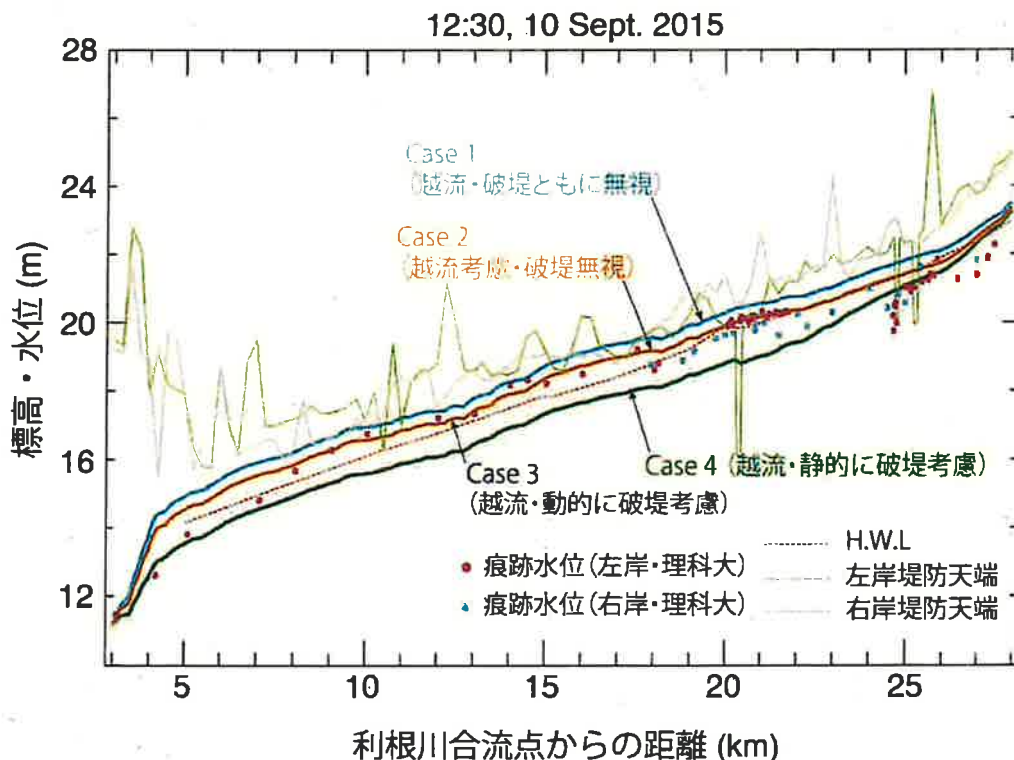


図 3.2.3-2 河道外への越流の有無による河道内の計算水位の比較（図中の計算結果は、計算開始から12.5時間後（実時間の9月10日12時30分に該当）の水位である。実施した4つのいずれの条件においてもこの時刻に概ね最大水位に到達した。また、この時刻においてはCase 2、3の水位は一致する。）

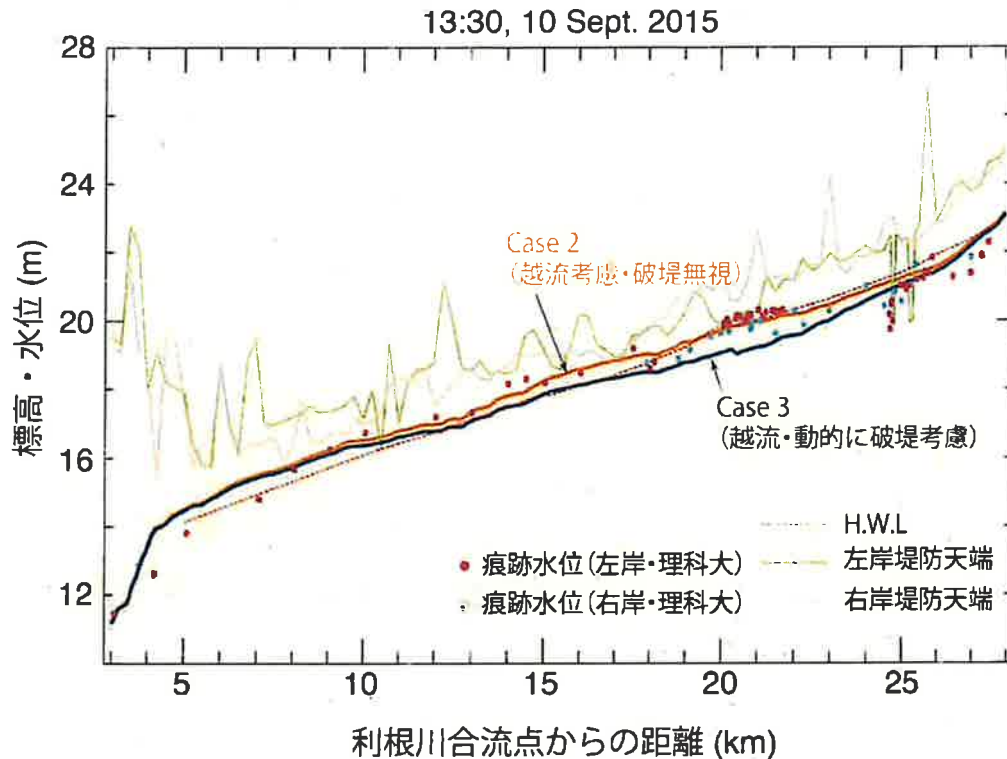


図 3.2.3-3 河道外への越流の有無による河道内の計算水位の比較（図中の計算結果は、計算開始から 13.5 時間後（実時間の 9 月 10 日 13 時 30 分に該当）の水位である。この時刻は破堤の発生後に河川水位の急激な減少が緩和された時刻で、Case 2 と 3 の比較から破堤による河川水位の減少の度合いが推測できる。）

盤高である 17.5m まで低下させることにした（なお、実際の破堤時刻は 9/10 12 時 50 分頃である）。Case4 では、Case3 における破堤形状を、計算開始時から設定することにした。

計算条件は、下流端の水位条件として 3k 地点に東京理科大学が実施した洪水痕跡調査結果を一定値で与えた。上流端（27.5k 地点）の流量条件としては、図 3.2.3-1 に示した国交省により鎌庭地点で実施された流量観測から得られた 24 時間分の実測の流量ハイドログラフと線形外挿により推定した流量ハイドログラフを接続した合計 36 時間分の流量ハイドログラフを与えた。この 36 時間は実時間の 9 月 10 日 0 時から 11 日 12 時までに対応する。実測されている時刻以降に 12 時間分の線形外挿されたハイドログラフを接続したのは、実測のハイドログラフの最終時刻では河道内の水位が依然として破堤部の地盤高よりも高く河道外への流出が継続しており、参考値としてでも河道外への氾濫量の全量の推算が有益な情報になると判断したためである。河道内の粗度係数は、東京理科大学が実施した洪水痕跡調査の値が Case 3 の断面形状を設定した計算において流量ハイドログラフの最大値付近の時刻で全区間において概ね一致することが確認された $n = 0.038 [m^{1/3}]$ を全区間に均一に与えた。これらの条件の下での水理解析によって以下のことが示唆され

た。

越水・溢水や破堤の考慮の有無による河道内の水位の差異を把握することを目的とし、いずれの条件の計算においても概ね最大水位の時刻となる 9 月 10 日 12 時 30 分および 21k における破堤発生から 30 分が経過した同日 13 時 30 分の水位縦断分布を図 3.2.3-2 と図 3.2.3-3 にそれぞれ示した。図中の太実線が実施した 4 つの Case の計算水位である。また、図 3.2.3-4 には越水・溢水の発生位置と時刻を示した。

まず、設定した 4 つの越流や破堤の条件の違いによる最大水位について比較する。解析を実施した Case 毎の最大水位は、図 3.2.3-2 に示した通り、河道外への流出を許容していない Case 1 の水位が四者の中で最も高くなり、次いで Case 2, 3 が同一となり、Case 4 が最も低くなる。Case 1 と Case 2, 3 の最大水位時の差異は、解析区間の全体でほぼ均一かつ小さく、0.5m 程度であることが示された。一方で、Case 1 と Case 4 の最大水位時の差異も区間の全体でほぼ均一になるもののその差異は大きく、およそ 2m に及ぶことが推算されるとともに、洪水痕跡との相違も Case 4 の最大水位が最も大きくなることが示された。また、同図に示された Case 1 の水位と堤防高を比較すると、前後の断面に比べて堤防高が相対的に低い 21k 左岸と 24.75k および 25.35k 左岸の他に 10k の八間堀

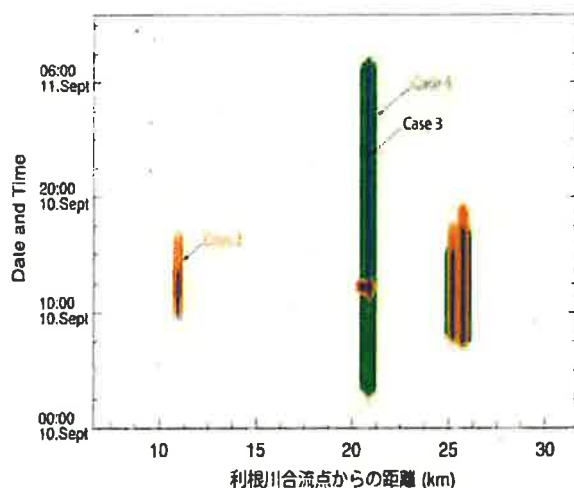


図 3.2.3-4 越水と溢水の発生位置とその発生時刻（堤防高と水位の差分からの判断のため、八間堀川との合流地点は越水有りと判断されている）

川との合流点および 17k の両岸において堤防高を上回ることが示された。このことは、21k 左岸における破堤と 24.75k および 25.35k 左岸における溢水が生じていなければ、17k の両岸において少なくとも越水の可能性があったことを示唆する。

つぎに、断面形状の違いを由来とする水位差のうち、破堤の考慮方法に対する河川水位の応答について図 3.2.3-3 と図 3.2.3-4 から考察をする。まず、破堤開口部が常に存在すると仮定する Case 4 は、図 3.2.3-4 によれば、9 月 10 日の 2 時過ぎからこの開口部から越流が発生して解析区間の全体で水位上昇が抑制されたことを要因とし、最大水位が四者の中で最小となったものと推察される。また、破堤から 30 分が経過した時点における Case 2 と Case 3 の水位を対比した図 3.2.3-3 からは、破堤を要因とする縦断的な水位差を見積もれる。同図から分かる通り、破堤開始からわずか 30 分ほどでその影響範囲は 12k から 26k の区間に及び、このうち 21k 地点の前後 2k ほどの区間では急速に水位が低下し、その規模はおおよそ 1m ほどであったことが示された。

このような越水と溢水を由来とする河道内の水位低下は、氾濫原への氾濫水の主たる供給源と言い換えられる。そこで、Case 3 の計算結果から 21k の破堤部と 24.75k および 25.35k の溢水部からの氾濫水量（10 分あたり）の時間変化を見積もることとした。Case 3 の条件におけるこれら 2 点からの氾濫水量の時間変化は図 3.2.3-5 に示したとおりで、9 月 10 日の 13 時頃の破堤発生と同時に氾濫原へ急激に氾濫水が供給されるようになったことが分かる。21k の破堤部と 24.75k および 25.35k の溢水部からの氾濫水量の合計は 3600 万 m^3 程度であったことが推算された。また、21k の破堤部と 24.75k および 25.35k の溢水部の氾濫水量はそれぞれ 2900 万 m^3 程度と 710 万 m^3 程

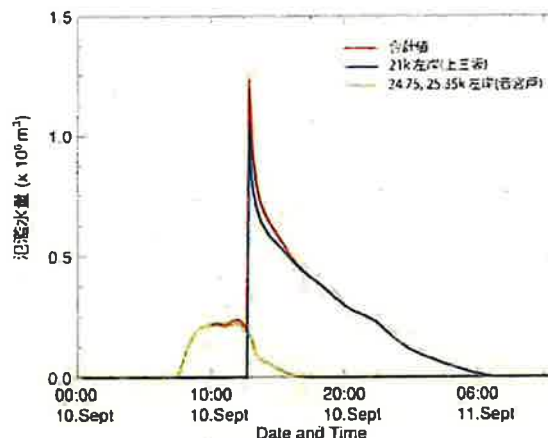


図 3.2.3-5 21k と 24.75k および 25.35k からの 10 分あたりの氾濫水量の経時変化 (Case 3)

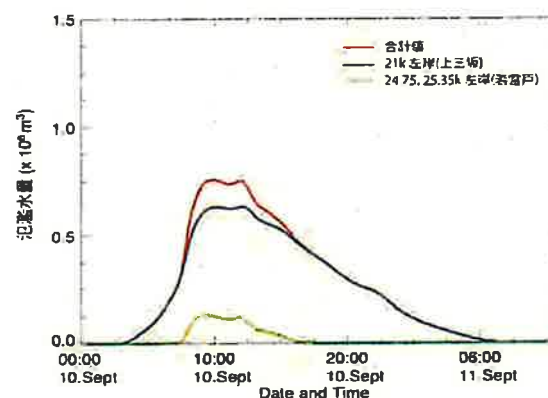


図 3.2.3-6 21k と 24.75k および 25.35k からの 10 分あたりの氾濫水量の経時変化 (Case 4)

度となり、分担比率はおおよそ 4:1 であったことが推測された。同様に、図 3.2.3-6 に示したとおり、Case 4 の条件についてもこれら 2 点からの氾濫水量の合計を推算したところ、実現象を模擬した Case 3 の条件よりも 1.5 倍ほど多い 5400 万 m^3 程度にも及ぶことが示された。

破堤開口部の縦断方向の長さは 200m 程度と 30km 弱の解析区間のうちの僅かな長さである。しかし、上記までに得られた成果を踏まえると、破堤開口部が河道と氾濫原のそれぞれの水理に対して支配的な影響を及ぼしていることが浮き彫りとなる。このため、たとえ氾濫原における氾濫水の挙動の把握だけを目的とした水理解析であっても河道と氾濫原の一体的な水理解析が望ましいことが示唆される。そして、このような水理解析において現象を適切にするためには、河川の上流端に与えられる流量ハイドログラフの波形と破堤の開始時刻の対応関係の慎重な設定が要求されよう。また、17k より下流の区間および今回の解析では対象外とした 31k から 35k の区間の平面形状は明瞭な蛇行形状となっている。河道の平面形状に由来する影響について、今後、平面 2 次元の水理

解析などを実施して慎重に見極める必要がある。

(安田 浩保)

3.3.2 浸水深の空間分布

(1) 方法

前項3.3.1において述べた浸水深、および浸水位の点データを用いて浸水深の空間分布を明らかにした。具体的手順を下記および図3.3.2-1に示す。分析にはArcGIS Ver.10.2.2を用いた。なお、本分析成果は京都大学防災研究所HPにおいて公開されている¹⁾。

- ① 国土地理院が提供する航空レーザ測量による数値標高モデル(5 m 空間分解能)をダウンロードし、図3.3.2-1(a)に示す地域を切り出す。この数値標高モデルは、航空機に搭載したレーザスキャナから計測して得られた高精度のメッシュ標高情報であり、高さの精度は、標準偏差で0.3m程度である。
- ② 133 地点で計測したピーク浸水痕跡の標高値(浸水位)を空間内挿する(図3.3.2-1(b))。本報ではクリギングによる空間内挿を採用した。
- ③ 図3.3.2-1(b)の浸水位の空間分布から図3.3.2-1(a)の標高を差し引いて浸水深の空間分布を求める(図3.3.2-1(c))。この段階では、浸水していない地域は負の値となり、また鬼怒川右岸のように今回の計測対象外で、かつ実際には浸水していない地域でも正の値となっているので注意が必要である。
- ④ 鬼怒川と小貝川に囲まれた本解析の対象領域を示すマスク(図3.3.2-1(d))を作成し、図3.3.2-1(c)で対象領域外及び対象領域内で値が負の場所を除去し、最大浸水深の空間分布を得る。

(2) 浸水深推定結果

図3.3.2-2に最大浸水深分布の推定結果を示す。全体的な傾向として、常総市の南東部の浸水深が大きく、深いところでは約3.8mに達する。また鬼怒川・小貝川沿いは、自然堤防上に立地する集落が多く、その背後にある水田地帯に比べて相対的に浸水深が小さいことが分かる。ただし、水海道の市街地などでも1~2m程度の浸水域が広がっている。浸水深分布の計測誤差について、浸水深のみを計測している174地点を対象に実測値と推定値の関係を見たものが図3.3.2-3である。平均誤差は-0.09m、誤差RMS値は0.50mとなった。誤算の要因としては、①RTK-GNSSによる標高測定値と数値標高モデルの標高値の差異があること(誤差RMS:0.34m)、②浸水位の空間内挿に伴う誤差(クリギングの交差検証による推定誤差:0.34m)が考えられる。以下、南部から順に浸水深分布の拡大図を図3.3.2-4から図3.3.2-6に示す。

1) 南部：水海道地区周辺

図3.3.2-4に示す水海道地区の周辺では、水海道本町の商店街(図3.3.2-4(b))などで浸水深が約1.8~2mに達するなど市街地の浸水も大きい。水海道地区には東西方向に新八間堀川(図3.3.2-4(a))が流れており、9月12日の調査時点では、国交省によるポンプ排水も含めて、この河川が氾濫水を鬼怒川に排水する役割を果たしていた。また図中東側でみられるように、今回の浸水では、小貝川の堤防付近まで浸水が発生しており、図3.3.2-4(d)に示す大和橋付近の集落でも浸水深は1.6m程度と推定された。なお、浸水域の南限は、つくばみらい市の北部であり、測点24の周辺と想定される。

2) 中南部：三坂新田・東町地区周辺

図3.3.2-4より北側に位置する図3.3.2-5の範囲では、

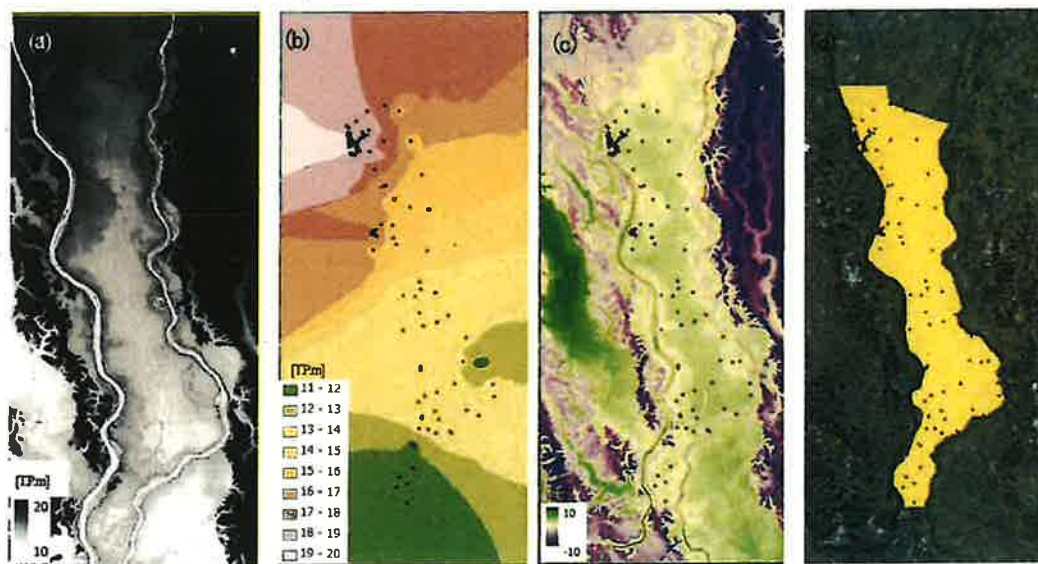


図3.3.2-1 浸水深分布の推定手順：(a)5m空間分解能の数値標高情報、(b)133地点の計測浸水位とその空間内挿、(c)浸水位一標高、(d)本解析の対象領域マスクと測定点の位置

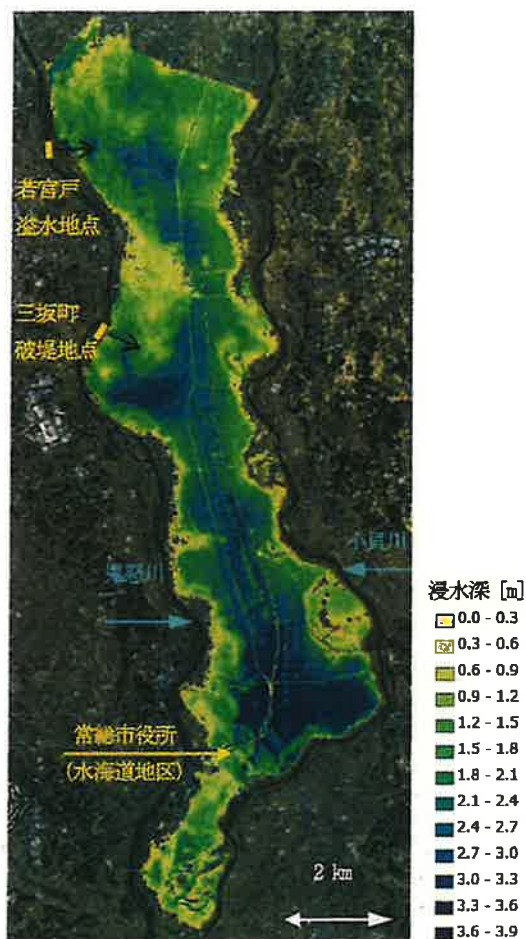


図 3.3.2-2 最大浸水深分布の推定結果
(浸水位データとDEMからの推定値)

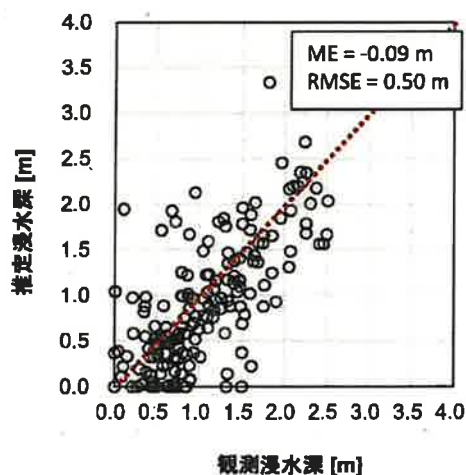


図 3.3.2-3 最大浸水深の観測・推定値の比較

小貝川沿いの東町の浸水深分布が特徴的である。この地区の西側には、小貝川旧河道の自然堤防である微高地があり、この地形が鬼怒川からの氾濫水の大量流入を防い

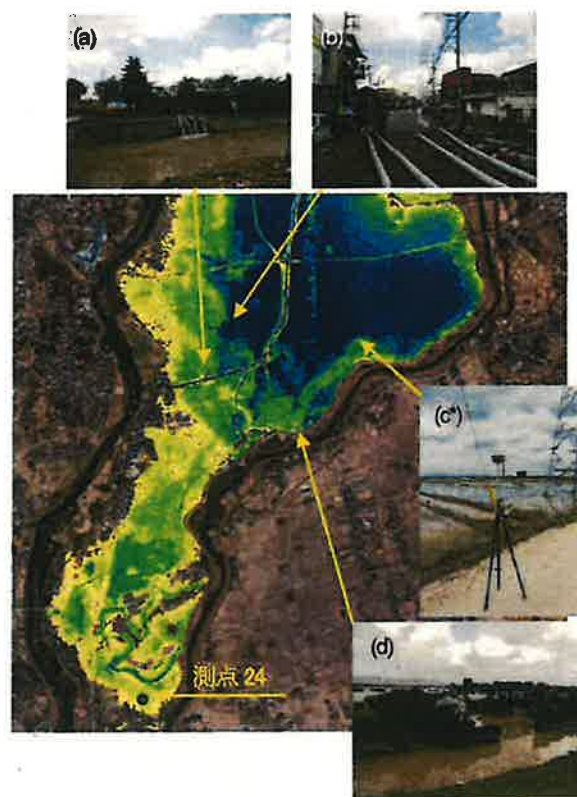


図 3.3.2-4 最大浸水深分布の推定結果
(南部：水海道周辺) (凡例は図 3.3.2-2 と同じ)
(a) 新八間堀川, (b) 水海道本町, (c) 平町,
(d) 小貝川堤防大和橋付近より撮影
(写真は 9 月 12 日の調査時に撮影、*を付けた
写真は 9 月 15 もしくは 16 日の計測時に撮影)

だものと考えられる。図 3.3.2-5 に示した浸水位の空間分布を見ても、この地域の浸水位は周囲より低くなっていることが分かる。その他、図 3.3.2-5 の範囲の国道 294 号上では、北部の浸水深が 1.0~1.2 m 程度、南部が 1.6~1.8 m 程度と推定された。

3) 中北部：三坂町周辺

図 3.3.2-6 は三坂町の破堤地点を含む領域の推定浸水深分布である。破堤地点近傍の浸水深については、東京理科大学グループによる重点的な最大浸水位計測の結果、局所的な浸水深の分布も概ね妥当に推定できていると考えられる。ただし、破堤に伴う地形変化の影響は考慮できていないので注意が必要である。なお三坂町の破堤地点周囲は図 3.3.2-2 から明らかなように周囲に比べてやや標高が高い。その結果、破堤近傍の局所的な現象を除き、浸水深は相対的に小さく、一方で早い流速がこの地域に甚大な被害をもたらしたのと考えられる。

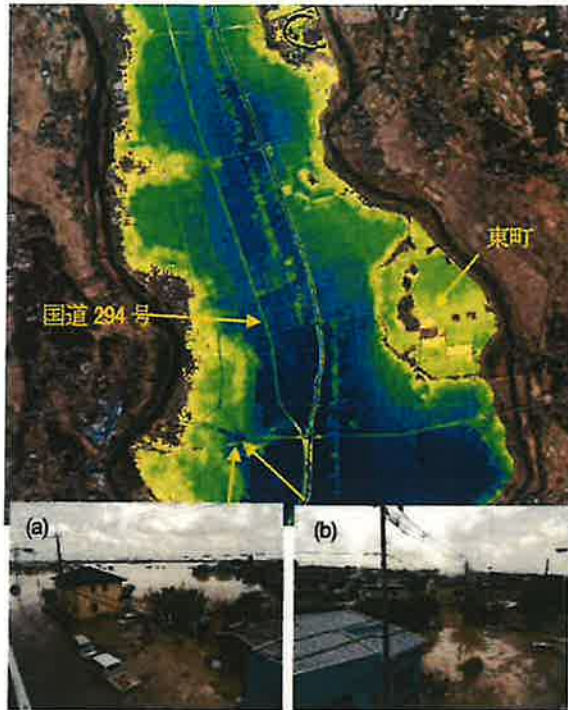


図 3.3.2-5 最大浸水深の推定結果（中南部）
（凡例は図 3.3.2-2 と同じ）

(a), (b): 水海道有料道路の関東鉄道常総線
高架橋から南方を撮影（9月12日）

4) 北部：若宮戸，原宿周辺

対象地域の最北部に位置する図 3.3.2-7 の範囲では、若宮戸や原宿地区などで浸水深が大きく、例えば図 3.3.2-7 (a*) に示す測点 12 の店舗でも 1 m の浸水が確認された。対象地域の北東部に位置する水田域は、当初の推定結果によれば 0.3～0.5 m 程度の浅い浸水域が広がっている状態であったが、この地域では明確な浸水痕跡は確認されていなかった。また国土地理院によるヘリコプター空撮による推定結果⁴⁾でも、この地域は浸水なしと判読されていた。そのため、10月15日に再調査を行い、浸水域の北限を明確にして、推定の対象領域を示すマスクを変更することによって、北部の浸水域の過大評価を解消した。

(3) 浸水範囲に基づく浸水深の空間分布推定と浸水量の推定

上述の結果は、各地点の最大浸水深の空間分布を推定したものであるが、今回の洪水では上流側から浸水が始まって下流に伝播するまでに時間差がある。従って、浸水量をより正確に推定するためには、当該時刻の浸水深分布を推定することが大切となる。浸水深分布を氾濫域の情報から推定する手法として、以下では国土地理院から発表されたヘリコプターによる空撮画像に基づく浸水

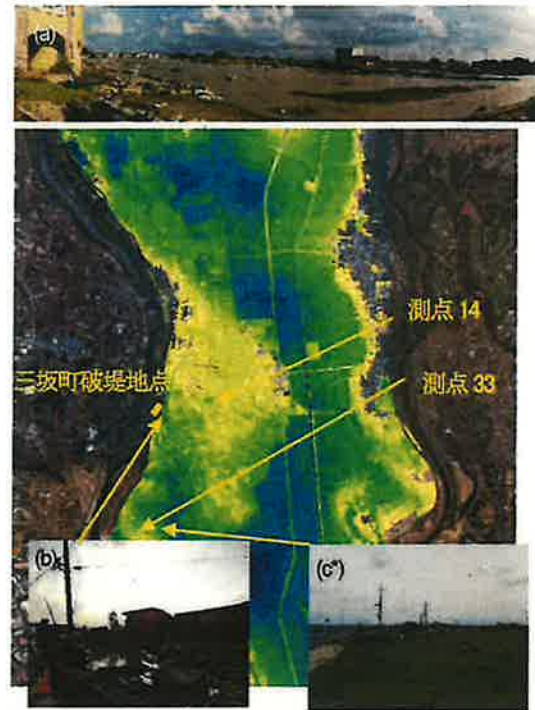


図 3.3.2-6 最大浸水深分布の推定結果（中北部：三坂町周辺）
（凡例は図 3.3.2-2 と同じ） (a), (b) 破堤地点周辺, (c) 測点 33 周辺



図 3.3.2-7 最大浸水深分布の推定結果（北部：若宮戸、原宿周辺）
（凡例は図 3.3.2-2 と同じ）

(a*) 測点の店舗浸水 (*の写真は9月15もしくは16日の計測時に撮影)

範囲の情報⁹を用いて浸水深の空間分布を推定する。

具体的な手法は以下の通りである。

- ① 浸水範囲のポリゴン情報を GIS 上でポイント情報に変換し、各ポイントに標高情報と(2)で推定した最大浸水位の情報を付与する。
- ② 各ポイントで、(2)で推定した最大浸水位から標高情報を差し引いた値を求める。各ポイントは浸水範囲の境界を示しており、その標高値を当該時刻の浸水位とみなす。つまり最大浸水位から各ポイントの標高値を差し引いた値が、当該時刻における最大浸水位からの低減水深を示す。
- ③ 各ポイントの低減水深を通常クリギングによって空間内挿し、最大浸水位からの低減水深の空間分布を推定する。
- ④ 最大浸水位の空間分布から③の推定結果を差し引いて、当該時刻の浸水位を求める。また(2)と同様に標高情報を差し引いて浸水深の空間分布を推定する。

この方法で推定した浸水深分布の時系列を図 3.3.2-8 に示す。提案手法は上述の浸水痕跡調査の結果も活用する方法である。各ポイントの標高を当該時刻の水位とみなして直接空間内挿する方法に比べて、最大からの低減量を内挿する本手法は、全ての地点で計測に基づいて推定した最大浸水深を上回らないという特性を有する。

本手法で推定した浸水深の空間分布から浸水量を求めた結果を図 3.3.2-9 に示す。この結果 9 月 11 日 10 時、13 時の時点で約 3,800 万 m^3 の浸水量となり、この値は国土交通省の試算(3,400 万 m^3)よりやや大きな結果となった。

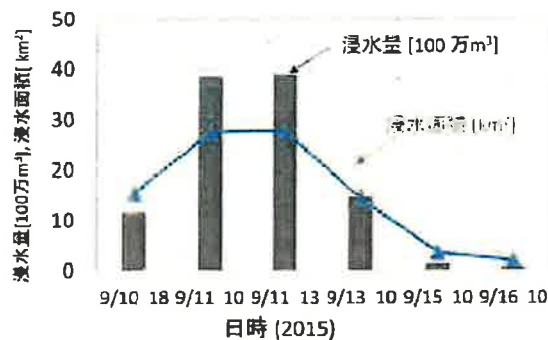


図 3.3.2-9 浸水面積と浸水量推定結果

参考文献

- 1) 京都大学防災研究所: 平成 27 年関東・東北水害 鬼怒川氾濫による常総市周辺の浸水深分布調査 (第二報), <http://www.dpri.kyoto-u.ac.jp/news/6105/>, 2015.
- 2) 佐山敬洋, 寶 馨: 平成 27 年 9 月関東・東北豪雨に伴う鬼怒川氾濫の浸水深分布推定, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol. 72, No. 4, I_1171-I_1176, 2016.
- 3) TOPCON 社: デジタル無線搭載 2 周波 GNSS 受信機 HiPer V, http://www.topcon.co.jp/positioning/products/product/gnss/HiPerV-digital_J.html, 2015.
- 4) 国土地理院: 平成 27 年 9 月関東・東北豪雨の情報, <http://www.gsi.go.jp/BOUSAI/H27.taihan18gou.html>

(佐山 敬洋・大槻 順朗・永野 博之・二瓶 泰雄)

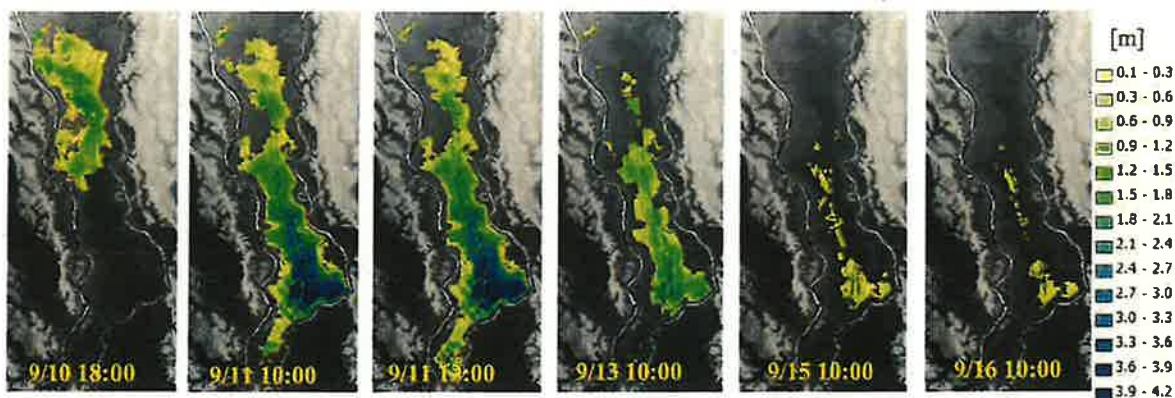


図 3.3.2-8 最大浸水位と浸水範囲から推定した浸水深分布の時系列

3.3.4 洪水氾濫挙動への八間堀川の影響

(1) 解析方針

本水害では、流域上流部への猛烈な降雨により、鬼怒川にて著しく増水し、若宮戸地区では広範囲の溢水、三坂地区では堤防決壊が生じたことが要因となり、鬼怒川と小貝川に挟まれた平地部の約40km²に渡って大規模浸水被害が生じた。今回の被災状況に関して特徴的なことの一つは、溢水・破堤地点近傍のみならず、10km近く離れた常総市水海道地区においても顕著な氾濫被害がもたらされたことである。これにより水海道地区を含む多数の住民が逃げ遅れ、茨城県全体では1,339名がヘリコプターにより救助される状況となった¹⁾。

溢水・破堤地点から離れた場所で多数の救助要請者が出たことの一つの要因として、水海道地区においては、大規模氾濫に至る数時間前に小規模な浸水が生じ(図3.3.1-2)、そのため住民が浸水程度の目測を誤り、避難所に避難することなく自宅に留まる選択をしたためではないか、とする見方がある。氾濫域の中央には、幹線排水路である「八間堀川」が南北に走っている。八間堀川は寛永年間(1624-1645)の新田開発に伴い開削、築堤され、旧来は現在旧八間堀川と呼ばれている流路より小貝川に流入していたが、元禄年間(1688-1704)に鬼怒川に付け替えられ(新八間堀川と呼ばれる)、ほぼ現在の姿となっている²⁾。また、氾濫当時においては、住民証言より新八間堀川に接続する排水路からの浸水が確認された。八間堀川には溢水・破堤による氾濫水が大量に越流流入したと見られ、洪水が八間堀川という水路を経由して高速で下流に伝搬し早期の浸水を引き起こした可能性が強く示唆される。水路を通じた氾濫の高速伝播については水路網の発達する都市部でも近年、懸念されているところである³⁾。

本項では、常総市水海道地区の浸水状況に対する八間堀川の影響を明らかにすることを主眼とした、氾濫シミュレーション、および付随する現地調査を実施した結果を述べる。

(2) 解析条件

本解析では、氾濫挙動に対する八間堀川の影響を考慮するため、八間堀川河道部を対象とする1次元計算と氾濫部の2次元計算をカップリングした計算を行った。計算対象期間は、9/10 5:00～9/11 8:00である。この計算では、1次元用計算メッシュと2次元用計算メッシュを空間位置に基づき予めリンクさせ、それぞれの時々刻々の計算水位と堤防高により、越流公

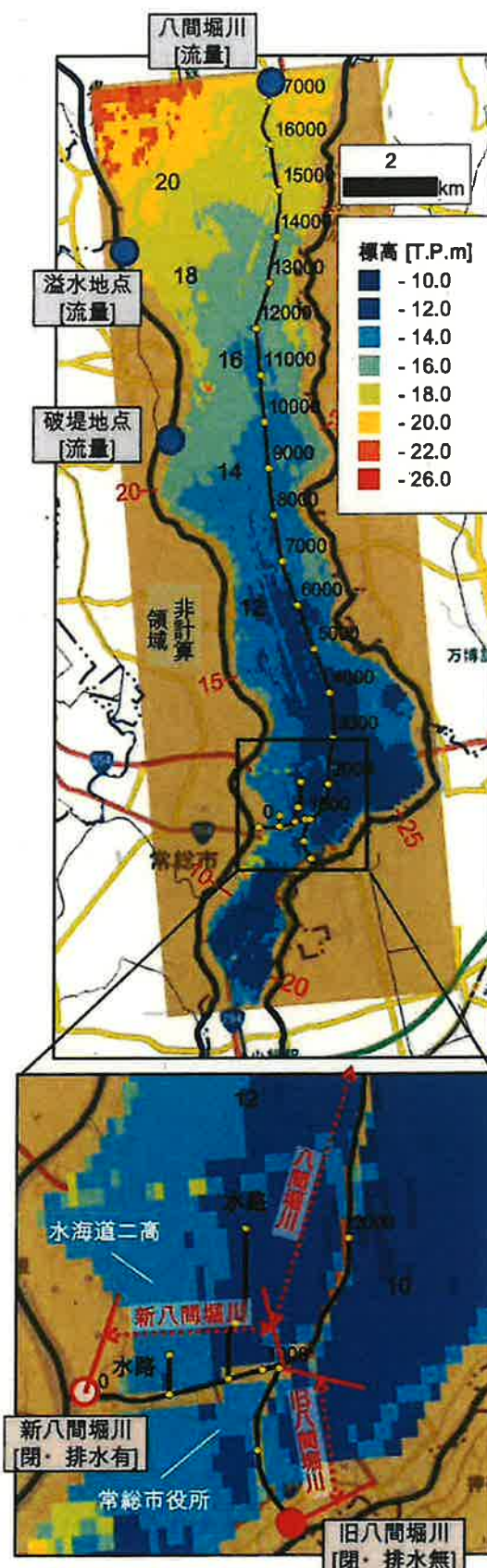


図3.3.4-1 計算対象位置と境界条件

式に基づいて1次元・2次元モデル相互に流量をやり取りする。本計算では、汎用水理モデルMIKE by DHI ver.2014に含まれる、1次元計算のMIKE 11と2次元氾濫計算のMIKE 21および結合モジュールMIKE FLOODを用いて、計算を実施した。

計算対象範囲は図3.3.4-1に示すように、実績氾濫域を包含するように南北方向に設定した。2次元計算では、南北方向に100m、東西方向に50mの計算格子を設定した。この計算格子の溢水地点および破堤地点において、境界条件として、図3.3.4-2に示す想定氾濫流量を与えた。なお、本計算で用いる想定氾濫流量は、鬼怒川鎌庭地点の水位ハイドロを溢水、破堤地点の痕跡水位に適合するよう引き伸ばした水位ハイドロに基づいており、その総量は約4400万 m^3 であり、3.3.2において示した佐山らの検討結果とよりもやや大きい。この想定氾濫流量は、氾濫域の浸水深の計算値が観測値に適合するように調整されたが、この流量の妥当性については、別途議論が必要であることに注意されたい。溢水は実際には25.35kと24.75k地点で発生したが、ここでは25kにまとめて設定した。地盤高には、国土地理院の5mDEMを元に、その計算メッシュ内平均値を与え、幹線道路部および鉄道部については盛土を考慮し、メッシュ内の最大値から40cm減じた値を入力した。粗度係数については、市街地部とその他に分けてそれぞれ0.12、0.08 [$m^{1/3}$]を与えた。

1次元計算では、考慮する河道・水路網の位置は図3.3.4-1に示す通りであり、八間堀川、旧八間堀川、および新八間堀川に接続する水路2本を考慮した。境界条件としては、上流端に簡易流出解析値を参考に20 [m^3/sec]の流量を与え、新・旧八間堀川それぞれの下流端を閉条件とし、新八間堀川下流端には、国交省資料⁴⁾を参考に、図3.3.4-3に示すように、八間堀川排水機場の排水量を与えた。当資料によれば、排水機場の稼働時間としては、9/10 2時から稼働開始し、鬼怒川の水位上昇により13時～22時30分の間は停止を余儀なくされている。なお、計算期間外となるが、9/11 8時より新八間堀川下流端は開放されている。計算入力断面における河床高・左右岸の高さについては、VRS方式RTK-GNSS (Trimble社、R4もしくはR6) を用いて現地標高測量したデータに基づいて得られた図3.3.4-4に示す結果を設定値として入力した。八間堀川の堤防高は、新八間堀川部分を含む鬼怒川合流点から7kmまでは概ね14[T.P.m]であり、そこから緩やかに高くなるが、石下市街地付近では一部低い箇所もある。旧八間堀川の堤防高は新八間堀川より低く概ね13 [T.P. m]となっている(図面略)。粗度係数には、一律に0.035 [$m^{1/3}$]を与えた。新八間堀川と他水路の接続について、聞き取り調査の結果を踏まえ、旧八間堀川、水路とも水門・樋管を開条件

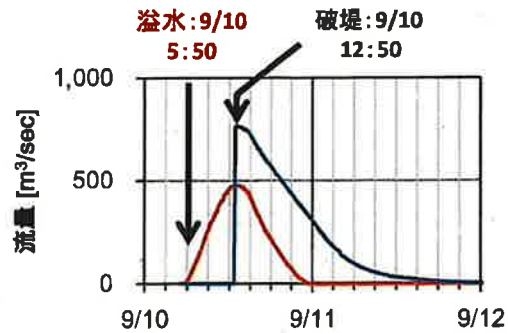


図3.3.4-2 溢水地点・破堤地点における想定氾濫流量

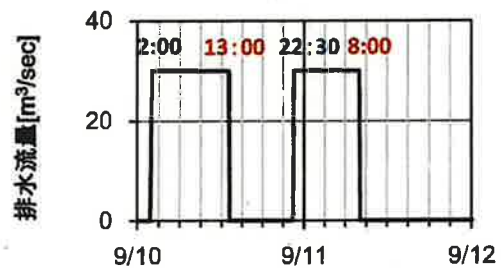


図3.3.4-3 八間堀川排水機場における排水量の設定値

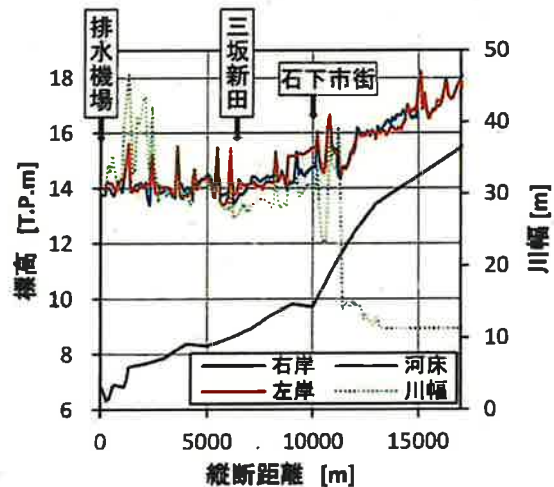


図3.3.4-4 八間堀川の堤防高と河床高、川幅

とし、2本の水路については、現地調査の結果を元に、設置高さ9 [T.P.m]、寸法1.5m*1.5mのオリフィスを介して接続した。水路の左右岸高は、接続先の地盤高と同じになるようにし、概ね12.5[T.P.m]の値を入力した。

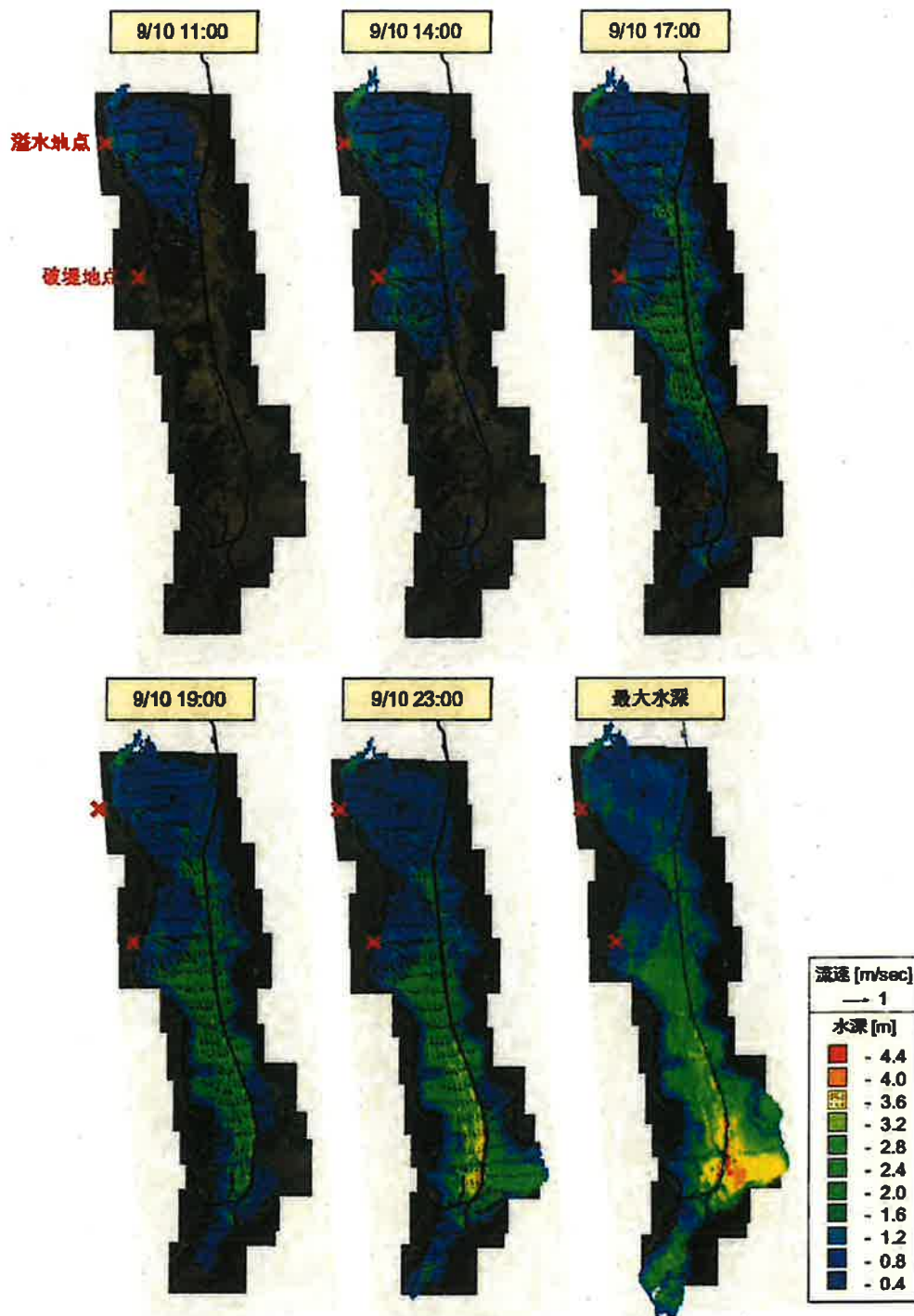


図3.3.4-5 浸水深分布の解析結果

(3) 解析結果

図3.3.4-5に解析結果による水深、流速の空間分布を示す。まず、図3.3.4-5 左上の9/10 11:00の段階を見ると、若宮戸からの溢水が、石下市街の自然堤防の縁辺を沿う

ように流下、八間堀川右岸に到達し、八間堀川への流入が開始されようとしていることが分かる。次に、同日14:00の段階では、破堤部からの氾濫流も八間堀川右岸に到達し、若宮戸からの氾濫流と合流した様子が見える。

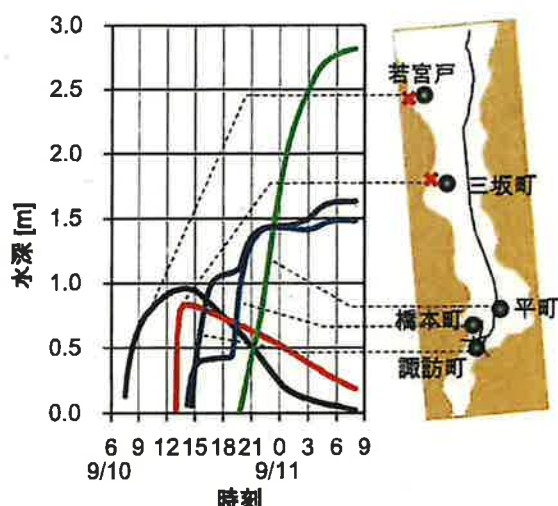


図3.3.4-6 2次元計算領域における解析水深の時系列変化

また、若宮戸からの氾濫流は八間堀川に流入、さらに左岸側に越水している。一方、南の水海道地区を見ると、新八間堀川に接続した水路や旧八間堀川から僅かに浸水が生じている。この段階で洪水本体は到達しておらず、八間堀川を介した早期の浸水現象が発生したことが示唆される。続いて、17:00の段階では、洪水本体が八間堀川右岸側の堤防に沿うように流下している。八間堀川の左岸側・右岸側で浸水深が大きく異なっていることから、八間堀川の堤防により氾濫域における氾濫形態も大きく影響を受けていることが分かる。水海道市街地においては、浸水域が緩やかに拡大している。19:00においては、洪水本体が水海道市街地にほぼ到達している様子が見える。この段階では依然として八間堀川右岸側のほうが水位が高く、最大浸水深を記録した平町付近（図3.3.1-3）では、北側からと、旧八間堀川経由の南側からも氾濫が迫っている様子が伺える。23:00の段階では、平町付近一帯が浸水している。一方、自然堤防上の東町では、この段階でも浸水していない。

図3.3.4-5右下の最終的な最大浸水深分布を見ると、観測された痕跡浸水深分布（図3.3.1-3）と対応し、八間堀川右岸側で浸水深が大きく、左岸で小さい傾向が示される。

図3.3.4-6には、2次元氾濫計算領域における水深の時系列変化を地点別に示す。図3.3.4-5でも確認された、水海道地区における初期浸水が現れており（橋本町、諏訪町、それぞれ青、紫線）、14時頃から浸水が開始し、一旦急激に上昇した後水深の増加が緩やかになっている。その後、洪水本体の到達とともに、さらに水深が増加している。平町（緑線）においては、浸水時刻が水海道地区に比べて遅れ、9/11未明から明け方にかけて水深が増

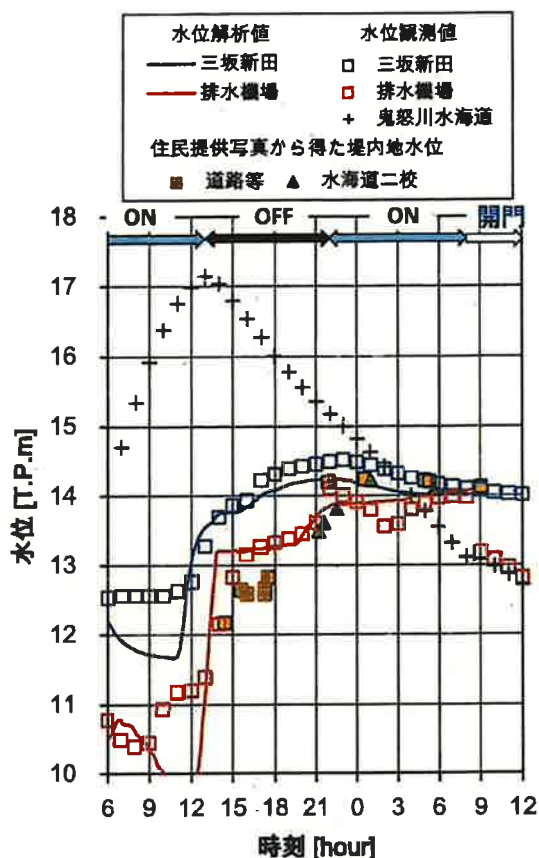


図3.3.4-7 八間堀川（三坂新田、排水機場）と鬼怒川、水海道市街地（水海道二校）における観測水位および計算水位

大しており、現地での住民の証言と一致した。

図3.3.4-7には、八間堀川（三坂新田、排水機場）、鬼怒川（水海道）および水海道市街地（水海道二校周辺）における実測・痕跡水位と八間堀川における計算水位を示す。それぞれマークが実測・痕跡水位を、実線が計算水位を示している。黄色および緑のマークで示しているものは、地域住民が撮影した写真を収集し、後日、写真位置での水位をRTK-GNSSを用いて計測した値である。また、八間堀川排水機場のポンプ稼働のON-OFFおよび開門のタイミングを上部に付記している。

まず、八間堀川における観測水位より、八間堀川における洪水動態を確認する。鬼怒川合流点から約6.9kmにある三坂新田では9/10 10時50分、下流端の排水機場では12時00分ごろから水位が急激に上昇した。この時間帯は排水機場で排水停止した時間（13時）の直前であるが、氾濫計算結果に示されるように、氾濫水が八間堀川へ到達し、八間堀川への流入が開始された時間と一致しており、上流で生じた急激な水位上昇が高速で伝搬したことを示している。その後、15時ごろでは、排水機場での水位上昇が緩やかになる。旧八間堀川の天端高が概ね

13[TPm]であることから、旧八間堀川や排水樋管からの溢水によるものであると考えられる。その後、19時ごろより、排水機場の水位が大きく上昇する。これは、洪水本体が水海道市街に到達し、八間堀川右岸側から八間堀川へ流入したためであると考えられる。その後、ポンプの操作再開や氾濫水の流入量減少に伴い、水位が低下した。

次に、堤内地側の水位（黄、緑マーカー）の河川水位との相対関係を確認する。13時～15時ごろの増水期では、河川水位と共に堤内地水位も上昇するが、河川水位より堤内地水位が低い。このことから、旧八間堀川や排水樋管では、河川から堤内地の浸水が起こっていたものと考えられる。一方で、洪水ピーク付近の22時以降では、堤内地の水位が八間堀川の水位より高い。この段階では、堤内地から右岸堤防を越えて新八間堀川へ流入していたと考えられる。さらに、新八間堀川下流端の水門が開門された8時以降も堤内地水位が高い状態が継続している。このようなことから、新八間堀川の堤防の存在が洪水をせき止め、浸水被害状況に大きな影響をもたらしたのと考えられる。

図3.3.4-8には、八間堀川（新八間堀川も含む）、旧八間堀川、2本の接続水路での水収支の時間変化を流量の単位で示している。ここでは、氾濫域から各河道への流入を正、各河道から氾濫域への流出を負として示している。時間を追って挙動を確認すると、11時ごろから15時まで、八間堀川へ約70 $[m^3/sec]$ でほぼ一定量の流入がある。この量は、八間堀川排水機場の排水能力30 $[m^3/sec]$ と比較し大きい。その後、15時ごろになると、旧八間堀川や水路より堤内地への流入が生じるため、八間堀川への正味の流入流量は減少する。その後、氾濫域の拡大に伴い、八間堀川への流入量が緩やかに増加するが、19時ごろから急激に増加している。これは、洪水本体の襲来により堤防の広範囲で越流が生じ、八間堀川に流入したためである。

(4) まとめ

本検討により明らかとなった事柄を列挙する。

- ・本水害における氾濫に対する八間堀川の地形効果を明らかにするため、1次元+2次元カップリング氾濫シミュレーション実施した。
- ・氾濫流は八間堀川の堤防を越流し、八間堀川の水深を急激に増加させ、洪水が高速で下流に伝搬した。その結果、洪水本体が到達する前に、旧八間堀川や水路を通じ

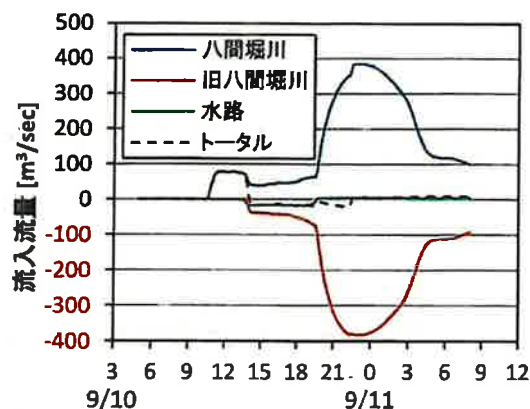


図 3.3.4-8 八間堀川・旧八間堀川・水路への洪水流入流量の時系列変化

て水海道地区に早期の氾濫を引き起こした。

- ・八間堀川の堤防のブロック効果により、八間堀川右岸側と左岸側で洪水の到達時刻が大きく異なった。また、八間堀川の存在により洪水をせき止めことで、浸水深を増大させた可能性がある。
- ・八間堀川に流入した単位時間あたりの洪水ボリューム（流量）はおおよそ70 $[m^3/sec]$ と見積もられ、八間堀川排水機場の排水能力30 $[m^3/sec]$ より非常に大きかった。

なお、本シミュレーション結果は現状で入手できる情報に基づいて行っているため、今後、数値が変わることがあることに留意されたい。

参考文献

- 1) 茨城県：平成 27 年 9 月関東・東北豪雨による本県の被害及び対応について（10 月 21 日 16 時現在），<https://www.pref.ibaraki.jp/Isaigai/201509/documents/20151021.pdf>
- 2) 茨城県：いばらきの川紹介_八間堀川（第 25 回），<http://www.pref.ibaraki.jp/doboku/kasen/keikaku/kasanka/column025-hachikennbori.html>
- 3) 関根正人，池田遼：東京東部低平地を対象とした浸水・氾濫の数値予測，土木学会論文集 B1（水工学），Vol.70, No.4, I_1429-1434, 2014.
- 4) 国土交通省 水管理・国土保全局：平成 27 年 9 月関東・東北豪雨に係る被害及び復旧状況等について（平成 28 年 1 月 29 日），2016.

（大槻 順朗・二瓶 泰雄）