

河川環境総合研究所資料  
第 25 号

鬼怒川の河道特性と河道管理の課題  
—沖積層の底が見える河川—

2009年5月

(財)河川環境管理財団  
河川環境総合研究所

**鬼怒川の河道特性と河道管理の課題**  
**—沖積層の底が見える河川—**

## まえがき

河川環境管理財団における受託業務の執行に当って、対象河川の河道・環境特性情報の編集を行うことを勧めてきました。また研究所として河川間の比較が容易となるように情報様式の統一化（共通言語化）を図ってきました（⇒河川環境総合研究所資料第22号，2007）。編集されたものを河道・環境特性情報集といいます。さらに記号化された情報の読み方（意味性）についての基本事項について河川環境総合研究所職員および協力会社の技術者を対象に河川塾を開催し、学習・トレーニングを実施しています。

財団業務の一環として鬼怒川および小貝川の河道・環境特性情報編集がなされ、当該河川の特徴を読み込めるようになりました。小貝川については、2007年、河川環境総合研究所資料第18号「小貝川の河道特性—鬼怒川に支配された川—」として報告しました（財団ホームページ・調査研究報告書・に掲載済み，URL <http://www.kasen.or.jp>）。今回は鬼怒川について報告します。

河道・環境特性情報編集とその意味解釈は、河川管理にとって必須のものであるのみならず、沖積河川研究にとっても必須なものであることが理解できるでしょう。

河川環境総合研究所長 山本晃一

2009年5月1日

# 目 次

鬼怒川の河道特性と河道管理の課題—沖積層の底が見える河川—

1. はじめに	1
2. 鬼怒川流域の概要	1
2.1 河川の概要	1
2.2 流域の地形・地質	1
2.3 完新世における鬼怒川と小貝川の河道変遷	4
2.4 気象水文	7
2.5 治水事業の経緯	13
2.6 横断構造物の建設	14
3. セグメント区分と河道特性	16
3.1 セグメント区分	16
3.2 河道特性量の縦断方向変化	18
3.3 河道地質とその特徴	26
3.4 河川植生とその特徴	31
3.5 鬼怒川河道特性の共通性と特異性	37
4. 河道特性の変化とその規定要因	39
4.1 河道変化を促した主要因と土砂収支	39
4.2 河床材料の時空変化	44
4.3 河床高・横断形状・平面形状の変化	62
4.4 河川植生の変化	104
5. 鬼怒川河道管理の課題と今後の方向	109
5.1 河床低下対策	109
5.2 河岸侵食対策	110
5.3 河原の減少と河原植生の変化に対する対応	117
5.4 河床材料・河道地形・植生の変化による粗度係数の変化に対する対応	117
5.5 河床変化による河道内貯流量変化と対応	118
メモ1 河道特性量算定法の問題	118
メモ2 粒径10cm以上の河床材料を持つ河床材料の粒度分布形の測定・推定法	119
メモ3 混合粒径河床材料の粒径別移動限界掃流力	120
注)	122
6. 終りに	126
参考文献	127

## 鬼怒川の河道特性と河道管理の課題－沖積層の底が見える河川－

河川環境総合研究所長	山本 晃 一
前河川環境総合研究所第四部研究員	阿左美敏和
河川塾高等科（日水コン）	田中成尚
河川塾高等科（応用地質）	新 清 晃
河川環境総合研究所第四部研究員	鈴木克尚

### 1. はじめに

鬼怒川は、上流部に建設されたダム貯水池・砂防事業による土砂流出抑制による供給土砂量の減少と河道掘削等により河床が低下し、諸所に低水路河床材料と材質の異なった土質・地質が露出するようになった。河道特性がここ50年間において大きく変わった河川と言える。セグメント1においては低水路川幅が減少し、利根川合流点から48km地点下流のセグメント2-1および2-2の区間は、堆積性の河道から侵食性の河道に変わってしまった。この変化の実態と要因分析を行い、近未来の鬼怒川がどのような姿になるのか予測・評価し、河川管理に繋げていくことは喫緊の技術的課題である。

鬼怒川の河道・環境特性情報の編集により、一般化された沖積地河川における各河道特性項目間の相互関連性と鬼怒川との差異を把握し、その原因を探り鬼怒川の近未来を予見し、河道管理の課題と方向性を探る。

### 2. 鬼怒川流域の概要

#### 2.1 河川の概要

鬼怒川は、水源を栃木県北西部の群馬県境に近い鬼怒沼（標高2020m）に発し、瀬戸合峡を経て東流する。途中、男鹿川、大谷川を合流して、塩谷町地点で扇状地性低地に移り南流する。さらに、茨城県結城市で田川を合流し、茨城県守谷市で利根川に合流する、流域面積1760km<sup>2</sup>、幹川流路延長176.7kmの河川である。流域内人口は約50万人である。

#### 2.2 流域の地形・地質

鬼怒川流域の地形は、大まかに区分すると上河内町より上流が山地部であり、その下流が平地部に当る。山地部が1140km<sup>2</sup>（64.5%）、平地部が621km<sup>2</sup>（35.5%）である。山地部を形成しているのは栃木・福島県を限る帝釈山地およびその南側に位置する日光火山群であり、平地部は台地および沖積地である。山地は、日光国立公園など自然公園地域として700km<sup>2</sup>（34%）が指定され、観光地として訪れる人が多い。

山地の地質は、本川上流部と支川湯西川一帯は安山岩類・流紋岩類・花崗岩類で構成されており、支川大谷川流域は第四紀の日光火山群に代表される。日光火山群は安山岩類・花崗岩類・石英斑岩などから構成され、西側の白根山系は石英粗面岩から構成される（⇒図2.2.1, 図2.2.2）。

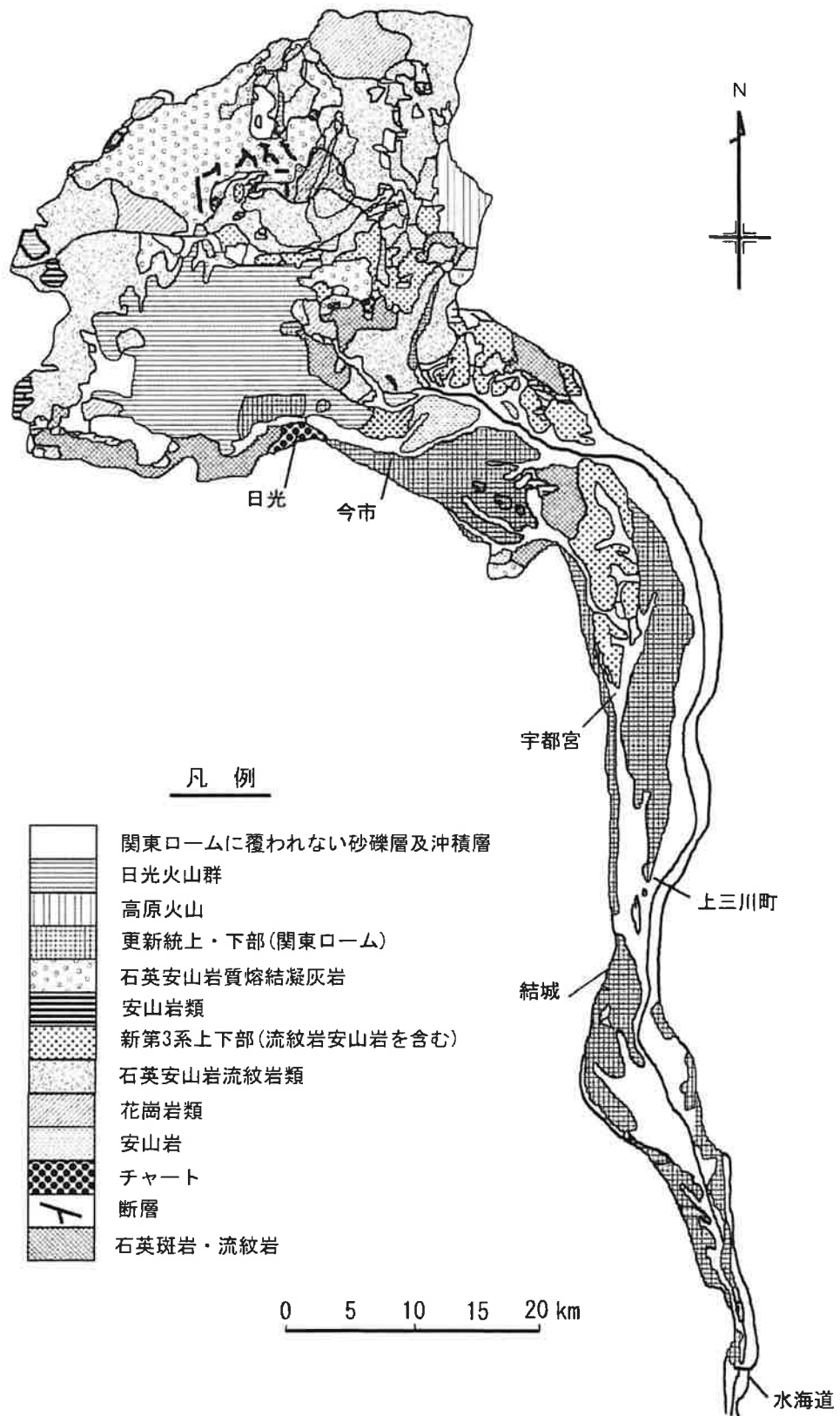


図 2.2.1 鬼怒川地質図

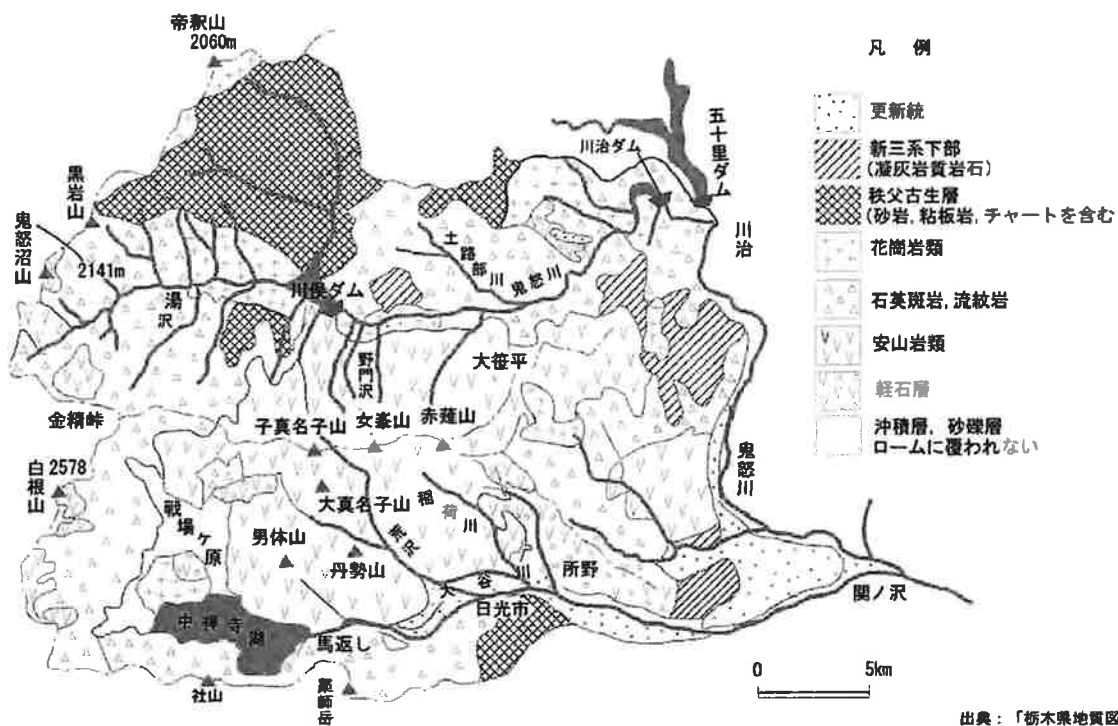


図 2.2.2 鬼怒川上流山地地質図

現鬼怒川に多量の土砂を供給する女峰山の火山活動は10万年前で終わり、山地の解体が進んでいる(⇒写真2.2.1)。男体山の形成は2万年前から1万年前の火山活動により生じ、この間中禅寺湖を形成した(小池他, 2000)。

平地には、年代の異なる段丘が広く発達し、風成層に被覆されている。低地の東部の上流部の東側は喜連川丘陵および筑波山塊に界されている。喜連川丘陵は、扇状地(八溝山地から鬼怒川低地を流下する諸河川が形成した)が離水(60～70万年頃離水したと推定されている)して形成された段丘が侵食されて、穏やかな斜面から構成されるようになったものである。表層は厚さ40mに達する火山性土層に覆われている(火砕流堆積物を挟む)。その下に扇状地性礫層(境林礫層160万年前の堆積物)が存在する(小池他, 2000)。

鬼怒川90～67km下流は左岸側を宝積寺台地(10～15万年前および10万年前に段丘化した宝積寺面, 大和田面), 下妻台地(4～3.5万年前に段丘化した峰町面), 右岸側を宇都宮台地に挟まれて流下する。台地は形成年代の異なった複雑な段丘面を持ち、図2.2.3のように地形区分されている(小池他, 2000, 同



写真 2.2.1 女峰山と日向砂防堰堤の堆積土砂

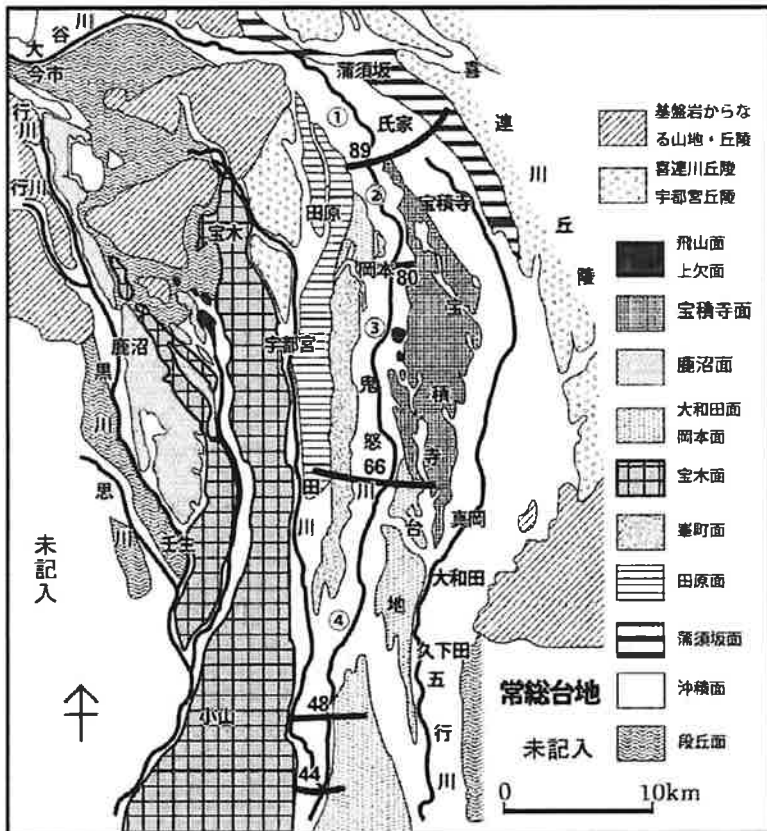


図 2.2.3 鬼怒川低地南部の段丘地形区分 (鈴木毅彦原図に付加)

図には3.1で示すセグメント1の小セグメント区分線と利根川合流点から距離標を付加した。また原図において白抜きの部分において段丘地形である所は段丘面の記号を書き込んだ。思川右岸側は地平面区分を行っていない。

48km地点から沖積地の河川流下方向の勾配が急に緩くなり、自然堤防地帯(セグメント2-1)に入る。34km地点までは河床材料が砂利成分の多い区間であるが、その下流は中・粗砂成分を主体とするセグメント2-2の河道となる。24.5km左岸(若宮戸)付近、12.3km(小山戸町)左岸付近には河畔砂丘が存在する(⇒**図2.3.1**)。鬼怒川の砂供給が多

かったこと、湾曲部内岸の左岸側に砂河原が常時存在したこと、北西の冬季の季節風が強かったことにより形成されたものである。砂丘形成期には河道平面形状が変わらなかったことを示すものである。

7kmより下流は、1629年(寛永6)に洪積台地を掘り割って(大木開削という)開いた人工河川である。

### 2.3 完新世における鬼怒川と小貝川の河道変遷

鬼怒川沖積低地域の地形分類と流路変遷を**図2.3.1**に示す。同図には5km毎に鬼怒川および鬼怒川と密接な関係(山本他, 2007a)にある小貝川の距離標位置が示されている。また本図の標高はT.P.基準である(⇒注1)。

宝積寺台地を挟んで西と東に2つの沖積扇状地面が存在する。西側は現鬼怒川扇状地面であり、東側は五行川の流れる古鬼怒川の扇状地面である。歴史記録として東側の流路を流れたという記載がないことより、少なくとも、ここ1500年は鬼怒川の流下扇面でなかった。数千年のオーダーで西の流路、東の流路と変化を繰り返す、あるいは二派に分かれて流下していたと考える。同様、歴史記録に記載がないが、宝積寺台地と下妻台地の間にも沖積面が存在し、西側を流れた鬼怒川がこの間を流下した時期もあったと考える。なお宝積寺台地は厚いロームで覆われるが、礫層は現沖積面の高さとはほとんど変わらない(小池他, 2000)。古鬼怒川は絶えず風成堆積物を洗い流していたと考える。





常陸風土記によると、鬼怒川は下妻台地の南端で糸繰川を通過して小貝川の流路に入っていた。758年(天平・寶字2)の洪水により図2.3.1のA(青)の流路に移り今の鎌庭の流路に切れ込んだが、その前後策としてB(紫)の水路を開削し附替えを行った。その後、承平年間(10世紀半ば)に、鬼怒川の幹線は現鬼怒川筋(緑)に移った(吉田, 1910)。

16世紀の鬼怒川は現小貝川19km地点において小貝川と合流し現小貝川筋(紫)を流下し、藤倉付近くで利根川に合流していたが、1629年(寛永6)年、図2.3.1に示す大木開削を行い鬼怒川と小貝川を切り離し、さらに翌年小貝川を戸井田と羽根野の台地の間に流路を切り替え利根川へ落とした。またAの上流部とBの流路は曲がりが大きいため、寛永年間(1624-1643)に古い流路であるCの直路に戻した(吉田, 1910)。

鬼怒川101～86kmの右岸側扇面には西鬼怒川という分派河道があった。ここには、1620年(元和6)宇都宮城主本田正純によって逆木用水が掘削され、水田用水として使われていたが、そこを1723年(享保8)に洪水が襲い、この流路に流れる洪水流量が増加し分派川状となったのである。1898年(明治31)分派川は二重の石堤により締め切りが完成した。

26.2～28.2km区間は鎌庭捷水路といわれる人工的に河道を直線化した区間で、1935年(昭和10)に通水されたものである。

なお44～37kmのセグメント2-1の区間は、近世において蛇曲河道を人為的にショートカットした河道のようである(⇒4.3)。

## 2.4 気象水文

鬼怒川の最上流部は、日本海側と太平洋側の気候区分の境界に接しており、標高2000m級の山地であるため、冬期には日本海側の気候を呈し、12月から3月までの月平均気温は氷点下となり、降雪は1～2mとなる。夏期は海から遠く離れているために内陸型の性質を示す。中・下流部の平地は、概ね太平洋側の気候の特徴を有し、冬期には北西の季節風が吹き、晴天が続き降水量は少ない。夏期は南の季節風が卓越し、梅雨期を中心に比較的降水量が多い。

年間降水量は山岳部で1600～2000mm、平野部で1200～1400mm程度である。月別では、山岳部が8月、9月の夏季に集中する傾向があるが、平野部では春から秋まで大きな差がない。

水海道水位観測所(11.21km)における年最大流量の経年変化を表2.4.1および図2.4.1に示す。図中には当該年を含む前10年の平均年最大流量の変化も示されている。ただし、1958年(昭和33)以前は1950年(昭和22)から当該年までの平均値である。1950年代後半から1970年代にかけて10年平均年最大流量が小さく1000m<sup>3</sup>/s程度であり、最近では1500m<sup>3</sup>/sを越えるようになった。表2.4.2には石井地点(75.2km)および水海道における既往主要洪水とピーク流量を示す(1947年(昭和22)の洪水は推定値)。

なお、支川の流入が段丘・丘陵を流域とする田川しかないにもかかわらず、観測所間でのピーク流量の差異が大きい。洪水観測は浮子投入による観測値であり、扇状地河川では観測誤差が大きいこと、河道貯留による洪水ピーク流量の低減効果が洪水ハイドログラフの形状で異なることに原因する。下館河川事務所によると、石井地点(75.2km)と水海道地点(11.2km)の観測値の分析より、シャープな波形ほど低減効果が大きく、石井地点のピーク流量が3000m<sup>3</sup>/sを超えると低減量が多くなる傾向がある(⇒図2.4.2)。平均年最大流量は水海道で1347m<sup>3</sup>/s(1935(昭

表 2.4.1 水海道における年最大流量の経年変化

西暦年	水海道	備考	西暦年	水海道	備考
1950	1,521		1979	2,234	
1951	422		1980	731	
1952	286		1981	2,031	
1953	1,928		1982	2,330	
1954	1,209		1983	1,306	川治ダム竣工
1955	662		1984	218	
1956	459	五十里ダム竣工	1985	1,702	
1957	578		1986	2,053	
1958	2,418		1987	1,111	
1959	2,999		1988	1,133	
1960	467		1989	1,313	
1961	679		1990	1,844	
1962	421		1991	1,788	
1963	583		1992	272	
1964	552		1993	1,278	
1965	619		1994	1,318	
1966	2,272		1995	977	
1967	468		1996	616	
1968	442		1997	1,127	
1969		川俣ダム竣工	1998	2,626	
1970	685		1999	1,263	
1971	1,125		2000	893	
1972	1,798		2001	2,704	
1973	226		2002	2,903	
1974	1,189		2003	1,059	
1975	818		2004	1,139	
1976	624		2005	681	
1977	582		2006	842	
1978	302		2007	2,204	
			平均	1,194	

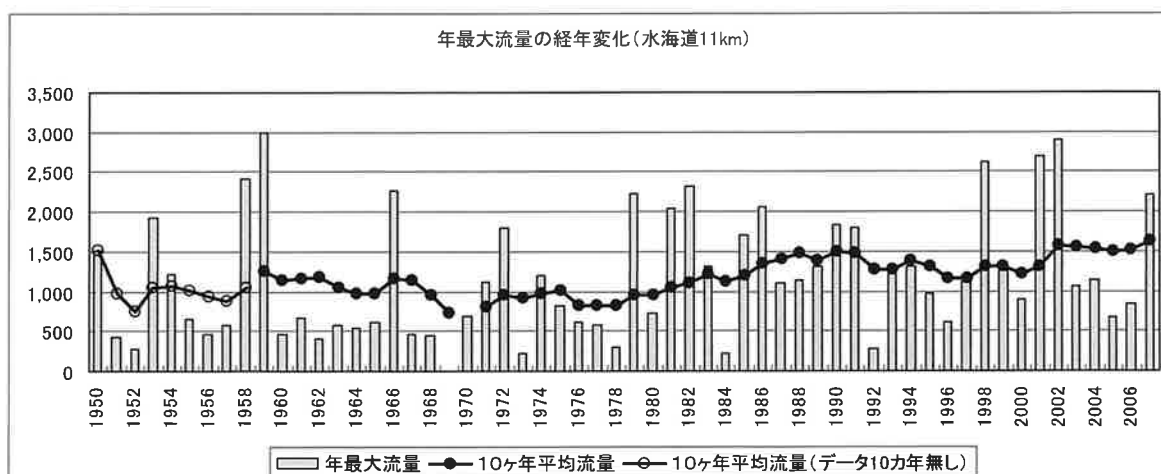


図 2.4.1 年最大流量の経年変化

表 2.4.2 主要洪水流量

No.	年月日	洪水要因	石井		水海道	
			日時	流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	日時	流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
1	S10.09.25 (1935)	台風	09.25 17	2018.00	09.26 09	1945.00
2	S13.09.01 (1938)	台風		5401.00		2867.00
3	S16.07.23 (1941)	台風 8 号	07.23 03	4022.00	07.23 09	3063.00
4	S18.10.03 (1943)	台風 27 号	10.03 04	2714.40	10.03 21	2461.70
5	S22.9.15 (1947)	カスリーン台風	推定 4,024		氾濫・測定不能	
6	S24.09.01 (1949)	台風 10 号キテイ	09.01 04	5700.00	09.01 09	4100.00
7	S28.09.26 (1953)	台風 13 号テス	09.26 04	2803.40	09.26 09	1927.60
8	S33.09.18 (1958)	台風 21 号ヘレン	09.18 12	2910.60	09.18 20	2258.40
9	S33.09.27 (1958)	台風 22 号狩野川	09.27 08	2222.50	09.27 12	2417.70
10	S34.08.13 (1959)	台風 7 号ジョージア	08.14 13	4191.54	08.14 21	2926.36
11	S34.09.27 (1959)	台風 15 号伊勢湾	09.27 12	2745.00	09.27 11	2298.00
12	S47.09.16 (1972)	台風 20 号	09.17 06	2473.50	09.17 16	1917.70
13	S54.10.19 (1979)	台風 20 号	10.19 18	3452.23	10.20 03	2334.50
14	S56.08.23 (1981)	台風 15 号	08.23 09	3550.28	08.23 17	2022.51
15	S57.08.02 (1982)	台風 10 号	08.02 10	2443.23	08.02 18	1692.57
16	S57.09.12 (1982)	台風 18 号	09.13 03	2239.83	09.13 10	2274.37
17	S60.07.01 (1985)	台風 6 号	07.01 09	2472.67	07.01 19	1701.76
18	S61.08.05 (1986)	台風 10 号	08.05 06	2152.05	08.05 15	2052.74
19	H02.08.10 (1990)	台風 11 号	08.10	2681.70	08.11 05	1843.52
20	H02.09.20 (1990)	台風 19 号	09.20 09	2013.59	09.20 20	1530.44
21	H03.08.21 (1991)	台風 12 号	08.21 05	2430.40	参考	1769.04
22	H06.09.30 (1994)	台風 26 号	09.30 10	2024.23	10.01 03	1317.88
23	H10.09.14 (1998)	台風 5 号	09.16 10	3698.63	09.16 22	2653.24
24	H13.08.22 (2001)	台風 11 号	08.22 16	2222.16	08.23 02	2042.71
25	H13.09.11 (2001)	台風 15 号	09.11 13	2190.49	09.11 21	2919.29
26	H14.07.10 (2002)	台風 6 号	07.11 05	2804.50	07.11 00	2814.87
27	H19.09.7 (2007)	台風 9 号	07.09 07	2819	07.09 08	2204

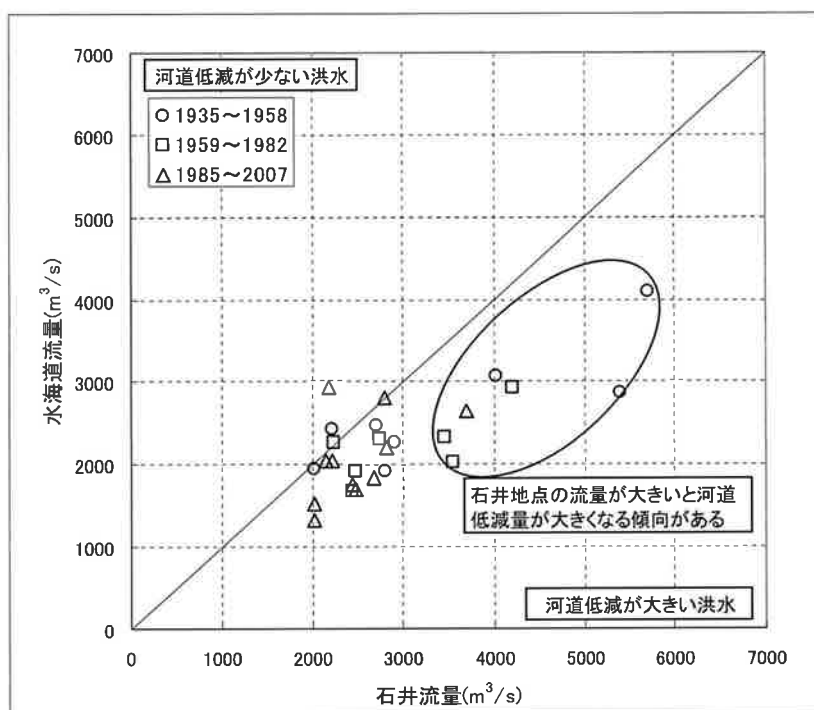


図 2.4.2 石井地点洪水ピーク流量と水海道地点ピーク流量の差異

和10)～2002年(平成14)), 1194 $\text{m}^3/\text{s}$  (1950(昭和25)～2007年(平成19))である。

宝積寺(82.95km), 平方(37.27km), 水海道(11.21km)地点における豊水, 平水, 低水, 濁水流量の経年変化を図2.4.3に示す。取水堰による取水, 扇状地河道における伏流, 地下水の流入などの影響により, 観測所間の差異が大きい。平水流量は, 宝積寺17.95 $\text{m}^3/\text{s}$  (1960(昭和35)～1970年(昭和45)), 平方34.30 $\text{m}^3/\text{s}$  (1963(昭和38)～1970年(昭和45)), 水海道38.55 $\text{m}^3/\text{s}$  (1950(昭和25)～1970年(昭和45))である。水海道は利水用水の還元により流量が多くなっている。ちなみに水海道の平水流量の比流量は2.3 $\text{m}^3/\text{s}/100\text{km}^2$ であり, 関東の河川の平水流量と遜色がない(山本, 1994)。

図2.4.4には, 豊水, 平水, 低水, 濁水位の経年変化を示す。1960年代の中頃から砂利採取がなされ河床が低下し, 石井で2m, 平方で2.5m程度, 水海道ではそれに加え砂の供給量の減少により4.5m程度低下した。

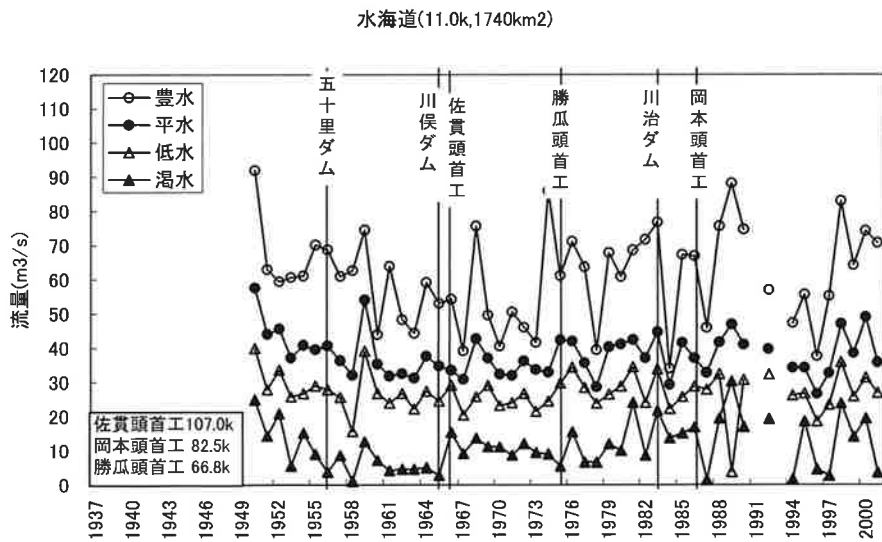
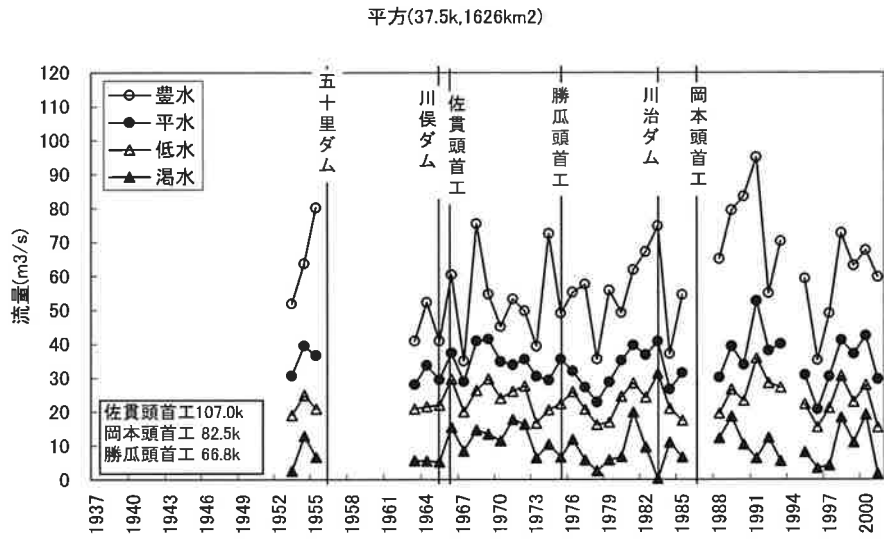
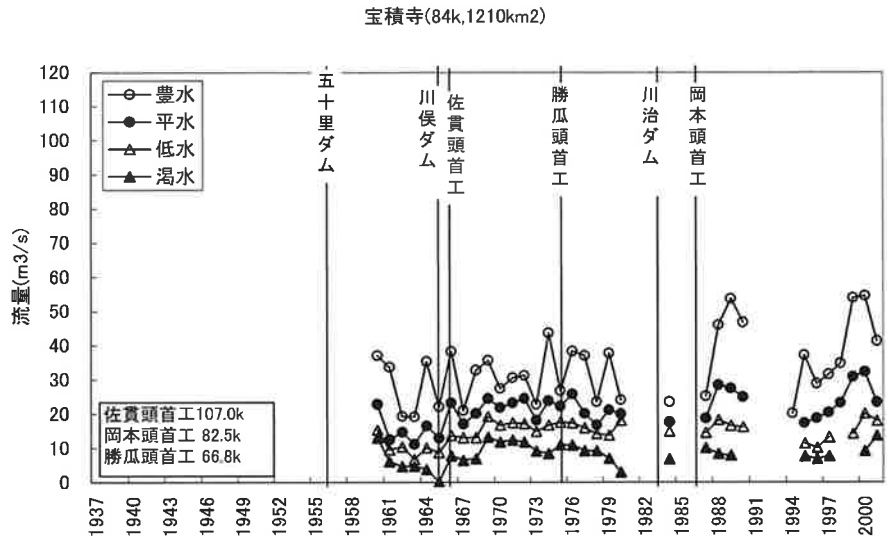


図 2.4.3 流況の経年変化図 (宝積寺, 平方, 水海道)

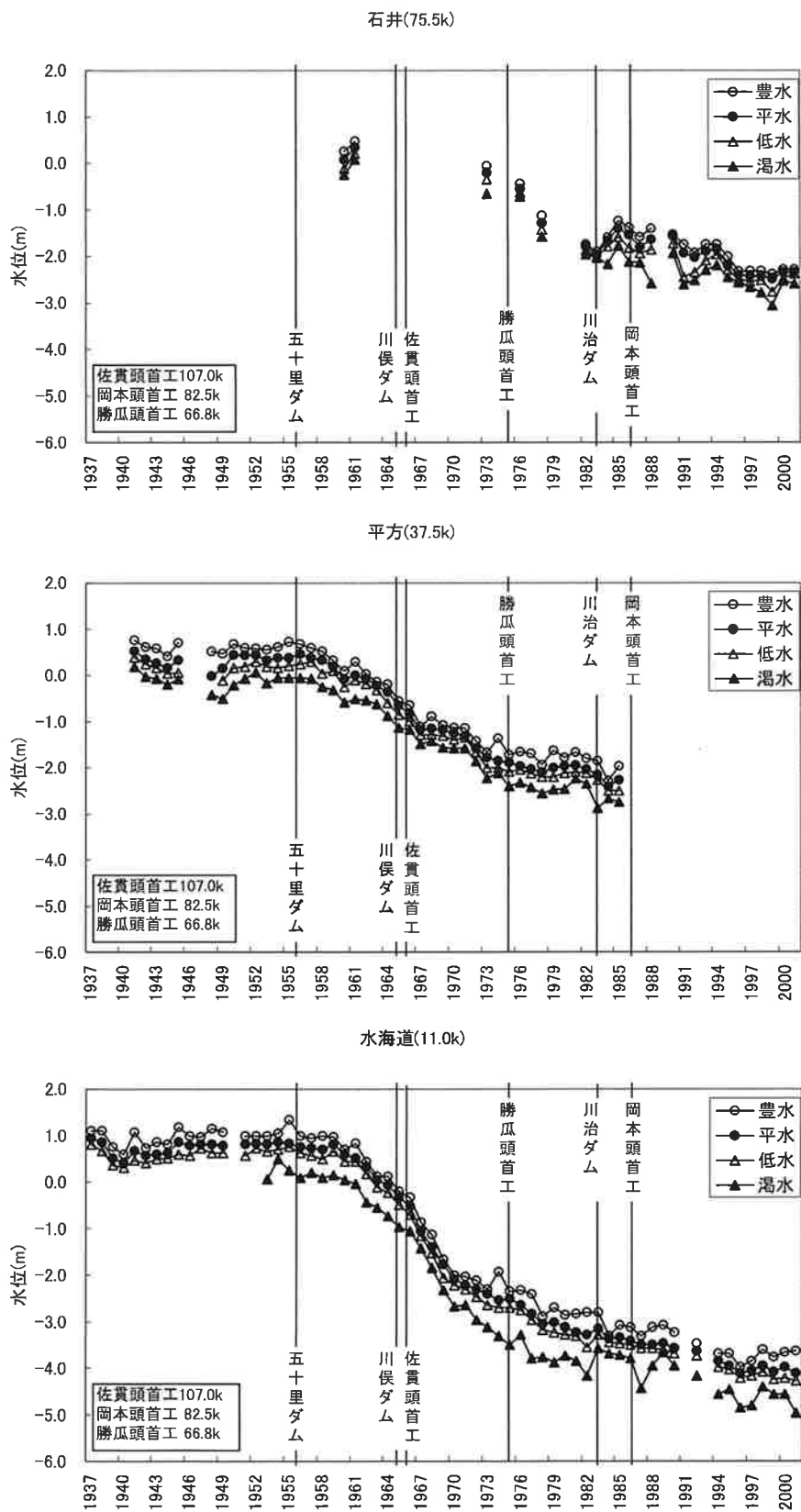


図 2.4.4 位況の経年変化図 (石井, 平方, 水海道)

## 2.5 治水事業の経緯

鬼怒川の近代的河川改修は、1926年（大正15）の鬼怒川改修計画より開始され、石井地点における計画高水流量は3600m<sup>3</sup>/sに設定された。その後、1938年（昭和13）6月の洪水を契機に利根川増補計画が策定され、これに伴い石井地点の計画高水流量は4000m<sup>3</sup>/sに変更された。戦後は、カスリン台風による氾濫を契機に策定された利根川改修改定計画、さらに1973年（昭和48）における利根川水系工事実施基本計画により1/100年確率の洪水に対処しえるよう再度計画高水流量が変更された。基本高水のピーク流量は8800m<sup>3</sup>/sとし、このうち上流ダム群により2600m<sup>3</sup>/sを調節し、河道の配分流量はを6200m<sup>3</sup>/sとした。

なお、2006年（平成18）に利根川水系河川整備基本方針が策定され、石井地点の基本高水のピーク流量は8800m<sup>3</sup>/s、計画高水流量を5400m<sup>3</sup>/sとし、鬼怒川の広い河道による流量の低減効果を見込み、水海道地点において計画高水流量を5000m<sup>3</sup>/sとする計画に変更された。

表2.5.1に基本計画の変遷を、図2.5.1に現在の計画高水流量配分図を示す。

この間、鎌庭捷水路（27km付近）の開削（1936年（昭和11）完成）、五十里ダムの完成（1956年（昭和31））、川俣ダムの完成（1966年（昭和41））、川治ダムの完成（1983年（昭和58））、湯西川ダムの建設（工事中）がなされた。堤防は1931（昭和6）～1972年（昭和47）にその多くが築造され、2001年（平成13）、現在、完成123km（66.3%）、暫定48km（25.3%）、未整備16km（8.4%）となっている。

この間、砂防および治山工事が大谷川筋を中心になされ、土砂の流出防止と土砂災害の防止に努めている。

表 2.5.1 基本計画の変遷

計画年	計画名	計画高水流量 (m <sup>3</sup> /s) 〔 〕：基本高水ピーク流量				
		石井	水海道	利根川合流点	利根川ピーク時合流量	利根川調節池調節量
大正 15 年	鬼怒川改修計画 (当初計画)	〔4,500〕 3,600	2,500	1,670	980	690
昭和 7 年	利根川増補計画 (五十里ダムの工事中止に伴う変更)	3,790	2,680	1,780	980	800
昭和 14 年	利根川増補計画 (昭和 13 年出水を契機)	〔5,400〕 4,000	2,300	1,400	900	500
昭和 24 年	利根川改訂改修計画 (昭和 22 年カスリン台風を契機)	〔5,400〕 4,000	3,300	2,000	0	2,000
昭和 48 年	工事実施基本計画	〔8,800〕 6,200	5,000	5,000	0	5,000
平成 18 年	河川整備基本方針	〔8,800〕 5,400	5,000	5,000	0	5,000

出典  
利根川水系工事実施基本計画参考資料 昭和 52 年 7 月 下館工事事務所 P6.7  
五十年のあゆみ 下館工事事務所  
利根川百年史





こには3基の床止めが設置された(安芸, 1944)。1949年(昭和24), 1965年(昭和40)と床止めは被災を受け補修維持がなされたが, 1966年(昭和41)6月洪水において上流床止めおよび低水路護岸の大部分が流されたため, 捷水路の再検討がなされ, 捷水路の低水路幅を従来の60mから110mに拡幅し, 下流の床止め(26.68km)は50m継ぎ足し, 上流床止め(27.54km)は全面改築し, 1967年(昭和42)10月概成した(利根川百年史編集委員会, 1987)。

(3) 石下床止(22.84km)

直上流の石下橋(23.0km, 1929年(昭和4)開通)の河床低下による被災をきっかけとし, 河床低下対策のため1991年(平成3)に設置したものである。

(4) 三妻床止(12.86km)

河床低下対策のため1995年(平成7)に設置したものである。直上流に鬼怒川有料橋(12.87km, 1997年開通)が架設された。

(5) 水海道床止(11.3km)

直上流に架かる豊水橋(11.2km)の被災防止のため1986年(昭和61)に設置された。

(6) 玉台床止(5.2km)

河床低下対策のため2000年(平成12)に設置された。

### 3. セグメント区分と河道特性

#### 3.1 セグメント区分

河川の縦断形は、ほぼ同一勾配を持ついくつかの区間に分けることができる。このような河床勾配がほぼ同一である区間は河床材料や河道の種々の特性が似ており、河道を分節化して河道の特徴を記述するという河道・環境特性調査の単位空間であり、その特徴を踏まえて河川に働きかけるという技術行為の単位ともなっている。これをセグメントとっている。河川におけるセグメントの数は、河川によって、また河川を捉える目的に応じて異なる。山本(2004a)は、セグメントの分類および命名法について定義している。本論ではそれに従う。

セグメント区分(河床勾配が同一で、似たような特徴を持つ区間ごとに河道を区分すること)は、3.2で記す河道特性量の縦断変化の分析に基づいて行うものであるが(山本, 2004b), ここでは論旨の分かり易さを重視し、セグメント区分の結果を先に示す。

検討対象区間は、大臣管理区間鬼怒川距離標0～102kmである。

なお直轄区間上流の110km地点左岸より大谷川が合流する。合流点と102km間の河道の特徴を述べておく。

1973年(昭和48)、鬼怒川中部国営事業により107.2kmに6用水を統合する佐貫頭首工が設置され(約8900haの田畑を灌漑, 最大取水量 $13.6\text{m}^3/\text{s}$ ), 川幅が330m程度に狭められた。頭首工および直下流の観音橋は、**写真3.1.1**示す新第三系の凝灰岩質泥岩の上に乗っている。露岩河床にはポットホール、縦状侵食溝が存在する。頭首工上流は大谷川の扇面が鬼怒川本川を左岸側の



写真 3.1.1 観音橋下流の凝灰岩質泥岩 (2005年5月)

山地寄りに押しやり、鬼怒川は右岸の洪積台地との間を流れる。

(1) セグメント1-①= 102～89km

本区間の最上流部は新第三系の地質からなる山が両側から迫り、その間が鬼怒川の河原となっている。本セグメントは最上流を扇頂とする扇状地地形を流下する。沖積扇状地の幅は89km地点で6.5kmである。

鬼怒川90km地点は宝積寺台地の最北端であり扇面を二分している。鬼怒川の左岸側の扇面は五行川筋を流れる扇面と繋がっている(⇒図2.3.1)。歴史時代を通じて、この左岸側の扇面が鬼怒川本川となったという歴史記録はない。

本区間の河床勾配は1/190程度である。

(2) セグメント1-②= 89～80km

本区間は上流のセグメントより少し勾配が緩く1/245程度の扇状地的河道特性を持つ区間であるが、沖積谷幅が堤防間幅の2～3倍程度しかない。

83km付近は、左岸は宝積寺台地に接近し、東北本線、国道4号が通り、堤防間幅が狭い。その直下流には、1986年(昭和61)に岡本頭首工が建設された。岡本頭首工を挟む84～79km区間の河床下の浅いところに新第三系のシルト・泥岩が存在し、一部河床に露出している。

(3) セグメント1-③= 80～66km

本区間の宝積寺台地と宇都宮台地に挟まれた狭い沖積谷を流れている。左岸78km、67～68km地点は台地に接近して流れている。66.75km下流には、1969年(昭和44)、勝瓜頭首工が建設されている。可動堰部が左岸側にあり、鬼怒川のみお筋を左岸に固定している。

河床勾配は1/360程度である。

(4) セグメント1-④= 66～48km

本区間は上流のセグメント1-③に比べて沖積谷幅が広がる区間である。河床勾配1/450程度である。

(5) セグメント2-1-①= 48～44km

本区間は、扇状地状の河川が砂川に変わる遷移区間で、勾配が緩くなり、川幅が400mから200mに急減している。単列砂州河道である。

河床勾配は1/710程度である。

(6) セグメント2-1-②= 44～34km

本区間は、砂利川から砂川に変化する区間で、河床には砂利部(瀬)と砂部(淵)が分離して存在するようになる。川幅200mと狭いが高水敷幅が一定せず、高水敷に乗るような洪水時の水面勾配は38kmより下流が狭くなるので、堤防間幅が広い44～37kmで水面勾配が緩く、下流の堤防間幅の狭い区間で急となる。本区間の44～39km区間は、近世に迂曲(⇒注2)していた河道を人為的にショートカットしたものである。39～34km区間(図2.3.1のC)は、8世紀半ばから主流筋でなくなったが、17世紀前期にAからC水路へ人為的に戻した。

河床勾配は1/1700程度である。

(7) セグメント2-2-①= 34～30km

河床材料は基本的には砂であるが、流量が平均年最大流量を超えると水面勾配が下流の小セグメントより急になり掃流力も大きい。中出水以上の洪水においては河床が小砂利となる可能性が

ある。34km地点は、758年の洪水により図2.3.1のA(青)の水路に移った後、事後対策としてBの水路を開削して旧鬼怒川に戻した地点であり、30km付近は鬼怒川が下妻台地の南側を流れ小貝川筋を流れた時(8世紀中ごろ以前)の流路位置に当る。

(8) セグメント2-2-②=30~3km(ただし6~3km更新統堆積物を切る)

本区間は砂川の特徴を持つ河道であった。このうち34~7.2km区間は10世紀半ばに鬼怒川の流路筋と成った河道であり、1000年程度の経過時間しかない。26.2~28.2km区間は鎌庭捷水路といわれる人工的に河道を直線化した区間で、ここには2基の床止め工が設置されている。1928年(昭和3)から工事に掛かり、1935年(昭和10)に通水したものである。

本区間は、1960年(昭和35)ごろまでは砂川であったが、高度経済成長期の砂採取と供給砂の減少より、河道に沖積粘土層や洪積層が露出する区間が長くなり、現在では砂川とは言えず穿入河川となっている。

河床勾配は1/2500程度である。

(9) セグメント2-2-③=3~0km

本区間は利根川・鬼怒川の水位の低下を図るために、利根川と鬼怒川の合流点の位置を2200m引き下げ付け替えた1.6km以下は掘削河道区間である(⇒図2.3.1)。利根川第三期改修工事として実施され、1915年(大正4)に新河道の通水と旧川の締め切りを行っている。本区間は利根川の水位の影響を受ける背水区間でもある。1960年(昭和35)頃までは河床に砂州の発生する砂川河川であったが、利根川の水位低下および鬼怒川の砂供給量の減少により2.2km付近には河床に更新統のシルト・粘土層が露出している。

### 3.2 河道特性量の縦断方向変化

河道特性調査では、河床勾配が同一で似たような特徴を持つ区間ごとに河道を区分し、区分された小セグメントごとにその特徴を抽出し、各セグメントの洪水時の河道特性量との関係を調べ、各河道特性構成要素(洪水時の水理量、河道の平均的なスケール、小規模河床波と流れの抵抗、土砂の運動形態とその量、氾濫源の土質・地質特性、洪水時の氾濫原の挙動特性、河道の平面形、河道の横断形、位況・水面幅特性、河道の縦断形変化特性、生態系、人的作用による河道特性の応答特性、河川の景観特性、河川生態)間の関係について分析する。各河道特性構成要素は、洪水時の河道特性量と密接な関係があることが明らかにされているので、他の河川と同じような特性をもっているのか、また特異なものであるか把握できる。特異なものであればその原因について分析・解釈していく。なお河道特性量とは平均年最大流量時(あるいは河岸満杯流量時)の低水路の各種水理量(水深、摩擦速度、水路幅等)である。

この分析・解釈するための道具として、種々の河道特性構成要素と平均年最大流量、河床の代表粒径、河床勾配との関数関係に関する一般的知見、さらにセグメント、粒径集団、代表粒径、小規模河床波、中規模河床波(砂州)、粒径別土砂供給量、河岸・河床の土質、土砂の運動形態、海水面変化、地盤変化と言うような概念装置とそれらに関する基本的な知見を用いて、各種河道特性の相互連関性について分析・解析する。

さて、分析するためには河道特性量を評価しなければならない。河道特性量は平均年最大流量時の河道にかかわる物理量であり、具体的には河床勾配 $I_b$ 、代表粒径 $d_R$ 、低水路平均水深 $H_m$ 、

摩擦速度の2乗 $u_*^2$ 、無次元総掃流力 $\tau_*$ 、川幅 $B$ 、川幅水深比 $B/H_m$ 、深掘深 $\Delta Z$ 、相対深掘深 $\Delta Z/H_m$ 等である。通常、河道縦横断面図を用いた平均年最大流量時の不等流計算結果により河道特性量を評価する。なお河道特性量の算定に当たって、本論末「メモ1」に示したような問題が生じている。

本節で示した河道特性量は、河道横断面図および航空写真より低水路幅を設定し、その幅での平均河床高 $Z_m$ を求め、平均年最大流量 $1380\text{m}^3/\text{s}$ 流下時の不等流計算結果より水面高を求め、その標高から平均河床高を引き低水路の水深 $H_m$ とし、この水深により河床に働く掃流力等を算定した。さらに近年の10年間平均最大流量である $1500\text{m}^3/\text{s}$ 時の河道特性量についても評価した。

### [1] 平均年最大流量の評価

河道特性量の評価に用いた平均年最大流量は、川治ダム完成後の水海道地点1983(昭和58)～2007年(平成19)間の年最大流量の平均値 $1380\text{m}^3/\text{s}$ とし、検討対象区間において一定とした。さらに近年の10年間平均年最大流量である $1500\text{m}^3/\text{s}$ 時の河道特性量についても評価した。

### [2] 河床縦断面形と勾配

図3.2.1に鬼怒川の平均河床高および最深河床高縦断面図を示した。同図には小セグメント区分と横断構造物位置、田川合流点位置を示した。

河床勾配は、48km地点下流で勾配が緩くなり、この地点より上流のセグメント1からセグメント2-1に河道特性が変わる。この地点の沖積面の標高はT.P.35m程度である。図3.2.1の10m単位の等高線より、この標高より上流の鬼怒川、田川、小貝・五行川筋の沖積谷の標高が、鬼怒川の流下方向に対してほぼ同じである。すなわち洪水という営力の違いとその作用時間の差異にもかかわらず沖積面の勾配が概ね同じであること、また3.4で記述するように鬼怒川の沖積砂利層が薄いことより、鬼怒川のセグメント1の河床勾配は、ここ一万年ほとんど変化が無かったと

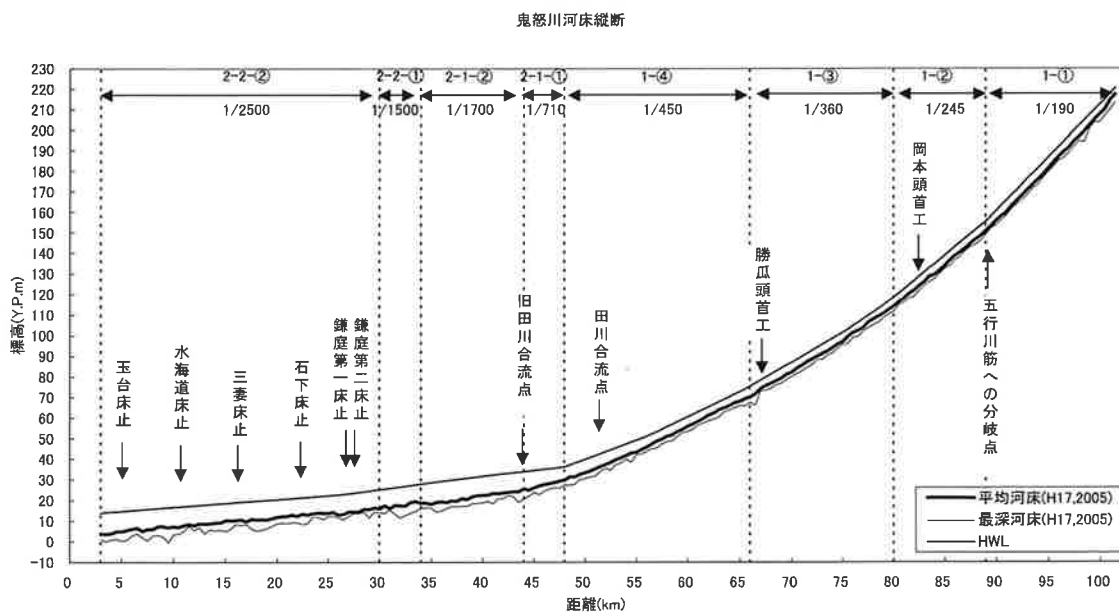


図 3.2.1 現況河床高縦断面図

推定される。

セグメント1の河床縦断形および小セグメントの形成は、一万年以上前の平地の地形場（鈴木，1990，2004 ⇒注3）に規定されてしまっているのである。小セグメントの結節点は図2.2.3に示した形成年代の異なる段丘面の鬼怒川沿いの境界線に近い地点となっている。

セグメント2-1の区間は、砂利川から砂川に変わる遷移区間である。小貝川筋の沖積谷の標高T.P.30mおよび20mの等高線の位置より鬼怒川筋の等高線が下流にあることより、この区間は、近年を除き、ここ数千年間河床上昇が継続的に生じていた区間と推定される。洪水時掃流力が上流に比べて低減するので河床材料が分級し小さくなり、また下流に向けて土砂輸送能力が減少するので堆積するのである。この区間は、セグメント2-1の河道特性を持ち自然状態では蛇曲（⇒注2）する河道である。事実、図2.3.1に示されている旧流路跡は蛇行度の大きい河道である。現河道は蛇行度が小さく、近世において人工的にショートカットされたと判断される。

セグメント2-2の区間（7.2～0km区間を除く）は、この流路の形成から1000年程度の時間しか経過していない。1960年代以前は砂川であり、大局的な河床勾配はほぼ一定であったが、現在は河床低下により洪積層や沖積粘性土が河床に露出する区間が大部分となっている。

### [3] 河床材料

礫床における各小セグメントの代表粒径  $d_R$  は、1938年（昭和13）の河床材料の篩分け試験による粒度分布形よりC集団およびA'集団を用いてその60%粒径を認め、各小セグメントの平均値（2から3サンプル）を代表粒径  $d_R$  とした。砂川については1938年（昭和13）のA'集団の粒径0.5mmを代表粒径  $d_R$  とした（⇒注4）。その理由については4.2において詳述する。なお、現在セグメント2-2の区間の河道区間は河床が沖積粘性土あるいは洪積シルト層となっているところが多く、採取された河床材料の構成材料は、細砂集団はシルト・粘土集団となっているところが多々あるが、ここでは粗い材料である中・粗砂集団（0.5mm）を代表粒径  $d_R$  とした。表3.2.1に各小セグメントの代表粒径  $d_R$  の値を示す。

表 3.2.1 各小セグメントの代表粒径

セグメント	距離 (km)	代表粒径 (cm)
1-①	102～89	9.7
1-②	89～80	9.5
1-③	80～66	6.0
1-④	66～48	4.8
2-1-①	48～44	4.2 (砂 0.05)
2-1-②	44～34	4.2 (砂 0.05)
2-2-①	34～30	0.05
2-2-②	30～3	0.05
2-2-③	3～0	0.05

図3.2.2に小セグメント別の代表粒径  $d_R$  と1938年（昭和13）、2002年（平成14）の河床材料調査結果より、60%粒径  $d_{60}$  の縦断方向変化を示す。

### [4] 水深と掃流力

図3.2.3～図3.2.6に平均年最大流量時の水深  $H_m$ 、水深代表粒径比  $H_m/d_R$ 、摩擦速度の2乗  $u_*^2$  ( $1\text{cm}^2/\text{s}^2$  が掃流力  $0.1\text{N}/\text{m}^2$  に相当する)、および代表粒径  $d_R$  に対する無次元掃流力を示す。

水深はセグメント1-①及び②の区間で1.55m前後であり、セグメント1-③で1.7m前後、セグメント1-④で1.8m前後である。セグメント2-1-で水深が増加し、3.8m程度、セグメント2-2で5～5.5m程度である。

1380 $\text{m}^3/\text{s}$  時のセグメント1および2-1の無次元掃流力が0.035～0.047となっている。1500

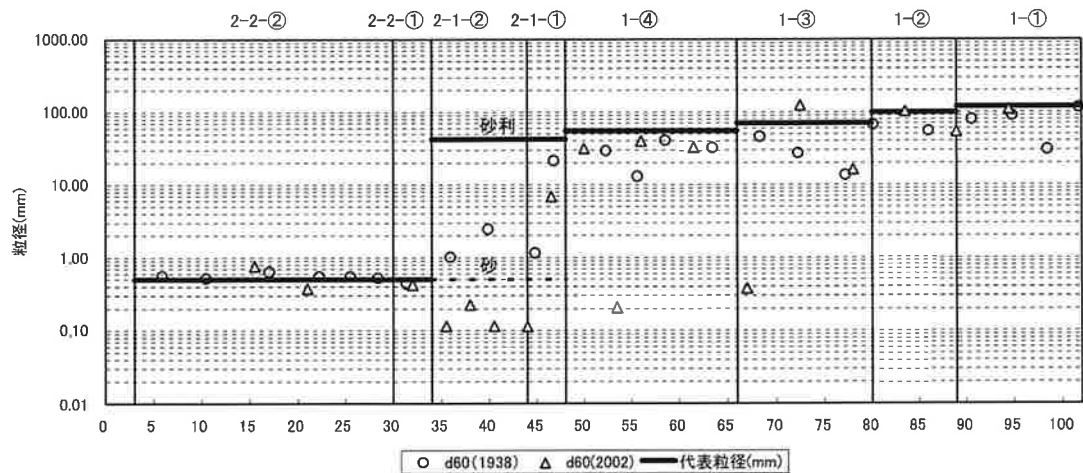


図 3.2.2 代表粒径及び 60%粒径縦断面図

$m^3/s$  時においても 0.036 ~ 0.050 である。この値は他の日本の扇状地河川より小さい。逆にセグメント 2 の無次元掃流力は大きい。この理由については 3.5 において記す。

[5] 川幅と川幅水深比

堤防間幅と低水路幅の縦断変化を図 3.2.7 に、低水路幅水深比の縦断方向変化を図 3.2.8 に示す。堤防間幅は、近世の堤防平面位置を基に堤防強化がなされてきた歴史を反映している。

川幅水深比はセグメント 1 の区間で 100 ~ 300 の間であり、2 列 ~ 6 列の砂州が発生する区間である。

セグメント 2-1 では 50 ~ 150 程度で上流のほうが大きい。セグメント 2-1 の最上流では複列の砂州の発生する領域であるが大部分は単列砂州となる区間である。自然河川であれば迂曲あるいは蛇曲する平面形状になる特性を持つ。事実、1000 年前の河道は蛇行度の大きい河川であった (図 2.3.1 の A 河道)。

セグメント 2-2 の河道は川幅水深比が 20 ~ 40 程度であり自然河川では蛇行河川となるが、現河川の蛇行度はあまり大きくなく平面形状の人為的改変の影響を受けている。

[6] 洗掘深  $\Delta Z$

図 3.2.9 に平均河床高  $Z_m$  と最深河床高の差  $\Delta Z$  の縦断方向変化  $\Delta Z/H_m$  の縦断方向変化図を示す。

セグメント 1 の多列砂州に起因する深掘深  $\Delta Z$  は 3m 程度以下と判断される。この  $\Delta Z$  はセグメント 1 における平均年最大流量の平均水深の 1.5 ~ 1.8 程度である。この値は他の扇状地河川と同様な値である (山本, 2004j)。3m 以上の地点は砂州が単列的であり、また河岸が湾曲している地点である。

[7] 鬼怒川の河道特性量のまとめ

表 3.2.2 に鬼怒川直轄区間 102 ~ 0km 区間の河道特性量を小セグメント毎にまとめた。



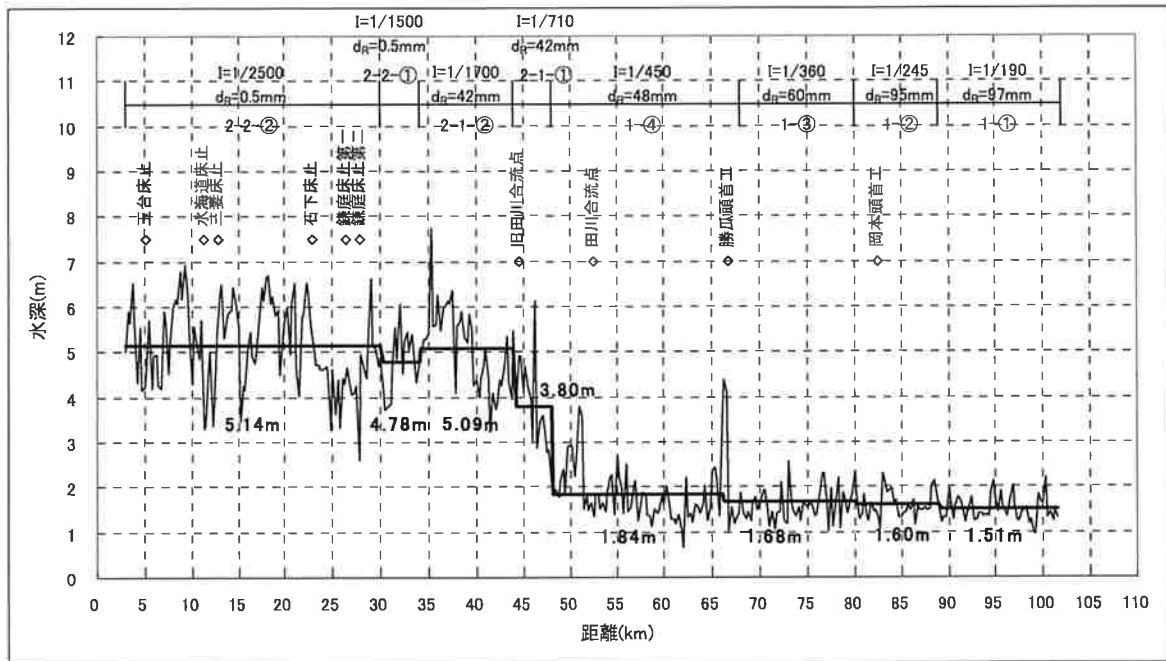


図 3.2.3 平均年最大流量時の水深縦断面図

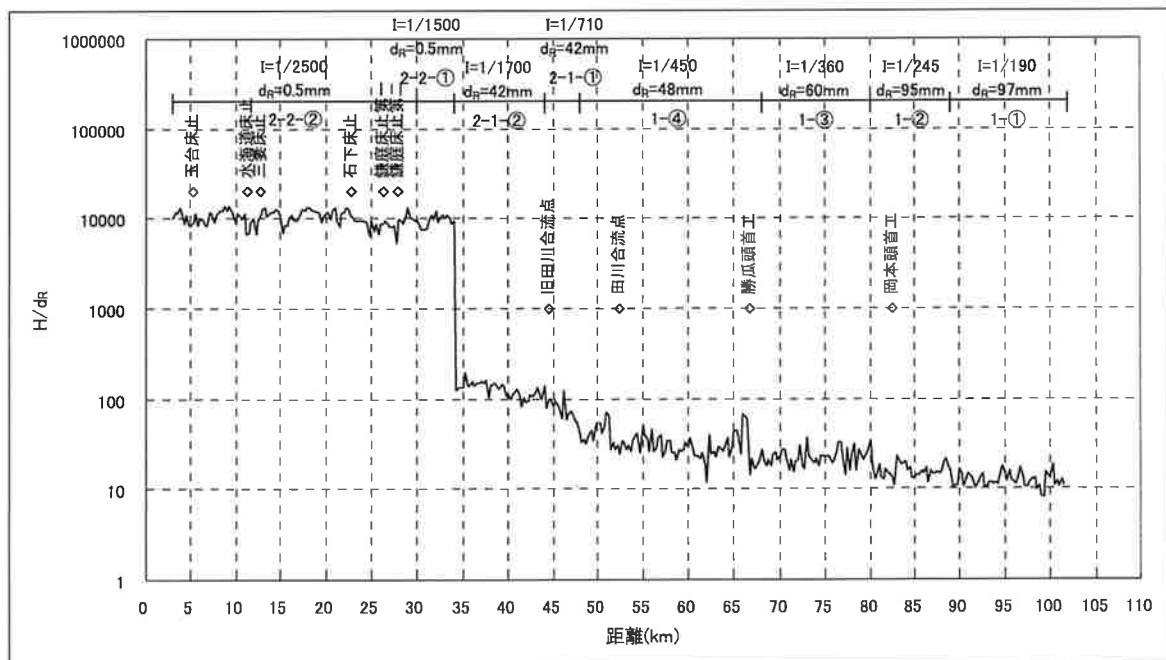


図 3.2.4 平均年最大流量時の水深粒径比縦断面図

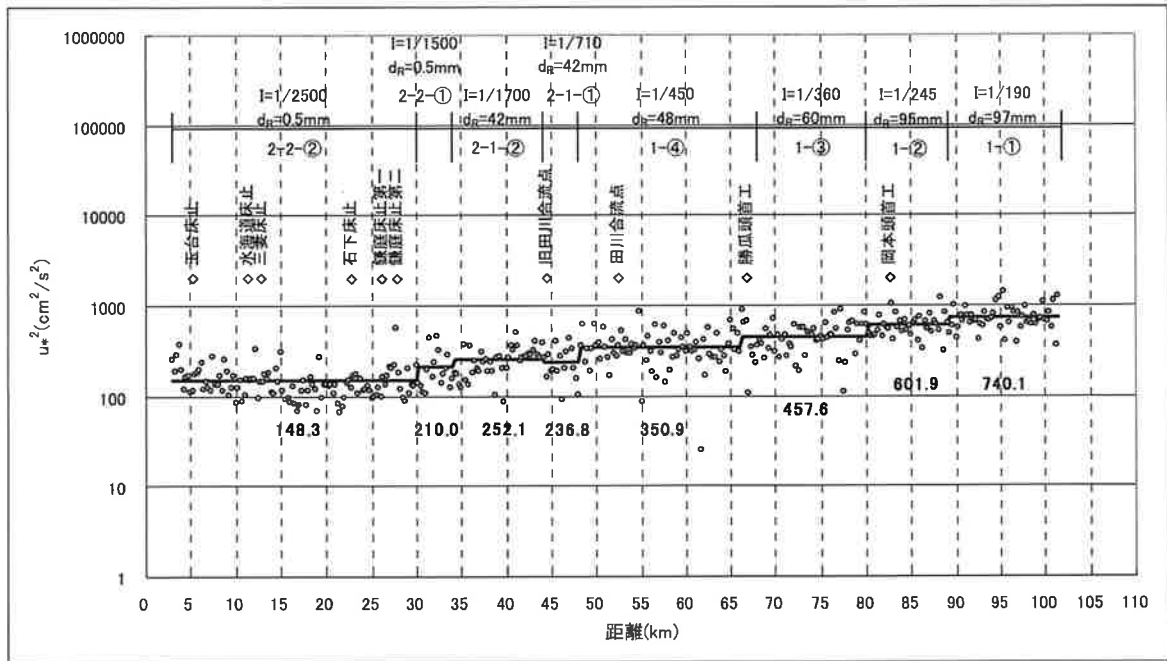


図 3.2.5 平均年最大流量時の摩擦速度 (2 乗) 縦断面図

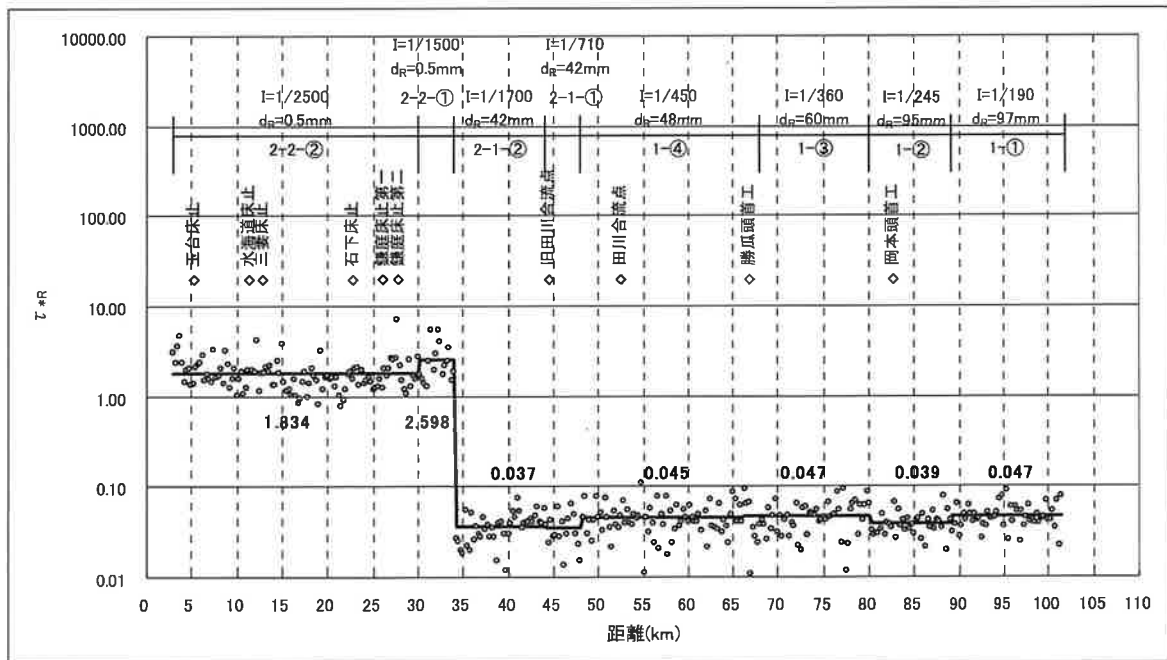


図 3.2.6 平均年最大流時の無次元掃流力縦断面図

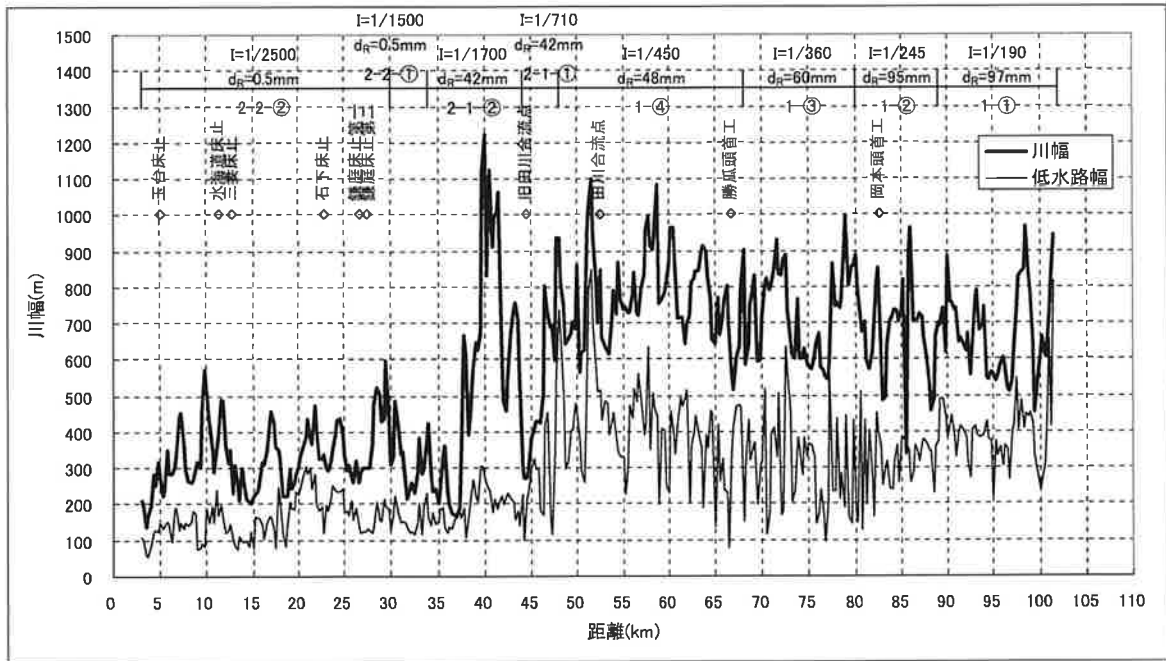


図 3.2.7 堤防間幅と低水路幅縦断面図

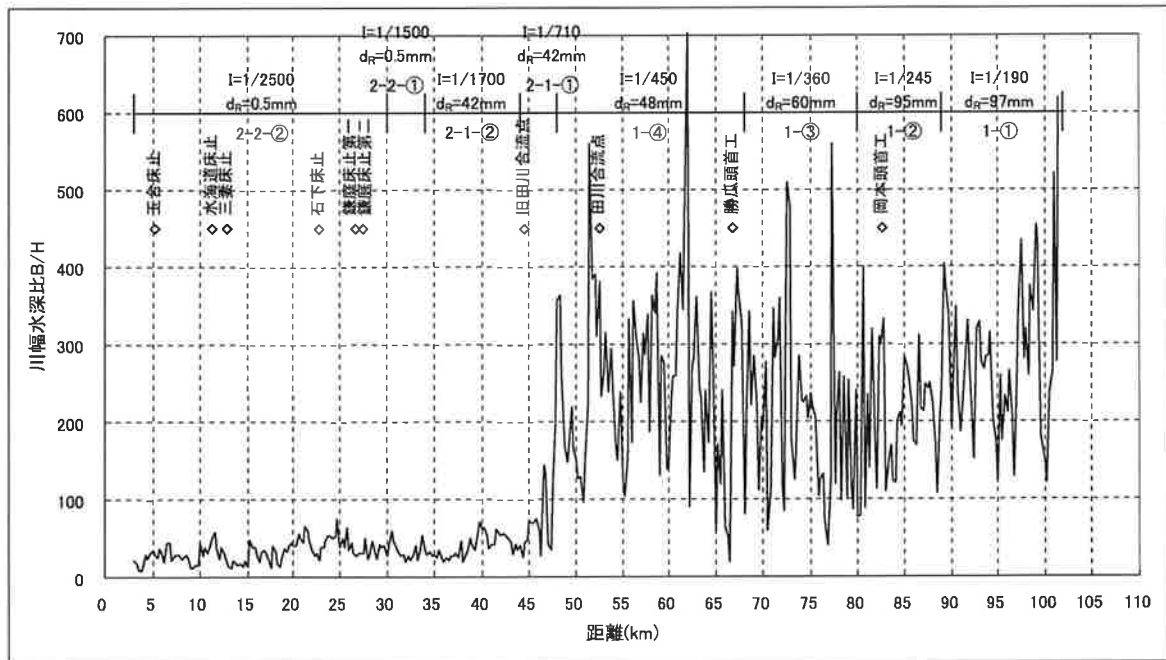


図 3.2.8 平均年最大流量時の低水路幅水深比縦断面図

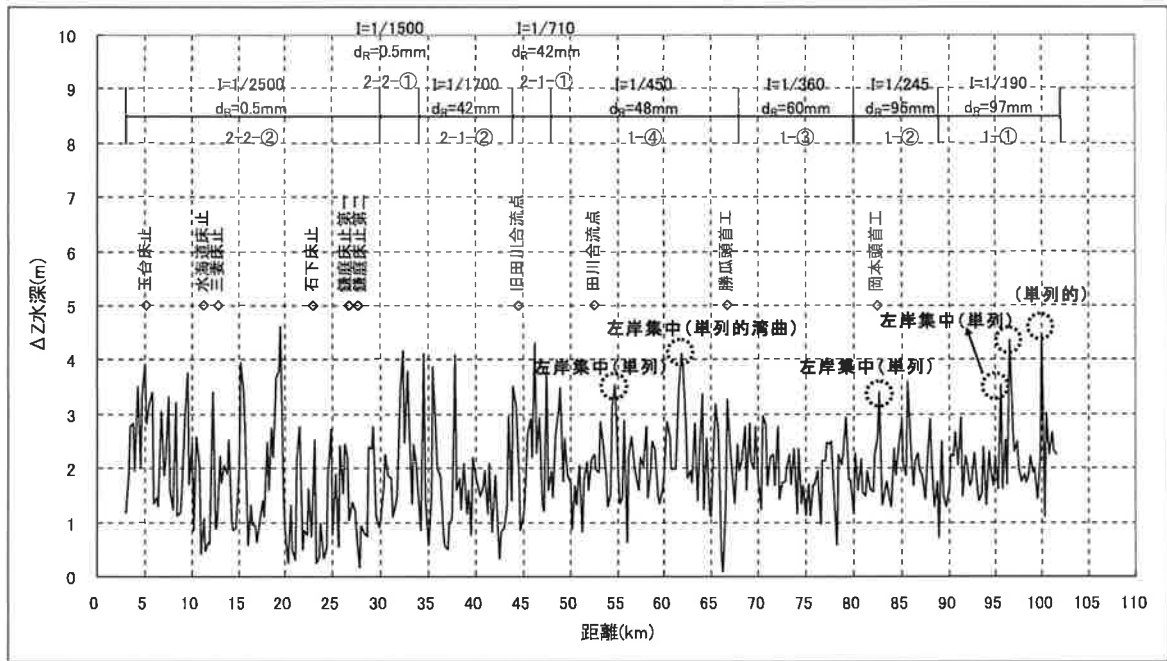


図 3.2.9 局所洗掘深  $\Delta Z$  縦断面図

表 3.2.2 河道特性量整理表 (上段:  $Q=1380\text{m}^3/\text{s}$ , 下段:  $Q=1500\text{m}^3/\text{s}$ )

河道区分	距離 (km)	セグメント	河床材料 $d_R$ (mm)	平均水深 $H$ (m)	水深粒径比 $H/d_R$	エネルギー勾配の逆数	河床勾配の逆数	摩擦速度 $u_*^2$ ( $\text{cm}^2/\text{s}^2$ )	無次元掃流力 $\tau_{*R}$	平均堤間幅 (m)	平均低水路幅 (m)	平均水深 $H$ (m)	平均川幅水深比	平均年最大流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	低水路粗度係数
0	0.0 - 3.0	2-2	0.5	5.02	1434	1697		36.2	0.447			5.02		1380	0.020
1	3.0 - 30.0	2-2	0.5	5.14	10288	3218	2500	148.3	1.834	330.2	159.5	5.14	32.5	1380	0.020
2	30.0 - 34.0	2-2	0.5	4.78	9558	2265	1500	210.0	2.598	322.5	159.7	4.78	34.6	1380	0.020
3	34.0 - 44.0	2-1	42.0	5.09	127	1911	1700	252.1	0.037	554.3	191.7	5.09	39.4	1380	0.030
4	44.0 - 48.0	2-1	42.0	3.80	76	1492	710	236.8	0.035	550.9	303.6	3.80	87.5	1380	0.029
5	48.0 - 66.0	1	48.0	1.84	34	470	450	350.9	0.045	786.8	419.3	1.84	253.2	1380	0.028
6	66.0 - 80.0	1	60.0	1.68	24	335	360	457.6	0.047	720.8	312.0	1.68	211.8	1380	0.027
7	80.0 - 89.0	1	95.0	1.60	16	250	245	601.9	0.039	675.6	321.6	1.60	210.1	1380	0.033
8	89.0 - 101.5	1	97.0	1.51	13	193	190	740.1	0.047	676.2	396.9	1.51	277.8	1380	0.033

河道区分	距離 (km)	セグメント	河床材料 $d_R$ (mm)	平均水深 $H$ (m)	水深粒径比 $H/d_R$	エネルギー勾配の逆数	河床勾配の逆数	摩擦速度 $u_*^2$ ( $\text{cm}^2/\text{s}^2$ )	無次元掃流力 $\tau_{*R}$	平均堤間幅 (m)	平均低水路幅 (m)	平均水深 $H$ (m)	平均川幅水深比	平均年最大流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	低水路粗度係数
0	0.0 - 3.0	2-2	0.5	5.28	1510	1890		38.5	0.477			5.28		1380	0.020
1	3.0 - 30.0	2-2	0.5	5.44	10883	3310	2500	153.1	1.894	330.2	159.5	5.44	30.6	1380	0.020
2	30.0 - 34.0	2-2	0.5	5.03	10065	2289	1500	219.1	2.710	322.5	159.7	5.03	32.8	1380	0.020
3	34.0 - 44.0	2-1	42.0	5.33	133	1938	1700	260.8	0.038	554.3	191.7	5.33	37.6	1380	0.030
4	44.0 - 48.0	2-1	42.0	4.00	80	1543	710	241.6	0.036	550.9	303.6	4.00	82.5	1380	0.029
5	48.0 - 66.0	1	48.0	1.94	35	470	450	371.0	0.048	786.8	419.3	1.94	238.9	1380	0.028
6	66.0 - 80.0	1	60.0	1.76	25	336	360	482.9	0.050	720.8	312.0	1.76	199.7	1380	0.027
7	80.0 - 89.0	1	95.0	1.68	17	251	245	634.4	0.041	675.6	321.6	1.68	198.9	1380	0.033
8	89.0 - 101.5	1	97.0	1.59	13	193	190	784.6	0.050	676.2	396.9	1.59	261.8	1380	0.033

### 3.3 河道地質とその特徴

調査対象区間のセグメント1の河床には新第三系の泥岩が露出しているところ、更新統の礫層等があり、またセグメント2-1および2-2には、更新統の礫層、粘土・シルト層および沖積の粘性土層、腐植土等が露出している箇所が多々ある。

これらの物質は、鬼怒川の河床堆積物と強度、透水性、侵食形態が異なり、鬼怒川の河道特性および河道変化形態に影響を与えている。これらの影響程度と変化形態を把握するためには、河床下の物質の層序構造を把握する必要がある。幸い堤防の安全性・安定性検討のための堤防下のボーリング資料、河川管理施設や許可工作物の設計のためのボーリング資料により、堤防下の土質の層序縦断構造および横断構造が評価できるようになってきた。

**図3.3.1**は、国土交通省関東地方整備局下館河川事務所作成の堤防下の地質縦断図である。同図には2005年(平成17)の横断測量結果から得られた最深河床高(赤線)と鬼怒川に設置されている床止め工の位置も示してある。

#### (1) セグメント1-①および1-②の区間 = 102 ~ 89km

セグメント1-①の堤防下の沖積礫層は右岸の方が左岸より厚い。99 ~ 97kmでは、右岸は6 ~ 10mの沖積礫層が存在するが、左岸は1 ~ 3m程度しかない。洪積台地に鬼怒川が接しながら流れている事を反映している。これより下流では沖積礫層は3m程度で鬼怒川に発生する砂州の垂直スケールほどしかない。89km左岸では、鬼怒川が宝積寺台地に迫り、台地を側刻している。

現在、鬼怒川の本最深河床高はこの台地洪積礫層に接している箇所がある。

**写真3.3.1**は、90km地点阿久津大橋上流の左岸護岸工事によって露出した洪積礫層である。赤茶色化し、砂は粘土化している。洪積層上面から伏流水が湧出している。

84 ~ 79km区間の河床下の浅い所に新第三系のシルト・泥岩が存在する。85 ~ 84.4kmの低水路路筋部には泥岩が露出している。この区間の堤防下の沖積礫層は薄く2m程度である。**写真3.3.2**は84km、JR東北本線上流左岸付近の河床の様子であり、泥岩が露出し、凍結融解作用により風化侵食されている。左岸の沖積礫層下面からは地下水が湧出している。81 ~ 82kmの低水路は、ほとんどが泥岩からなり、81.5km左岸付近にはスレーキング化した碎片が**写真3.3.3**のように帯状に堆積している。

#### (2) セグメント1-③および1-④ = 80 ~ 48km

セグメント1-③の66kmより上流の沖積礫層の厚さは薄い。66kmより下流には洪積礫層上面高が低い区間があり(63km右岸付近、58km右岸付近、55km左岸付近)、埋没谷(最終氷期から完新世初期の侵食谷)の存在が示唆される。

**写真3.3.4**は、55.25km地点において左岸護岸工事のため河床を掘削した場所を撮影したものである(2008年(平成20)1月25日)。沖積礫層の下に赤茶けた洪積礫層が存在し、その上面近くの砂が粘土化し透水性が低いため、その層上より伏流水が湧出している。

本区間の最深河床高は洪積礫層に接触している箇所があると推定される。

#### (3) セグメント2-1 = 48 ~ 34km

本区間は沖積地の河川に沿った地形勾配が緩くなる遷移区間である。同様に洪積台地面の勾配も緩くなり、台地構成層が礫層から砂層およびシルト・粘土層という海成層(下末吉海進時の堆積物)に変化していく。沖積層は粘性質および砂層のものが主体であり標高がY.P.5m以上であ

るので河成堆積物である。沖積面下部には礫層も存在する。40km右岸では28km地点、左岸では20kmまで基底礫層が存在する。鬼怒川が洪積台地に接近する区間では河床の最深部に洪積層が露出している可能性がある。事実、44.5km地点右岸旧田川合流点直上流の十二天橋(⇒写真3.3.5)、44.1km(栄橋)左岸には洪積粘性土が露出している。

(4) セグメント2-2 = 34 ~ 0km

大木開削地点7kmより上流の沖積層を流れる区間においては、現在、河床の砂層は薄く、沖積粘土層上を流れている区間が多い。また洪積シルト層が露出している個所もある。

1947年(昭和22)の米軍の航空写真によると本区間は、砂州が存在し砂川であった(鎌庭捷水路部分は除く)が、1966年(昭和41)では盛んに砂採取がなされ、10kmより上流では砂州形状が人為的に改変されている。砂川であったものが、2m弱の砂採取により、河床に沖積粘土層や更新統の砂・泥層が露出し始め、1973年(昭和48)の航空写真には河床地質の変化点における流水に対する河底材料の侵食抵抗の差異から段差が生じ、水面の波立ちなどが6.5km(玉台橋)、7.4km、11.0 ~ 11.5km(豊水橋下流)、21.0km、32.2km、32.75kmで識別できる。2008年(平成20)において、石下橋(23.0km)下流の右岸沿い500mに粘性土が露出している。同様左岸にも写真3.3.6に示すように河岸に沖積粘土層とその上に載る浮遊堆積物層が見える。

大木開削区間の3 ~ 7km区間は17世紀初期に人工的に開削して開いた河道であり、現在、河床には更新統の砂層、シルト・粘土層、谷地の沖積粘土や腐植土層が露出している。また11km付近の洪積台地に架かる豊水橋下を流れる鬼怒川は洪積層を切り開いて流れている。

0 ~ 3km区間では2.2km地点において写真3.3.7に示すように更新統のシルト・粘土層が露出している。



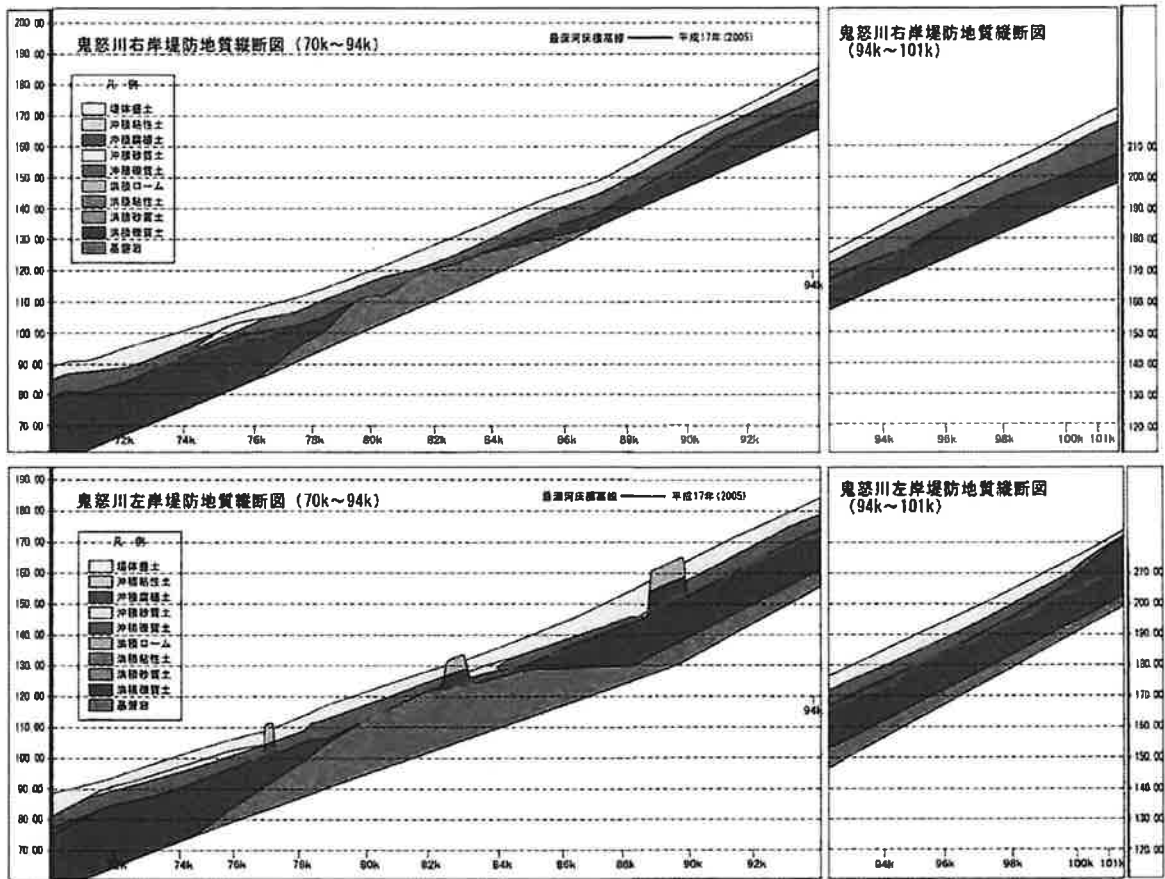


図 3.3.1 堤防下の地質縦断面図 (2)



写真 3.3.1 90km 阿久津大橋上流左岸の河床の様子  
(護岸工事により洪積層が露出) (2005年5月)



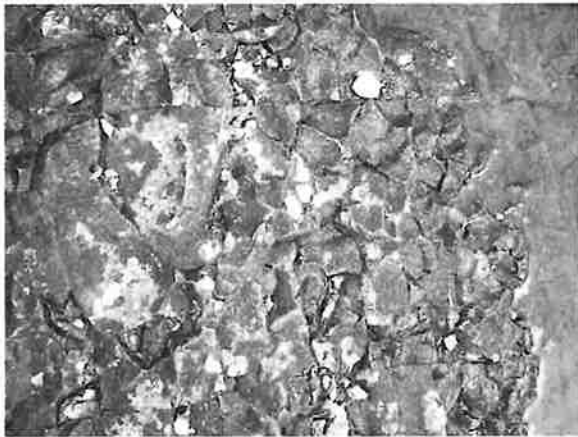


写真 3.3.2 84km J R東北本線上流左岸の河床の様子  
(乾燥収縮によりクラッキングして風化が進行)  
(2005年5月)



写真 3.3.3 81.5km 右岸の河床の様子  
(泥岩が破片化して帯状に堆積) (2008年4月)



写真 3.3.4 55.25km 左岸の河床の様子  
(護岸工事により露出した洪積礫層) (2008年1月)



写真 3.3.5 旧田川十二天橋の直上流の河床の様子  
(洪積粘性土層の露出) (2008年4月)



写真 3.3.6 22.5km 左岸の河床の様子  
(沖積粘性土層とその上部の浮遊堆積物)  
(2008年4月)



写真 3.3.7 2.2km 左岸の河床の様子  
(洪積シルト層の露出) (2008年4月)

# 河川堤防システムの安全管理に関する実証的研究

復建調査設計 福成孝三\*1

渡良瀬遊水地アクリメーション振興財団 白井勝二\*2

日本大学理工学部・慶応義塾大学大学院 吉川勝秀\*3

By Fukunari Kouzou, Katsuji Shirai, Katsuhide Yoshikawa

わが国では、人口の約1/2、資産の約3/4が河川の洪水氾濫の危険性がある氾濫原に位置し、その多くが歴史的に築造されてきた河川堤防により守られている。しかし、堤防の安全性を、堤防断面という長い連続堤防の点として取り扱ったものは若干あるが、連続した堤防システムとして管理することに関する研究は皆無に近いといえる。

本論文では、利根川水系の過去約80年間の堤防決壊の実態を報告するとともに、堤防決壊の原因（洗掘、越水、浸透、構造物周りの浸透による決壊）を実証的に明らかにした。堤防決壊の原因は、堤防越水によるものが最も多いこと、近年になって構造物周りでの浸透（漏水）による決壊という問題が生じてきていることなどを示した。

この調査も踏まえつつ、歴史的に築造され現在に至っている堤防の管理について、堤防の機能限界・管理限界を明確にし、これからの時代の河川堤防システムとしての管理のあり方について、超過洪水をも見据え、被害の視点、危機管理の視点を加えて考察し、提案を行った。

【キーワード】 堤防システム、越水、堤防決壊

## 1. はじめに

河川の堤防は、土を材料として、嵩上げや腹付けが繰り返されてきた根幹的な治水施設であるが、いったん決壊すると氾濫域に多大な被害を及ぼす。我が国の代表的な河川である利根川でも、これまでに多くの洪水による災害を経験してきた。

本論文では、利根川におけるこれまでの約80年間の洪水と堤防決壊（洪水で堤防が切れ、河川水が氾濫原に氾濫したもの。以下、堤防決壊という）の実例を取りあげることにより、個々の決壊に至る経過と原因を明らかにした。

これまでの利根川における堤防決壊の事例をみれば、越水を原因としたものが多いことがわかる。したがって、堤防の越水や決壊を防ぎ、流域全体の被害を軽減するためには、想定される越水に対して、

しっかりと対応することが大切である。1ヶ所の越水は河川全体の洪水位にも大きな影響を与えるので、連続した堤防を、上流から下流に至るまで一連のものとしてその安全性を確保する必要がある。このような視点に立って、利根川におけるこれまでの長い期間にわたる複数の堤防決壊の事例を検証し、これを踏まえて計画・設計上の洪水規模、あるいは現況の河川堤防の流下能力を上回るか否かにかかわらず、堤防を越水あるいは堤防が決壊する場合を想定し、洪水による被害軽減を図る視点から、河川堤防の整備と管理の在り方について提言した。

## 2. 河川堤防の特徴

利根川では、明治以降、段階的に河川整備が進められてきており、現在でも長期的な（究極的な）目

※1 取締役執行役員

03-5835-2631 [fukunari@fukken.co.jp](mailto:fukunari@fukken.co.jp)

※2 専務理事

0282-62-1161 [k.shirai@watarase.or.jp](mailto:k.shirai@watarase.or.jp)

※3 社会交通工学科 教授

047-469-5228 [yoshikawa@trpt.cst.nihon-u.co.jp](mailto:yoshikawa@trpt.cst.nihon-u.co.jp)

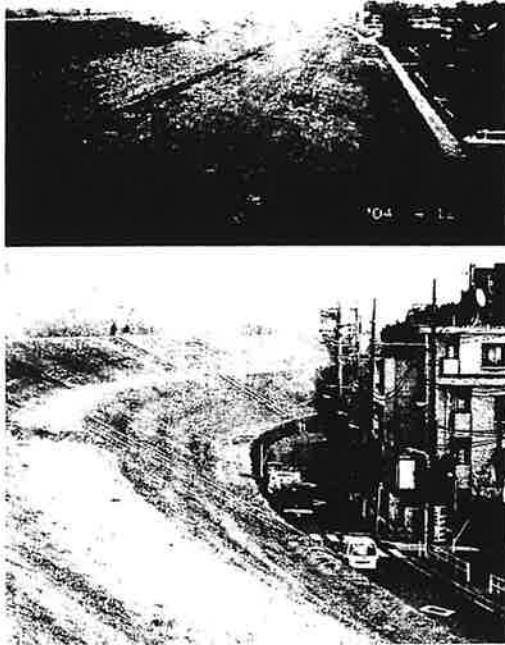


写真-1 大規模な堤防で守られている都市・地域

〔上：利根川の堤防（埼玉県内）、  
下：荒川の堤防（東京都内）〕

標としては200年に1回起こる程度の洪水を対象とした治水施設が計画され、その整備が進められている。しかし、現在の治水安全度はその長期的な計画に対して十分な水準にはなっていない<sup>1), 2)</sup>。

しかも、河川堤防は次に述べるような特徴を持っているため、その安全性は一様とはいえない。<sup>3), 4)</sup>

- ① 河川は、自然の流れに沿って、長い年月をかけて今の形ができあがったものであり、一部の人工河川を除いて、その位置を人為的に変えることができない。
- ② 連続する堤防は、氾濫原のあらゆる地形条件、地盤条件のところを通ることを余儀なくされる。
- ③ 河川堤防は過去幾度にもわたって嵩上げや腹付けが繰り返されてきた歴史的構造物であり、堤体には多様な材料が使われている。
- ④ 堤体には一般的に近傍から採取した自然の土砂をそのまま使っていることが多く、土の品質が不均一である。
- ⑤ 堤防の基盤は川の氾濫により堆積した土砂で形成されており、複雑な構造となっている。
- ⑥ 降雨や洪水による外力は自然そのものであり、

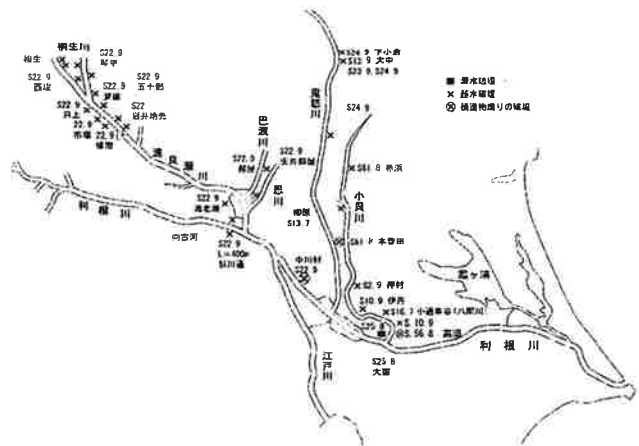


図-1 近年に利根川で堤防決壊した箇所

人為的にコントロールすることができず、また場所や気象条件によって異なる。

- ⑦ 河川水や降雨による水の浸透によって、土の強度や性質が非定常で変化する。地下水との関係も重要である。
- ⑧ 河川や堤防は、土砂の堆積や浸食、地盤沈下等により時間の経過とともに変化するが、その変化は必ずしも一様ではない。
- ⑨ 河川堤防の規模や形状は多様である。

つまり、現在の河川堤防の構成や、外力となる洪水の規模や性状は多様であるため、その安全性は縦断的にも一様であるとは言えない。このため、利根川の連続した堤防において、上述した項目のいくつかの特質が原因となって、その安全性の最も低いところで、幾たびもの堤防決壊が起こっている。

このような特徴を持つ河川堤防の安全管理のためには、単純化したモデル等による取り扱いは難しく、過去の堤防決壊の経験を検証することが重要である。

### 3. 利根川における過去の決壊の実績

#### (1) 明治までの災害

江戸時代の利根川の治水は、霞堤のほか湖沼などの遊水機能に頼るところも大きく、堤防は人力によって施工され地先の防御を旨とする小規模なものであった。江戸時代にも、寛保2年（1742年）や天明6年（1786年。天明3年浅間山噴火後に河床が上昇）をはじめ、幾度も、その当時の河川の

能力を超える大洪水に見舞われている。

明治に入ってから、幾度も洪水に見舞われているが、中でも明治43年（1910年）8月の大洪水では、利根川が山間地から氾濫原に出てきた上流部付近（現在の埼玉県本庄市、深谷市、妻沼町など）の数カ所で堤防が決壊し大きな被害をもたらされた。

江戸時代初期に徳川家康とその家臣によって行われた利根川の東遷事業（東京湾に流入していた利根川を東の鬼怒川に付け替え、銚子から太平洋に注ぐようにした事業）<sup>1)</sup>、<sup>2)</sup>以来、およそ100年に3回程度の頻度で大洪水が発生し、堤防決壊や堤防未整備区間からの氾濫流は東京にまで達している<sup>5)</sup>。

## （2）昭和以降の洪水による堤防決壊の事例

利根川水系で、昭和に入ってからこれまでの約80年間に堤防決壊した箇所を図-1に示す。このような堤防決壊にまでは至らないが堤防が損傷を受けた箇所はこれよりはるかに多い。

堤防が決壊し、氾濫原に洪水流が溢れた事例についてみると、堤防決壊に至った原因は以下のように整理することができる。すなわち、現象的には堤防越水によるものが多い。それに加えて、堤防を越水するほどの水位の洪水ではなく、それ以下の水位で樋管等の堤防を横断する構造物周りの漏水に起因するもの、一般堤防部分での漏水に起因するものが数は少ないが、ある。

<過去約80年間の堤防決壊の原因と箇所数>

原因	箇所数
①堤防越水による決壊	28
②構造物周りの漏水	3
③一般堤防での漏水	1

以下に主要な洪水と堤防決壊の例を示す。

a) 昭和10年（1935年）9月洪水：小貝川左岸高須、伊丹堰での越水による堤防決壊

利根川全川で明治43年の洪水を上回る出水となり、各地で堤防の漏水、亀裂、越水が発生した。なかでも、小貝川が合流したあとの利根川は狭窄部となっており、その影響もあって小貝川は過去にも何回も堤防決壊したため、その改修が進められていた。しかし、堤防に沈下したところがあって、洪水時に水防団による土嚢積みによる水防活動にもかかわらず、越水深が最大40cm程度の時に堤防決壊が始

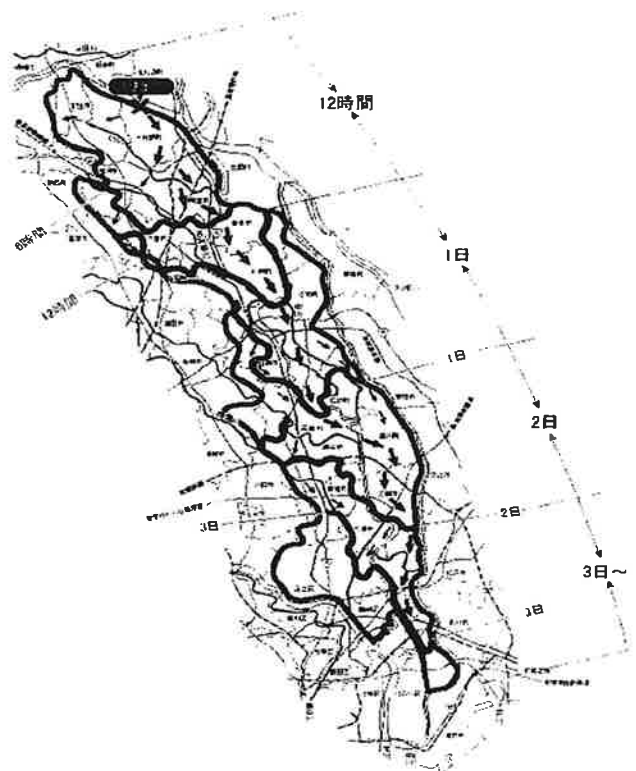


図-2 利根川右岸、埼玉県東村での越水による堤防決壊（昭和22年9月洪水）  
〔堤防決壊地点からの氾濫流は東京まで至った〕

まり、221mの区間が決壊した。同時に、上流の伊丹堰近くの旧堤箇所でも、水防によって積まれた土嚢を越えて堤防決壊している<sup>5)</sup>。

b) 昭和13年（1938年）6月洪水：小貝川右岸豊田村などでの堤防決壊

利根川水系の下流部を中心にして降った雨のため、小貝川や利根川下流部で大洪水となった。小貝川では計画高水位を超えて既往最高の水位となり、豊田村や上郷村などで堤防決壊した<sup>5)</sup>。

c) 昭和16年（1941年）7月洪水：小貝川左岸小通幸谷での堤防決壊

雨が多く高い水位が続いていたところに台風の接近による出水が加わり、利根川下流部では昭和10年の洪水を上回る既往最高水位を記録した。利根川本川筋の主要な堤防は嵩上げ、改築が進められていたため、越水・決壊による被害は無かった。しかし、小貝川の堤防の役割も果たしていた常磐線の盛土した線路敷で越水し、決壊に至った<sup>5)</sup>。

d) 昭和22年（1947年）9月洪水：利根川右岸埼玉県東村での越水による堤防決壊

カスリーン台風によるもので、明治43年以来の

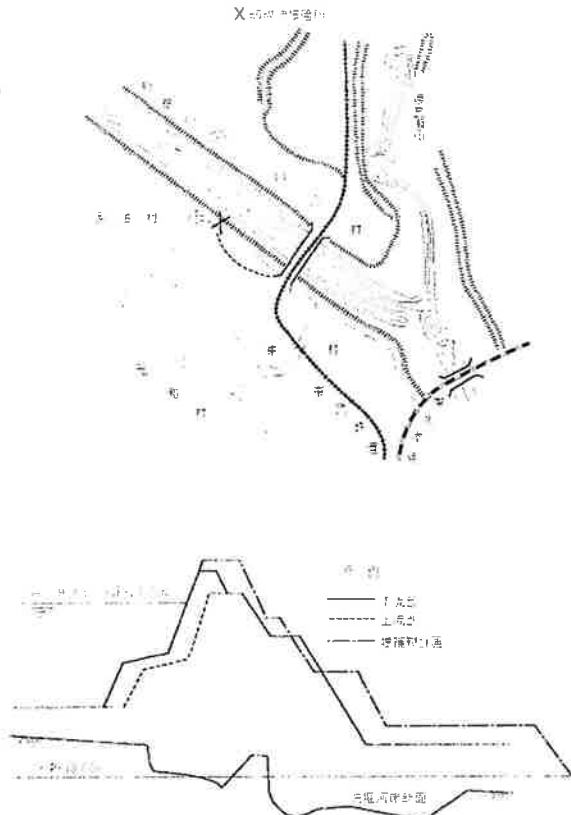


図-3 堤防決壊地点の平面図（上）と堤防横断面図（1947年当時）

大洪水となり、いたるところで既往最高水位を記録した。特に、埼玉県東村（現大利根町）では越水によって右岸側で堤防決壊が発生し、その氾濫流は埼玉県東南部から東京都葛飾区、江戸川区を経て、5日後には東京湾にまで達した（図-2）。家屋の浸水は約7万戸、その内の70%が床上浸水で、特に東京都では80%以上が床上浸水となり、全域で湛水深が大きかったのが特徴である。この堤防決壊により河川水が上流で氾濫したため、利根川下流部の水位は昭和16年の最高水位よりも下回り、下流部での出水被害は比較的少なかった。

堤防決壊した付近では、その下流側から順次嵩上げや腹付けによる築堤工事が進められており、決壊箇所直下流までは施工済みであったが、決壊箇所の堤防嵩上げは行われておらず、施工済みのその下流や対岸に比べて堤防の高さが低かった。また、①決壊地点のすぐ下流には東武日光線の橋梁があり、上流からの流木や草が橋脚や橋桁に引っかかることで河道を閉塞させ、その上流の洪水位を1m程度堰あげていた、②決壊地点には県道が通っており、川裏には坂路があり、ここに越流水が集中したことが、

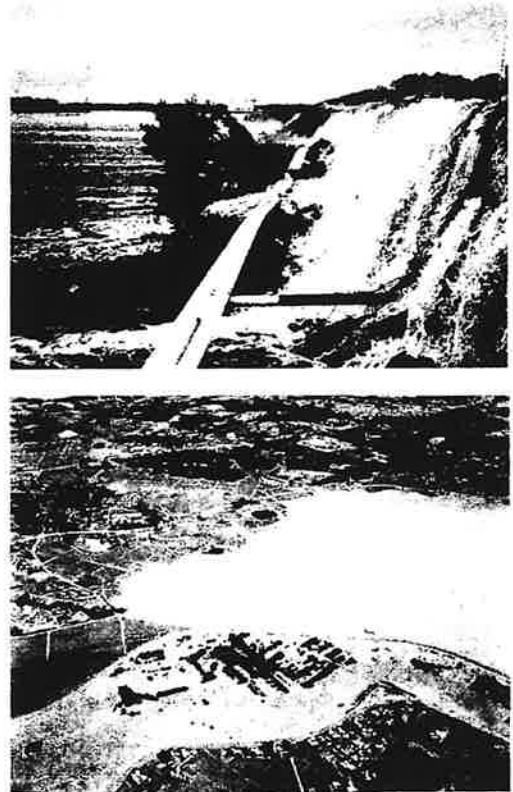


写真-2 小貝川左岸、茨城県明野町赤浜での越水による堤防決壊（昭和61年8月洪水）

上：堤防を越水している状態、  
下：堤防決壊口からの氾濫（手前が小貝川）

堤防決壊の原因・促進要因と考えられる（図-3）<sup>5)</sup>。  
e) 昭和25年（1950年）8月洪水：小貝川下流右岸大留地先の堤防決壊

小貝川などの下流部では、昭和10年、16年の洪水を上回る出水となった。特に連続の雨で小貝川の堤防は水をたっぷりと含んでおり、漏水が始まるなどしたため、水防活動が行われていた。一時河川の水位が堤防の天端まで90cmに迫ったが、その後徐々に減水し始めた。しかし、堤防に亀裂を発見したとの報告があり水防が行われたが、減水中に表のり面の土がずれ始め堤防決壊に至った。この越水なき堤防決壊の原因については明確ではないが、当時は堤防補強工事中であったため堤体や地盤の土質条件の不安定、また長引く降雨に伴う含水量の増加、亀裂の発見が遅れたことなどが考えられる<sup>5)</sup>。

f) 昭和56年（1981年）8月洪水：小貝川左岸高須での樋管まわりの堤防決壊

小貝川からの洪水と、利根川本川の洪水の逆流が重なり、地下の支持層に至る鉄筋コンクリート製の

支持杭で支えられた高須樋管の周りで漏水が発生した。それが原因となって樋管に沿って堤防が決壊し、決壊口が広がったと考えられる。杭に支えられた樋管は、徐々に地盤沈下が進むと周辺の基礎地盤や堤体との間に不連続性を与える構造物で、不等沈下による変形があると一体性が損なわれ、空隙が発生して水みちができて漏水し堤防決壊の原因となる。

g) 昭和61年(1986年)8月洪水：小貝川左岸茨城県明野町赤浜での越水による堤防決壊

小貝川の最高水位は、決壊地点上流の黒子観測所で計画高水位を78cm超えた。堤防決壊した箇所は、堤防上を道路が通っており、この部分が上下流の堤防の天端よりも2m程度低く、ほぼ計画高水位の高さであった。このため、水防団によって土嚢積みが行われたが間に合わず、土嚢の上を越水し、川裏から洗堀され、85mにわたって堤防が決壊した。

h) 昭和61年(1986年)8月洪水：小貝川右岸茨城県石下町豊田での樋管周りの漏水による堤防決壊

小貝川の水位は堤防の天端より約1m低かったが、樋管のある場所の堤防裏のり部で漏水によって水が吹き上がるように湧き出しているのが発見された。決壊の原因は、樋管に沿って生じた水みちにあったと考えられる。すなわち、この樋管(摩擦杭で支えられた樋管)の周辺の漏水量が増大して堤体の土砂が流出し、堤体に入った亀裂が天端まで達して、堤体全体が数mにわたって陥没した。川表でシート張りやタタミ張り等を行ったが、低くなった部分から洪水が流れ込んで破壊口を切り下げ、同時に両側を浸食していつて60mにわたって決壊した。

#### 4. 堤防決壊の原因

堤防決壊の原因については、その前提として堤防そのものの計画、設計とその限界、さらには堤防システムとしての管理について理解しておく必要がある。

##### (1) 堤防決壊の原因のとりえ方について

a) 堤防の計画・設計と安全限界(管理責任限界)

堤防は、河川管理施設等構造令<sup>6)</sup>にも示されるように、「護岸、水制その他これらに類する施設と一体として計画高水位以下の水位の流水の通常的作用に

対して安全な構造にするものとする。」とされ、通常、計画高水位以下の洪水に対して管理責任を負うものとされている。そして、その計画での堤防の設置は、計画高水位に河川の規模に応じて設定された余裕高を加えた高さで行われる。すなわち、河川の堤防は、計画高水位に余裕高(土でできた堤防の安全を確保するために設けるもので、計画で定める洪水位より一定の高さで堤防を高く盛った部分。その一定の高さを余裕高と言う。)を加えたものであり、堤防横断面はその高さで河川の規模に応じた堤防天端幅をとり、一定の堤防勾配で設けるものとされている<sup>1)、3)</sup>。その関係を図-4に示す。

このことから、河川管理上は、水位が計画高水位もしくは堤防天端を越えることによる堤防の決壊は、その堤防の本来有している能力を超える洪水の発生に起因するものであり、堤防計画・設計上、河川管理上は不可抗力、すなわち管理責任の限界を超えるもの(あるいはそう見なされるもの)である。これに対して、計画洪水位以下で生じる堤防決壊、すなわち堤防一般部での漏水および樋管等の堤防横断構造物の周りで漏水による堤防決壊は、計画洪水位以下の洪水による越水なき堤防決壊である。この堤防決壊については、河川管理上も特に問題の多いものであることになる。

b) 堤防システムとしての安全性

これまでは、河川堤防の安全性は連続堤防の中の一つの横断面をとらえて、その流下能力や堤体の土質特性に基づいてその安全性を評価することに重点が置かれてきた。しかし、堤防は、河川の縦断方向に長いものであり、堤防の一横断面という点ではなく、縦断方向の線およびシステムとしてとらえる必要がある。すなわち、堤防が決壊あるいは越水した場合には、他の区間の水位が低下するなど河川全体の出水形態にも大きな影響を及ぼす。このため、河川堤防の安全性は、一横断面だけではなく、左右岸あるいは上流から下流までの縦断的に連続した一連のものとしてその安全性を評価する必要があり、堤防の縦断方向の特性を「堤防システム」として位置づける必要がある。

利根川における過去の堤防決壊の事例からもわかるように、「堤防システム」として防御できる容量を超える洪水が発生した場合には、上下流に比べて部分的であっても相対的に堤防の高さの低いところ

で越水し、堤防決壊に至っている事例が多い。この洪水処理能力とかかわる堤防のいわば量的な問題は、河道の洪水流下能力と水位との関係、そしてそれに備える堤防の高さからとらえ、安全性を把握する必要がある。堤防の高さは、完成後であるか整備途中であるか、さらには堤防決壊事例でみたように、その他の堤防管理上の特殊な理由による堤防の条件などによって異なってくる。したがって、適切な河川堤防の安全管理のためには、各箇所の有する固有の条件に見合った現況の堤防高等の整備水準を踏まえた上で、出水規模に応じた被害軽減のための対応策を検討する必要がある。

また、越水なき堤防決壊については、堤防一般部では、堤体の形状、河川水や雨水の浸透のし易さなどの堤体や基礎地盤の土質特性が、堤防決壊の原因になることが多いため、堤体の構成や材料などを明らかにしておく必要がある。

特に、樋管などの構造物周りからの漏水によって堤防決壊に至る事例も多いので、構造物の沈下や構造物周りの空洞化の実態などについても日常的に調査し明らかにしておく必要がある。

これらは堤防の質的安全性を示すものとして、その日常的な安全管理が重要である。

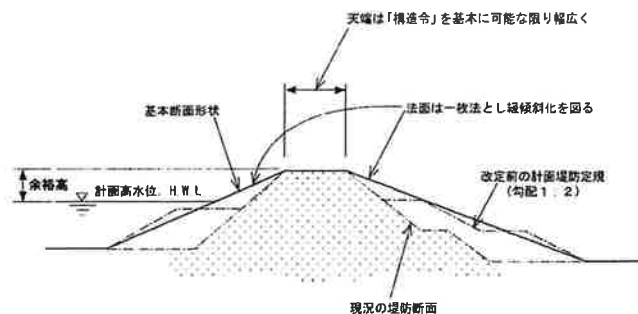
#### c) 被害の視点から見た安全性

河川堤防は、一般的に一定の洪水の規模を想定して計画・設計される。したがって、これを下回る洪水に対しては管理責任を有するが、これを上回る出水の場合には、河川管理責任の限界を超えるものとして扱われることが多い。しかし、計画・設計上の出水規模を上回るか否かにかかわらず、あるいは越水や決壊の原因がどのようなものであるにせよ、言い換えれば河川管理責任の有無にかかわらず、洪水による被害軽減のためには、堤防を越水あるいは堤防が決壊した場合のことも想定した河川管理が必要である。

また、洪水による被害軽減のためには氾濫域の土地利用の規制誘導や危機管理のあり方などについても、あわせて検討する必要がある。

## (2) 堤防決壊の原因

堤防決壊の原因は越水によるものが多い。その他には、樋管等の構造物周りからの漏水や、浸透による越水なき堤防決壊がある。また、これまでの利根



(c) 近年の堤防の形状 (河川管理施設等構造令)

図-4 堤防の構造と高さの関係

川における越水による決壊事例でも、雨水や河川水の浸透による堤体の弱体化と複合して、決壊の原因になっている場合がある。

さらに、昭和25年8月洪水の小貝川右岸大留地先の堤防決壊のように、堤体や地盤の地質条件が悪く、しかも堤防の補強工事のためカミソリ堤の状態、長期にわたる降雨によって堤体に多くの水を含みその強度が小さくなっていったことなどが複合して、決壊の原因になったものもある。

#### a) 越水による堤防決壊

計画洪水位を超え、さらには堤防天端を越える洪水による堤防決壊は、河川管理上は、管理責任限界を超えるものであり、通常は不可抗力によるものである。

その越水による堤防決壊について、現象論的・背景論的にその原因をみると、事例調査結果からは次のようなものが挙げられる。

- ① 河道および堤防システムの能力を超える出水で、越水が発生したもの。
- ② 堤防が段階的な整備の途上にあり、その能力以上の洪水で越水が発生したもの。
- ③ 堤防のある地先の個別特殊な事情により、堤防の高さが上下流に比べて不足しておりそこから越水したもの。
- ④ 流木や草が橋梁などに引っかかって堰上げが起こりその上流で水位上昇を招き、それが越水を助長したもの。

この内、河道容量・能力を大きく上回る洪水の場合には、昭和22年のカスリーン台風による洪水の利根川本川や渡良瀬川での堤防決壊、さらには昭和61年洪水の小貝川の堤防決壊で述べたように、上流部で越水する場合が多い。一般にある地点で堤防が



写真-3 昭和61年小貝川での越水による氾濫  
〔この越水が生じた区間では堤防は決壊していない〕

決壊し、洪水が氾濫原に流出した場合には、その堤防決壊箇所周辺とともに下流の水位は大きく低下する。昭和22年洪水の渡良瀬川の場合には、洪水の規模が川の能力を大きく上回り、比較的河川勾配が急な一連区間で櫛の歯が欠けたように8カ所で決壊している。

越水によって堤防が決壊するに至る経過をみると、越水が始まって数時間後に越流水深が50～60cmになり、越流水によって堤防の裏のりが浸食、洗堀され、決壊に至っている事例が多い。しかし、越水しても堤防が決壊しない場合も多い(写真-3)。

越流による堤防決壊を防ぐためには、技術的には天端や裏のりの保護に留意した堤防や、堤体と周辺の宅地などの盛土を合体させたスーパー堤防を進めることが期待される。洪水規模が大きくなった場合にどこで越水が生じるかは水理・水文学的な推定をすることでほぼ正確に特定できるので、その推定を行っておき、洪水時の水防、洪水管理、さらには避難に、また事前の氾濫対策などに生かすことが重要である。堤防越水および決壊箇所を想定しておくこと、効果的な危機管理上の対応が可能となる。

越流による堤防決壊を防ぐためには、技術的には天端や裏のりの保護に留意した堤防や、堤体と周辺の宅地などの盛土を合体させたスーパー堤防を進め



昭和57年出水での漏水・法崩れ箇所

図-5 昭和57年洪水での利根川・江戸川での漏水による堤防の損傷、基盤漏水があった箇所

ることが期待される。すなわち、連続堤防だけではなくダムや遊水池などを含めた河川全体が持つ治水機能(これを河川システムと呼ぶ。)と、氾濫原にある被害ポテンシャルの大きさなどを総合的に勘案して、越水が想定される箇所を特定したり、越水による堤防決壊を防ぐための対応策を検討しておくことが、流域全体での被害軽減を図る上からも重要である。

#### b) 越水なき漏水による堤防決壊

##### ■ 構造物周りの越水なき堤防決壊

堤体内にある樋管などの堤防横断構造物の周りから漏水し、計画洪水位以下の水位でも、また堤防越水が生じない状態で堤防決壊に至る場合がある。特に、軟弱地盤上にある構造物で、支持層で支えられた支持杭基礎で支持された樋管等は、土でできているその周辺堤防との間で不等沈下の状態をつくりだす。このため、構造物の下や周辺が空洞化して水みちができやすく、水みちからの土砂の流出、堤体土の崩落などが生じ、堤防決壊の原因になる。また、構造物の変位や材質の劣化、継ぎ手部の破損による漏水や堤防土砂の流出もその原因となる。支持杭で支えられた樋管はある時代以降一定の期間建設されたものであり、注意を要する。

##### ■ 堤防一般部での越水なき堤防決壊

洪水が発生すると、堤防区間では多くの箇所で堤防漏水があることが普通である。漏水による堤防の損傷には、堤防の基盤からの漏水によって水と土砂が噴出し、その噴出口付近に堆積するボーリング、パイピングと呼ばれる現象によるものや、堤体内へ雨水や河川水の浸透して堤防が弱体化し、その安定性が減少して、堤防ののり面がすべり、崩壊するものなどがある。



この現象が大きく注目されたのは、利根川水系では昭和57年洪水の頃からである。昭和57年洪水での利根川の漏水箇所を示したものが図-5である。これらの漏水が堤防決壊にまで至るかは分からないが、洪水時においてこのような現象を把握し、漏水対策を実施することは重要な対応であるといえる。

昭和25年8月洪水の小貝川右岸大留地先の堤防決壊のように一般部の堤防で、越水なき堤防決壊に至った事例をみると、次のような原因が複合して堤防の決壊に至ったものと考えられる。

- ① 堤防が旧川（旧河道跡）や後背湿地、池沼跡等の軟弱地盤上にあり、基盤に透水性の高い砂層などがある場合には基礎地盤からの漏水
- ② 堤防幅が狭いいわゆるカミソリ堤防などの弱小堤での漏水
- ③ 堤防裏のり尻に池や地形上低い場所があり、堤防形状的に問題がある場所での漏水
- ④ 堤体の土質条件（透水性が高い材料を使用）や締め固め不足による漏水が複合的な原因となったことが考えられる。

堤防一般部での漏水による堤防決壊では、堤体が降雨や河川水により浸潤化して堤体土のすべりに対する安定性が減じ、のりがすべることで崩壊すると考えられる。堤防基盤からの漏水によるいわゆるパイピングのみで堤防決壊につながるかどうかは不明であり、今後の調査が必要であろう。パイピングとのりすべりが複合した越水なき堤防決壊もありうるであろう。

#### c) 洗堀による堤防決壊

今回の利根川水系の調査では、洪水流による浸食、洗堀による堤防決壊の事例は見出せない。関東地方にまでその範囲を広げると、昭和49年（1974年）の洪水による多摩川の宿河原堰の迂回流による堤防決壊の事例がある。洪水流による洗堀も、急流河川や河川横断工作物があって洪水流れが乱される場所等では、堤防決壊の原因になることがありうる。

## 5. 堤防の安全管理

堤防の安全管理においては、堤防の整備・増強がその基本であるが、その時点の整備の状況の下での水防活動等の対応も重要である。河川堤防の整備・増強についてはいずれかの機会に報告することにし

て、以下には堤防整備以外の対応について述べる。

### （1）洪水時の水防活動による安全管理

水防活動によって堤防決壊を未然に防ぎ被害を抑止できた事例もあると推察される。昭和57年の台風10号の際には、利根川水系の下流等では昭和22年洪水に次ぐ規模の大きな出水があった。この時には図-5に示したように利根川全川にわたって漏水によるのり崩れや基盤漏水（ボイリング等）が多く場所で発生したが、堤防決壊には至っていない。

この洪水での漏水について、規模の大きかった1つの具体例を示すと以下のものである。千葉県栄町地先では、前年の8月にも大きな出水があり、近くの小貝川で堤防が決壊した経験もあって、入念な河川の巡視が行われ、布鎌樋管周りの堤防からの漏水が早期に発見された。その結果、速やかに水防工法の検討と土嚢づくりが行われた。水防工法としては、樋管周りからの漏水を、流入水路を取り囲む形で設けた「月の輪工」で漏水流出側の水位を高くし、洪水水位と水の噴出場所の水位の差を小さくするものであった。この水防活動もあって、堤防決壊は避けられた。

しかし、昭和22年洪水による利根川右岸（埼玉県東村）の堤防決壊、昭和61年の小貝川左岸（茨城県明野町赤浜）では、堤防越水を防ぐ水防活動はある程度行われたもののそれを防ぐことはできなかった。水防活動に多くを頼ることは不可能であり、また水防体制が弱体化している現状ではなおさらであるが、洪水時に取りうる対応として重要である。

洪水時における堤防の安全管理のためには、問題や異常の早期発見と、タイミングの良い水防工法の実施が重要である。

なお、堤防決壊が生じて氾濫流が氾濫原にあふれ出した場合に、氾濫原内での水防活動によって重要地区を守るために氾濫流を調整・制御し、氾濫による被害を最小限に留めることも検討されてよい。

### （2）日常的、事前の堤防システムの安全管理

利根川水系の過去約80年間の決壊の原因を検証した結果、河川堤防の実管理にあたって次のようなことが重要であることがわかる。

越水による決壊が多いので、一連区間の縦断的な

堤防高を精査し、大洪水時の水位とその堤防高さの関係を把握しておく。橋梁の取り付け道路として利用されている所や、軟弱地盤上にある堤防の沈下の実態を把握する。特に堤防決壊による氾濫流で多くの被害が想定される堤防区間では、堤防の高さについて、上下流、左右岸のバランスを把握しておく必要がある。アンバランスを解消することも、またそれを存置しておくことについても、危機管理上の視点（不明な危機に対応するのではなく、危機を特定して対応することのメリット）や被害の視点からは検討課題であろう。

また、洪水時の痕跡水位、堤防高との差を把握し、その場所の流出特性を把握しておくことも重要である。構造物の周りでの漏水を防ぐためには、止水矢板などによるほか、空洞に関する日常的な点検も重要な課題である。

### （3）洪水被害軽減のための安全管理

洪水のような自然に起因する外力と、その構造的な安全性が一様ではない河川堤防の場合、すべての起こり得る事象を事前に想定することは難しい。しかし、利根川でこれまでに発生した複数の堤防決壊の実例からもわかるように、決壊の原因のなかで最も多いものは越水であり、越水による決壊を防ぐことが最も重要である。つまり越水しても堤防決壊に至らないための対策を講じることが、堤防決壊による被害を軽減するためには最も重要なことである。すなわち、過去に発生した越水による決壊には、各々に固有の事情があるにせよ、連続した堤防システムのなかで最も堤防が低い部分で越水が生じ、堤防決壊が生じる可能性が高い。その箇所での堤防決壊により川の洪水流が氾濫すると、対岸やその下流区間に及ぼす影響も大きい。そして、洪水被害の視点に立つと、決壊箇所や氾濫流量とともに、その氾濫流が流下する範囲の洪水被害ポテンシャルの状況に応じて、流域に与える被害の大きさは異なる。

計画規模以上の洪水あるいは現況の河川堤防の持つ治水能力以上の洪水を想定した場合、洪水による被害を最小にするためには、縦断的に連続した堤防を一連のシステムとして考えて、連続堤防の中で越水の可能性の高い箇所が特定されるので、この特定区間から越水あるいは越水によって決壊した場合の被害を想定した上で、次のような方策を検討する

ことが、これからの河川管理にあたって重要なこととなる。

- ① ある程度の越水は許容する。
- ② 越水箇所を存置して水防や避難体制を充実させるとともに氾濫原の土地利用を誘導する（あるいは農地等の有する保水、遊水機能を活用する）。
- ③ 越水による堤防決壊を防ぐ高規格堤防（スーパー堤防）や越水に対する補強堤防（アーマレビー）の戦略的整備を図る。
- ④ 連続堤防システムの能力を超える洪水に対して安全性を高めるためにある水位を超過する洪水流を貯留・調節する遊水地との併用を図る。
- ⑤ スーパー堤防整備区間での余裕高の部分未整備としておく。

以上のように、一定の被害を想定した上で堤防の安全管理を行うことも、今後は必要であると考ええる。

公平性に基づく一連区間・同一安全度の整備では、それを上回る洪水時にはどこで堤防決壊が生じるかわからないため、危機管理上の対応も十分にはできないことになる。重要地域をしっかりと守ること、あるいは洪水の際に被害軽減の視点からの確な対応をとることは、かつてわが国では歴史的にも長い間、少なくとも第二次世界大戦以前には広く行われていたことである。現在でも堤防で国土や地域を守っている中国（長江等）やハンガリー、オランダなどでは明確に行われており、わが国でも今後検討されてよいであろう。

## 6. おわりに

連続した堤防は、上流と下流、左岸と右岸が一体となってその機能を発揮する。歴史的に築造されてきた固有の技術的特性を持つ堤防の安全管理のためには、近代的な治水整備が行われ始めて以降、比較的長期間に実際に経験した洪水の実態を検証した結果が最も重要な情報となる。

これまでの利根川における堤防決壊の多くは越水を原因とするものが多く、越水に対する対応が洪水被害軽減のために最も重要であることがわかる。堤防システムとしての縦断的な連続性を生かし、特定箇所からの決壊なき越水を想定することによって、流域全体の被害軽減を図ることも、今後の検討課題である。

すなわち、堤防の安全管理では堤防横断という点での議論ではなく、連続する堤防の縦断方向を含めた堤防システムとしてとらえ、洪水の規模と堤防施設との関係でとらえる必要がある。そして、過去の経験を踏まえて決壊や越水による被害を想定し、必要な堤防の強化策と合わせて、堤内地の土地利用の規制、誘導や、洪水はもとより日常的な危機管理の充実を図ることが重要である。

また、治水計画を策定する際には、流域に集積した人口や資産に応じて、各々の水系毎に治水安全度が決められている。しかし、一つの河川にあっては、流域内にある各々の氾濫原の有する被害ポテンシャルの大きさにかかわらず、公平性の原理に基づいて、上流から下流まで、一律の安全度を確保することを前提にして、連続堤防の整備が進められてきた。これからの、さらなる治水安全度の向上と治水投資の限界を踏まえると、このような公平性の原理に加えて、流域全体の被害軽減を図る視点から、土地利用の規制、誘導や危機管理による対応も含めて、堤防論の検討がなされる必要がある。

本論文ではこれらについて、第一段階の実績を踏まえた実証的な報告を行った。今後さらにそれを発

展、充実させつつ、システムとしての堤防管理論について報告したいと考えている。

#### 参考文献

- 1) 吉川勝秀：河川流域環境学、技報堂出版、2005
- 2) 吉川勝秀：人・川・大地と環境、技報堂出版、2004
- 3) 中島秀雄：河川堤防、技報堂出版、2005
- 4) 福成孝三、吉川勝秀、田中長光、白井勝二：河川災害の想定外を想定内にするための安全・防災教育、安全問題研究論文集 Vol.1、2006.11
- 5) 建設省関東地方建設局：利根川百年史、1987
- 6) 国土開発技術研究センター・日本河川協会編（編集関係者代表：吉川勝秀）：改定 解説河川管理施設等構造令、山海堂、2000
- 7) 吉川勝秀：低平地緩流河川の治水に関する事後評価的考察、水文・水資源学会原著論文、水文・水資源学会誌、第19巻第4号、pp.267-279、2006.7
- 8) 吉川勝秀編著：多自然型川づくりを越えて、学芸出版社、2007
- 9) 京都大学防災研究所：防災学ハンドブック、2004

## An Empirical Study on Safe Management of River Levee Systems

By Fukunari Kouzou, Katsuji Shirai, Katsuhide Yoshikawa

In Japan, approximately half the population and three quarters of property is located on flood plains where they are at risk from river flooding. Many are protected by river levees that have been constructed throughout history. There is some work on the safety of the levees by focusing on cross-sections of long continuous levees, but there is next to no research into managing the continuous levee systems.

This paper reports on breaches of the levees along the Tone River system over the past 80 years and presents empirical information on the causes for the breaches (scouring, overtopping, seepage and breaches due to seepage around buildings). The most common reason for levee breaches is overtopping water, but the paper shows that, in recent years, problems have occurred with breaches caused by seepage (leakage) around sluice pipes in levees.

Based on this survey, the paper clearly indicates the functional and control limitations of managing the historical levees that are still in use today and proposes ways to manage the levee systems in the future, keeping in mind excess flooding and the added factors of damage and risk management.

---

# H 2 6 鬼怒川浸水想定区域検討業務

## 報告書

平成 2 7 年 3 月

 株式  
会社 **建設技術研究所**  
CTI Engineering Co., Ltd.

---

---

---

---

## H 2 6 鬼怒川浸水想定区域検討業務 報告書

### 目 次

1. 業務概要	1-1
1.1 業務目的	1-1
1.2 業務概要	1-1
1.3 検討内容	1-1
1.4 検討区間	1-2
1.5 検討フロー	1-2
1.6 検討内容	1-3
1.6.1 計画準備	1-3
1.6.2 浸水解析に用いる計算メッシュデータの作成	1-3
1.6.3 浸水解析	1-8
1.6.4 報告書のとりまとめ	1-11
2. 浸水解析に用いる計算メッシュデータの作成	2-1
2.1 計算メッシュデータの作成方針	2-1
2.2 対象氾濫原の土地利用状況の整理	2-2
2.2.1 基盤地図情報等の GIS データ整理	2-2
2.2.2 土地利用状況の整理	2-4
2.2.3 空隙率・透過率の設定	2-8
2.3 メッシュ平均地盤高の整理	2-13
2.3.1 平均地盤高の作成	2-13
2.4 メッシュサイズの設定	2-18
2.4.1 検証地域の設定	2-18
2.4.2 検証地域におけるメッシュサイズの分析	2-19
3. 浸水解析	3-1
3.1 計算メッシュデータ	3-1
3.2 破堤氾濫条件等の設定	3-7
3.2.1 外力・境界条件の設定	3-7
3.2.2 排水条件の整理（樋門・樋管、ポンプ）	3-21
3.2.3 連続盛土構造物	3-28

---

---

3.2.4 無堤部等の反映 .....	3-31
<b>3.3 浸水解析 .....</b>	<b>3-38</b>
3.3.1 計算手法の概要 .....	3-38
3.3.2 浸水解析手法 .....	3-39
3.3.3 浸水解析結果 .....	3-53
3.3.4 今後の課題 .....	3-138

---

---

---



---

## 1. 業務概要

### 1.1 業務目的

本業務は、鬼怒川において関連市町村が実践的な洪水ハザードマップを作成する為に必要となる高精度かつきめ細やかな浸水想定区域等の情報を提供するための検討を行ったものである。

### 1.2 業務概要

本業務の概要を以下に示す。

- (1) 委託業務名 : H 2 6 鬼怒川浸水想定区域検討業務
- (2) 契約金額 : ¥15,984,000- (税込み)
- (3) 工期 : 平成 27 年 1 月 15 日～平成 27 年 3 月 27 日
- (4) 委託者 : 国土交通省 関東地方整備局下館河川事務所
- (5) 受託者 : 株式会社 建設技術研究所

### 1.3 検討内容

本業務の検討項目を以下に示す。

- (1) 計画準備
- (2) 浸水解析に用いる計算メッシュデータの作成
- (3) 浸水解析
- (4) 報告書のとりまとめ

## 1.4 検討区間

本業務の検討区間は図 1.4-1 に示す鬼怒川の直轄管理区間（3k～101.5k、ただし、河道モデルは利根川合流点 0k からモデル化）とした。



図 1.4-1 検討区間

## 1.5 検討フロー

本業務は以下に示すフローに従って実施した。

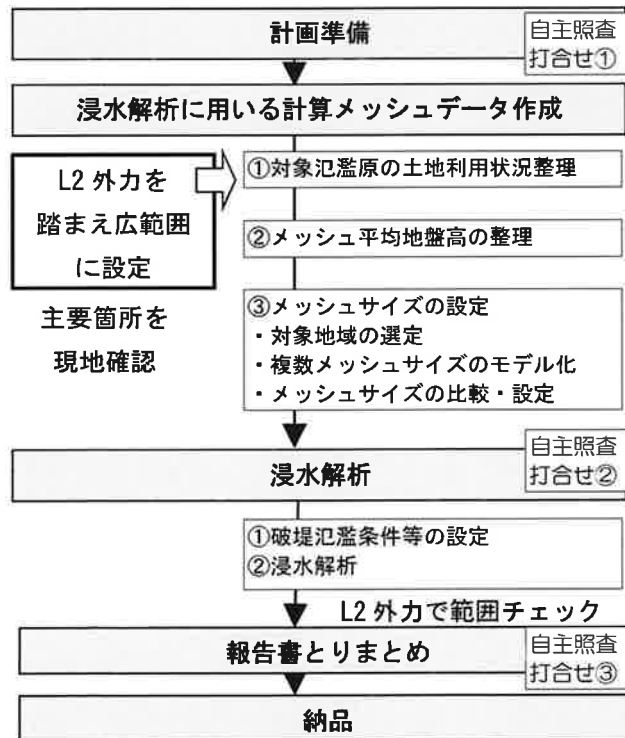


図 1.5-1 検討フロー

## 1.6 検討内容

### 1.6.1 計画準備

本業務を実施するために必要な資料を収集・整理し、業務を実施するにあたっての技術的方針及び工程等を検討し、業務計画書を作成した。

### 1.6.2 浸水解析に用いる計算メッシュデータの作成

#### (1) 資料収集、現地踏査

対象氾濫原を設定し、対象氾濫原における地盤高、堤防の整備状況、現況流下能力等に関する既存資料を収集し、必要とされる地形条件、土地利用状況等の情報を整理した。氾濫原の地盤高データについては、5m メッシュの航空レーザ測量成果を用いた。

検討に用いる条件については、表 1.6-1 に示す最新データを収集し、現地確認、浸水解析モデルの氾濫流に影響を与える氾濫原の条件を整理した。

現地踏査は、メッシュデータの作成後、主要な地形変化点、構造物等の状況について現地にて確認を行った。

表 1.6-1 収集資料

項目	資料の種類
既往資料の確認	<ul style="list-style-type: none"><li>・ 既往の浸水想定区域図作成時における報告書</li><li>・ 河川整備基本方針等高水計画関係資料</li></ul>
既往出水、氾濫形態の確認	<ul style="list-style-type: none"><li>・ 既往出水に関する資料(H23 出水時の水位・流量データ、浸水実績データ)</li></ul>
流下能力の算定	<ul style="list-style-type: none"><li>・ 最新の河道横断測量成果(H26 末時点 H23 測量成果ベース)</li><li>・ 流下能力評価に関する各資料</li><li>・ 横断測線の最新 HQ 式、堤防評価高</li></ul>
浸水区域図の高度化	<ul style="list-style-type: none"><li>・ LP(レーザプロファイラ)データ</li><li>・ DRM(デジタル道路地図データ)</li><li>・ 排水機場、水門、樋管の諸元、集水域、操作規則・細則</li><li>・ 堰・橋梁台帳(最新版)</li></ul>

## (2) 対象氾濫原の土地利用状況の整理

### 1) 対象氾濫原範囲の設定

対象氾濫原は、既往の浸水想定区域図や想定氾濫区域、台地等の地形条件を考慮し、想定されるL2外力にも対応可能となるよう、広範囲に設定した。

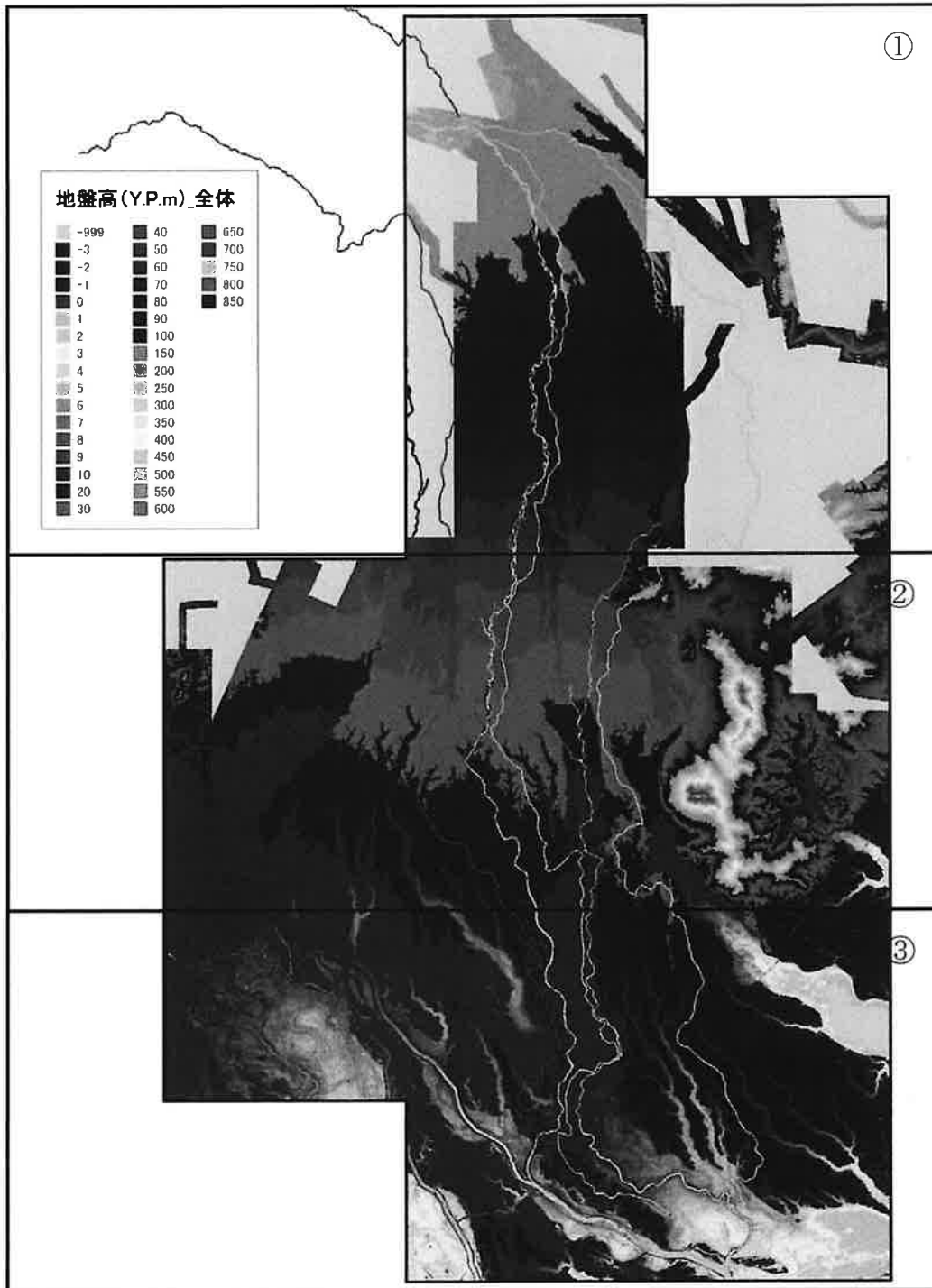


図 1.6-1(1) 対象氾濫原の設定

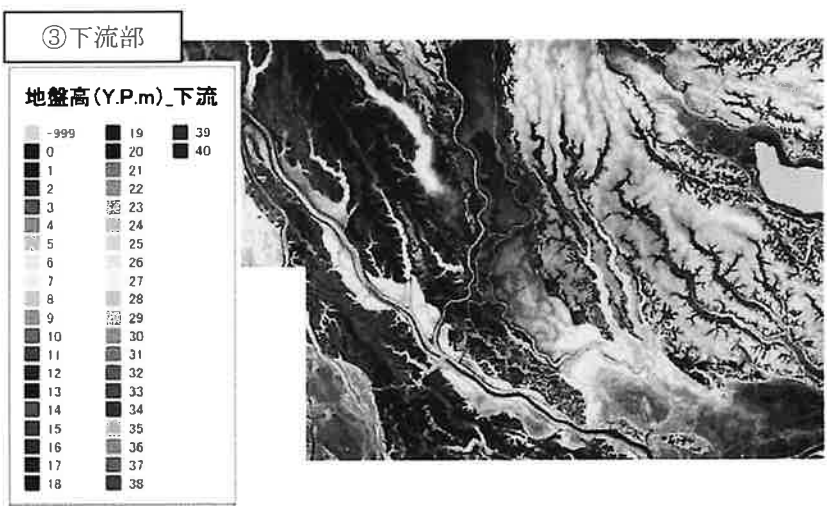
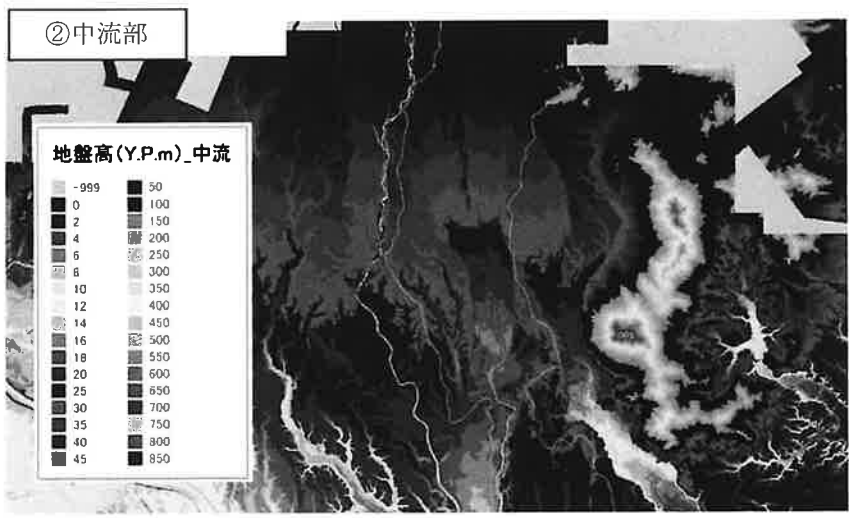
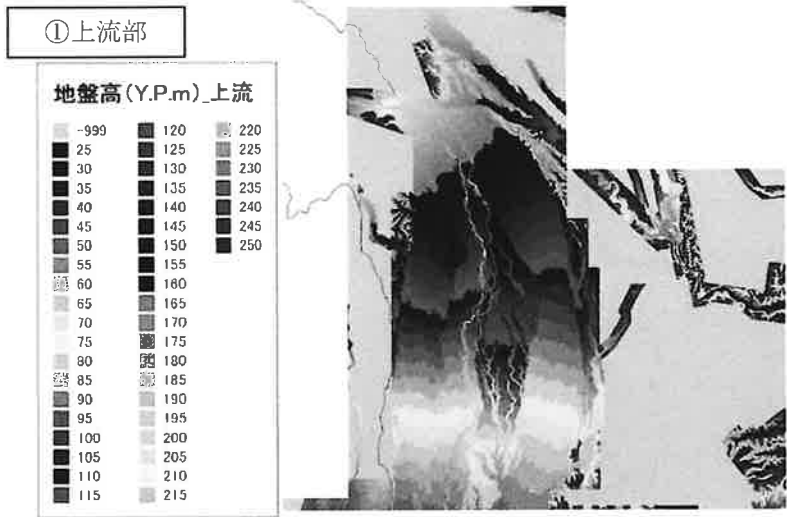


図 1.6-1(2) 対象氾濫原の設定 (上流・中流・下流スケール変化)

## 2) 対象氾濫原の土地利用状況の整理

詳細地盤高（5m メッシュ）に併せ、粗度や建物占有率についても「情報基盤地図（国土地理院）」などの詳細な GIS データ（S=1/2500 精度）の情報を活用し、高精度なメッシュデータを作成した。

粗度係数については、表 1.6-2 に示す土地利用ごとの粗度係数を設定した。

道路空間については、幅員の大きな道路について図 1.6-2 に示す方法などで連続性を確保した建物占有率を設定し、市街地部の再現精度を確保する。

表 1.6-2 粗度係数の設定※1

土地利用	粗度係数 $m^{-1/3} \cdot s$
住宅地（高密度）	0.08
住宅地（中密度）	0.06
住宅地（低密度）	0.04
工場地等	0.04
農地	0.02
林地	0.03
水域	0.025
その他（空地、緑地）	0.025
道路	0.02

住宅地密度	住宅占有率
高密度	80～100%
中密度	50～80%
低密度	10～30%

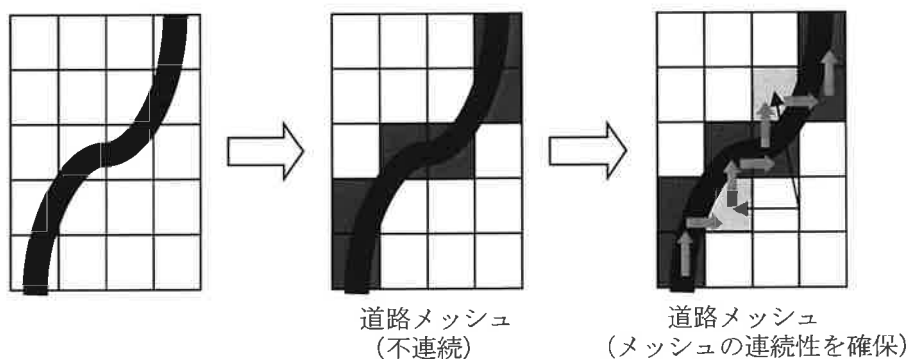


図 1.6-2 道路メッシュの設定※1

※1 浸水想定区域図作成マニュアル（改訂試行版）H26.3、国土交通省 水管理・国土保全局 河川環境課 水防企画室、国土技術政策総合研究所 危機管理技術研究センター 水害研究室

### (3) メッシュ平均地盤高の整理

対象氾濫原について 5m メッシュ毎の平均地盤高を整理するとともに、下記に示す検証対象地域については 5m メッシュの航空レーザ測量成果（以下、「5m メッシュ LP データ」と称する）から、5m、10m、25m、50m メッシュデータを作成した。

### (4) メッシュサイズの設定

代表的な市街地で道路網が発達している対象氾濫原を一箇所選定したうえで、メッシュサイズは、下記の手順で設定する。破堤地点及び氾濫流量を 1 ケース設定する。この条件において複数のメッシュサイズでの浸水解析を実施し、精度を保ちつつ計算労力が小さくなるメッシュサイズを計算メッシュとして設定した。

#### 1) 検証地域の設定

対象区間は、堤防際に家屋が連担し、氾濫流の流速等の評価が重要となる市街地を選定する。鬼怒川における既往の氾濫計算結果から、拡散型の氾濫形態となる鬼怒川左岸 22k 付近（常総市新石下）を検証対象として、5m メッシュと同等の精度が確保できるメッシュサイズを確認する。検証対象地域の範囲を図 1.6-3 に示す。

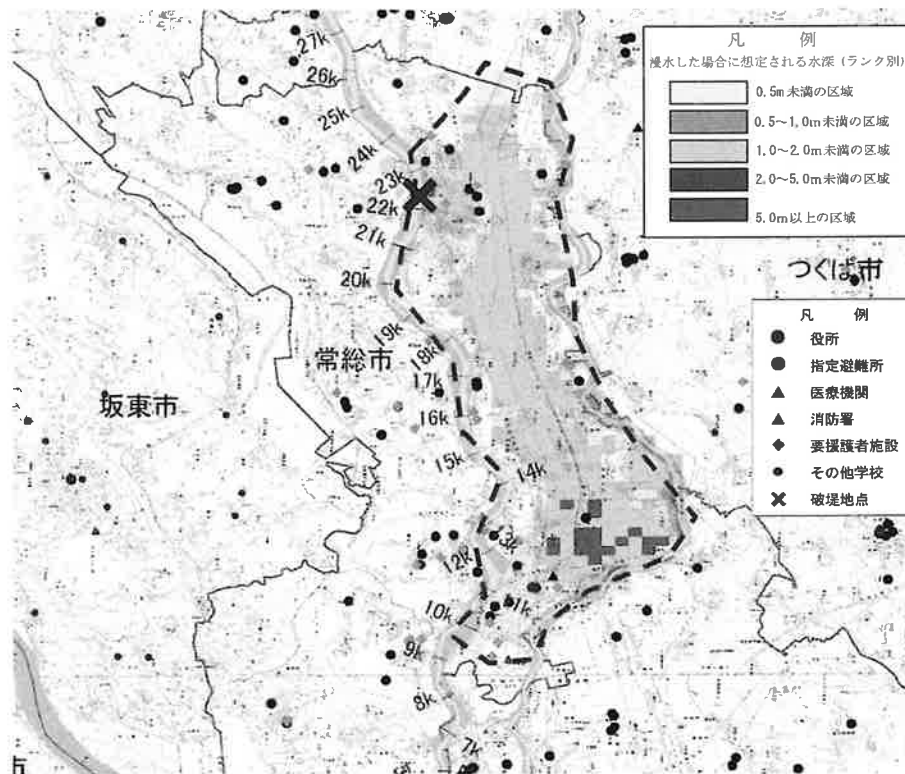


図 1.6-3 既往検討の氾濫解析結果による検証対象地域の状況

メッシュサイズの設定作業手順は下記のとおりである。

【メッシュ設定作業手順】

手順 1: 既往解析結果から大規模に氾濫する破堤地点を選定
手順 2: 4 メッシュサイズ(5m、10m、25m、50m)の浸水解析を実施
手順 3: 5m メッシュと同等の精度を確保できるメッシュサイズを確認
手順 4: 手順 3 から 5m メッシュと同等の結果を再現できる最大のメッシュサイズまたは分割方法を採用

2) 実績氾濫による検証

設定したメッシュサイズの計算結果について、H23 出水による田川合流点の浸水実績と比較し、解析精度の妥当性について確認した。

1.6.3 浸水解析

(1) 破堤条件等の設定

1) 外力・境界条件の設定

外力は、河川整備基本方針及び既往浸水想定区域図の外力設定を踏まえた外力および境界条件を設定した浸水解析を行う。また、施設条件は、湯西川ダムを含めた4ダムとした。

表 1.6-3 境界条件の設定

境界条件	地点	設定方法
鬼怒川本川	直轄上流端 101.5k	上流端断面に流出計算流量を与える。 (石井地点 1/100 引伸ばし、S41.9 型)
横流入	田川放水路合流点	横流入として流出計算流量を与える。 (石井地点 1/100 引伸ばし、S41.9 型)
下流端	利根川への合流点	鬼怒川 0.0k 地点の HWL を一定で与える。

また、別途検討中の L2 外力のハイドロを想定した外力については、主要な地点で浸水解析を実施し、対象氾濫原の確認を行った。

2) 破堤条件の設定

最新の横断測量 (H23) を基本に設定された現況河道の H-Q 関係及び流下能力 (H26.3 時点) を踏まえ、氾濫開始流量を設定する。破堤地点は、堤防整備状況、重要水防箇所、氾濫ボリュームを踏まえ、浸水の可能性があるエリアを最大包絡する地点を設定した。

また、定期横断の測線上にない有堤部、無堤部については、水位内挿により H-Q 関係を設定し、適切な水位により破堤開始・氾濫開始流量を設定した。



(2) 浸水解析方法

浸水解析は、上記の条件に基づき、以下の計算手法により実施した。

- ・平面 2 次元不定流計算手法である。
- ・基礎式として用いる運動方程式及び連続式に建物占有率（メッシュごとの空隙率）を考慮。

河道モデルについては、定期横断の測量ピッチを基本とする一次元不定流解析モデルとする。越流モデルは越流公式を設定し、越流幅、破堤幅、破堤敷高により堤内地への氾濫量を算定した。

また、本検討で用いる氾濫原モデルは豊平川左岸札幌市街地を対象に、大型模型実験により再現性を検証したものであり、「浸水想定区域図作成マニュアル（改訂試行版）H26.3」においてモデル事例として採用されている。

以下に、透過率・空隙率を考慮した基礎式を、氾濫シミュレーションモデルの概念図を図 1.6-4 にそれぞれ示す。

$$\begin{aligned}
 & \gamma_v \frac{\partial Q_x}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \gamma_x \frac{Q_x^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \gamma_y \frac{Q_x Q_y}{h} \right) + g \gamma_v h \frac{\partial (h+z)}{\partial x} + gn^2 \frac{Q_x \sqrt{Q_x^2 + Q_y^2}}{h^{10/3}} = 0 \\
 & \gamma_v \frac{\partial Q_y}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \gamma_x \frac{Q_x Q_y}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \gamma_y \frac{Q_y^2}{h} \right) + g \gamma_v h \frac{\partial (h+z)}{\partial y} + gn^2 \frac{Q_y \sqrt{Q_x^2 + Q_y^2}}{h^{10/3}} = 0 \quad (1) \\
 & \gamma_v \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial (\gamma_x Q_x)}{\partial x} + \frac{\partial (\gamma_y Q_y)}{\partial y} = q
 \end{aligned}$$

赤枠：透過率・空隙率が考慮された箇所

ここで  $Q_x, Q_y$  :  $x, y$  方向の単位幅流量、 $h$  : 水深、 $z_b$  : 地盤高、 $\gamma_x, \gamma_y$  :  $x, y$  方向透過率、 $\gamma_v$  : 空隙率、 $q$  : 下水道からの氾濫、地下浸透等である。ただし本検討では下水道、地下浸透は見込まない。ここで  $n$  は建物と土地利用に応じた粗度係数である。

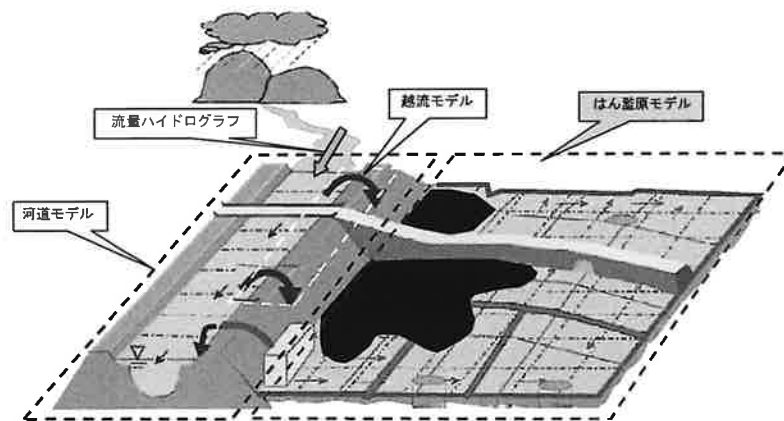


図 1.6-4 氾濫シミュレーションモデルの概念図

### (3) 隣接河川の一体型河道モデル

鬼怒川左岸の氾濫流は、隣接する小貝川、五行川沿いに氾濫が拡散する特性を持っていることから、五行川、小貝川の堤防高を設定し、鬼怒川の氾濫流が隣接河川に流下する状況を考慮して氾濫域を適切に評価した。

### (4) 排水施設の反映

被災者の孤立や交通途絶を引き起こす低平地の長期湛水エリアでは、浸水継続時間の把握が重要である。

本検討では、樋門・樋管、排水機場等の集水域について、主要な樋管、水路を基本に統合したうえでモデルに組み込み、排水効果や浸水継続時間を適切に評価した。

#### 【集合域全体の排水効果の考慮】

従来の氾濫解析手法では、樋門やポンプなどを河道や堤内地のメッシュと直接接続するため、樋門やポンプを設定したメッシュが浸水していない場合、樋門から離れた窪地では排水路があっても排水効果を見込むことができず、解析上最後まで浸水が残ってしまう。特に、本業務では詳細なメッシュを使用するため、排水施設が接続されたメッシュが浸水していない限り、正確な浸水区域と浸水継続時間を把握することができない。

そこで、樋門樋管やポンプについて個々の集水域全体を対象に、図 1.6-5 に示す手法により集水域の排水効果を見込み、正確な浸水区域と浸水継続時間を把握する。

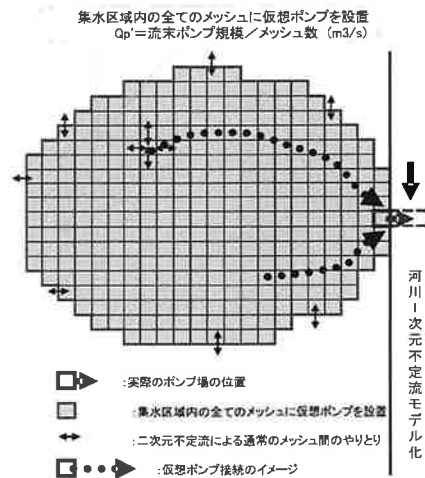


図 1.6-5 排水モデルの概念図

---

**(5) 詳細メッシュに合わせた盛土高の把握**

道路や支川堤防など、連続した盛土構造物について、LP データおよび現地踏査等から把握し、主要な箇所について現地確認したうえでモデルに反映した。

**(6) 浸水解析の実施**

以上の条件により浸水解析を実施したうえで、解析結果についてメッシュ浸水深図にとりまとめた。

**1.6.4 報告書のとりまとめ**

上記の本業務の検討成果を報告書にとりまとめた。

## 2. 浸水解析に用いる計算メッシュデータの作成

対象氾濫原を設定し、対象氾濫原における地盤高、堤防の整備状況、現況流下能力等に関する既存資料を収集し、必要とされる地形条件、土地利用状況などの情報を整理した。

### 2.1 計算メッシュデータの作成方針

解析対象ブロックとする代表地区を設定し、そのブロックを対象に 5m、10m、25m、50m のメッシュデータを作成し、検証を行う。本検討では 2.4 に示すように鬼怒川左岸 22k 付近を検証対象とした。

検証の結果をもとに、5mメッシュと同等の解析結果が得られる計算メッシュを設定することで、適切な地形条件をモデル化し、氾濫流の到達時間や流速等の精度を確保する。

計算メッシュデータの作成フローを以下に示す。まず、解析対象領域において検証ブロックを設定し、それらのブロックを対象として 5m、10m、25m、50m のメッシュデータを作成し、検証により 5mメッシュと同等の解析結果が得られる計算メッシュサイズを設定する。その計算メッシュデータについて対象氾濫原全体のメッシュデータを作成する。

国土地理院等から GIS データを収集し、浸水解析に必要な図 2.1-1 に示すメッシュデータの作成を行う。

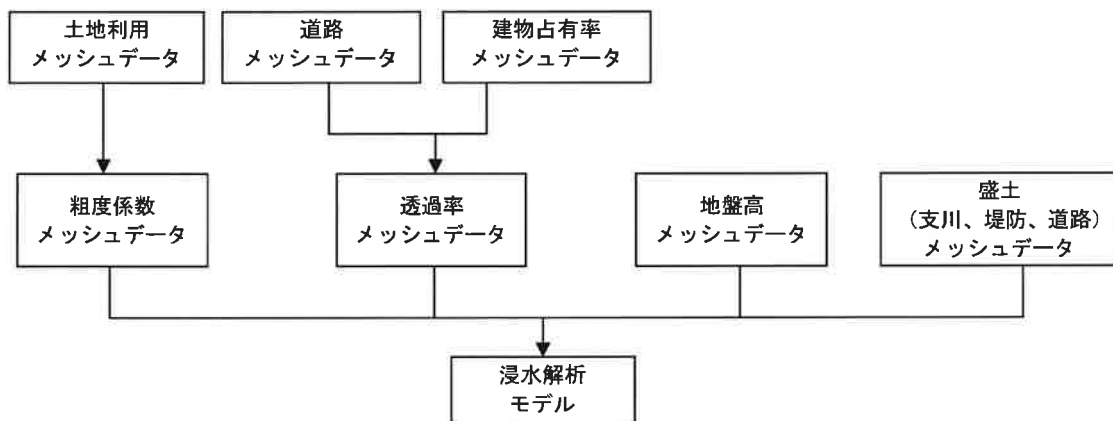


図 2.1-1 メッシュデータ作成フロー

表 2.1-1 作成するメッシュデータ一覧

作成するデータ	目的
土地利用メッシュ	堤内地メッシュの粗度係数の設定を行う
粗度係数メッシュ	土地利用毎に堤内地メッシュの粗度係数を設定する
道路メッシュ	堤内地メッシュの透過率（道路メッシュは透過率 1.0）を設定する
建物占有率メッシュ	建物の占有率から堤内地メッシュの透過率を設定する
透過率メッシュ	道路メッシュ、建物占有率から堤内地メッシュの氾濫流の透過率メッシュを設定する
地盤高メッシュ	堤内地メッシュの地盤高を設定する
盛土メッシュ (支川堤防、道路)	堤内地メッシュの構造物（道路や鉄道等）を設定する

## 2.2 対象氾濫原の土地利用状況の整理

### 2.2.1 基盤地図情報等の GIS データ整理

対象氾濫原メッシュ作成にあたり、道路データ、土地利用状況、建物占有率を整理するため、GIS データを収集した。収集したデータと用途、出典等を表 2.2-1 に示す。

表 2.2-1 メッシュデータ作成に用いる GIS データ

No.	データ名称	用途	出典	精度	発行年	公開範囲	概要
①	デジタル道路地図 (DRM)	道路データ整理 図 2.2-1 参照	日本デジタル道路地図協会	1/25,000	2014.3ver (市町村によって2006～2014年に更新)	全国	幅員データを所有した GIS データ 基本道路 (5.5m) 以上と全道路 (3.0) 以上の 2 データ有る
②	国土数値情報 土地利用細分メッシュ【100mメッシュ】	土地利用状況の整理 2.2.2 参照	国土政策局	100mメッシュの代表土地利用	2009年	全国公開	道路箇所の大略把握のため使用
③	基盤地図情報 建築物外周線	建物占有率整理 2.2.3 参照	国土地理院	1/2,500	2008年～2014年に市町村ごとに発行	1. 市全域 2. 市の一部のみ 3. 非公開の3種	各市町村作成 1/2,500 地図の GIS データ

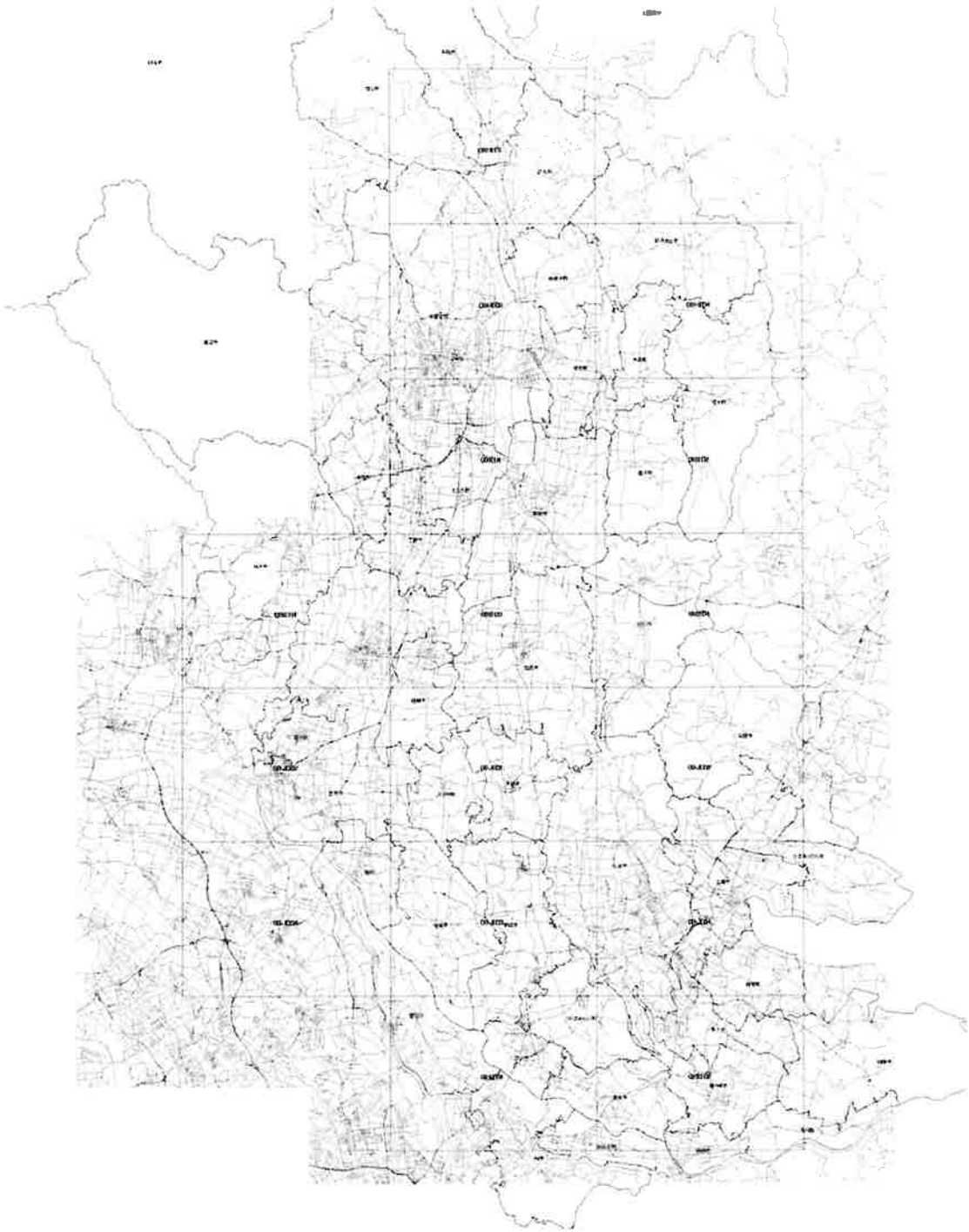


図 2.2-1 道路データ (DRM データ)

## 2.2.2 土地利用状況の整理

### (1) 土地利用分類に用いるデータ

対象領域における氾濫原の粗度係数設定のため、土地利用状況を計算メッシュごとに整理した。土地利用状況については、国土数値情報における最新の都市地域土地利用細分メッシュデータ(平成21年)を基本とする。またこのデータは、都市地域を対象に整備されており、本検討で対象とする範囲は網羅されている。

なお、使用したメッシュデータは、100×100mのメッシュ(標準地域メッシュの第3次地域地区の縦横それぞれ1/10分割)で区分した地域に対して4桁の土地利用コードにより示されている。土地利用コードを表2.2-2に、土地利用毎に色分けをしたメッシュ図を図2.2-2に示す。

表 2.2-2 土地利用コード一覧

都市地域土地利用細分 メッシュデータ	
種類	コード
田	0100
その他農用地	0200
森林	0500
荒地	0600
高層建物	0701
工場	0702
低層建物	0703
低層建物密集地	0704
道路	0901
鉄道	0902
公共施設等用地	1001
空地	1002
公園・緑地	1003
河川地及び湖沼	1100
海浜	1400
海水域	1500
ゴルフ場	1600
解析範囲外	0000

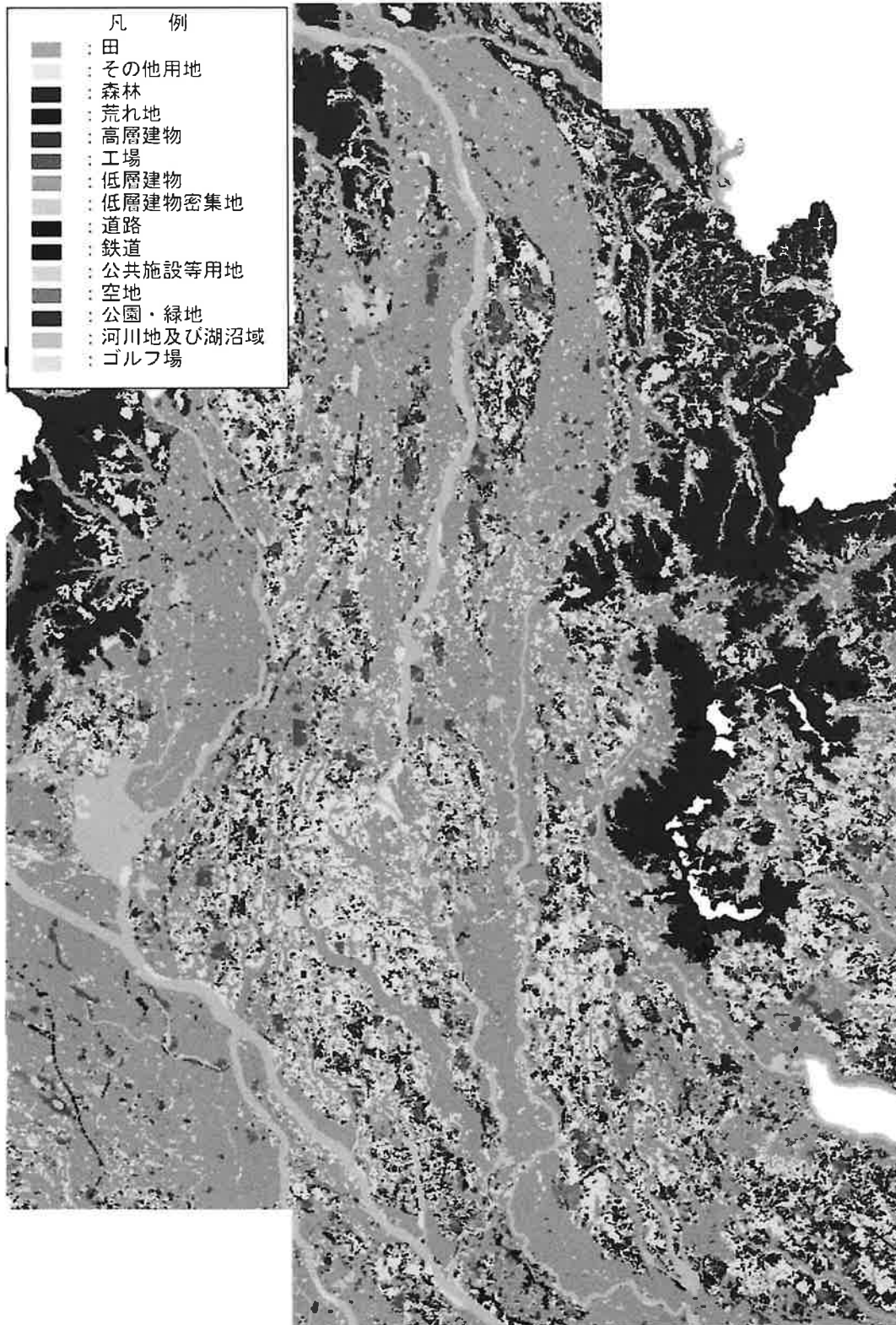


図 2.2-2 土地利用状況整理結果



(2) 粗度係数の設定方法

粗度係数はメッシュ毎の土地利用に応じて、表 2.2-3 に従い設定するものとする。なお、後述する道路メッシュとして設定したメッシュについては道路の粗度係数を設定した。

表 2.2-3 土地利用と粗度係数の対応表

都市地域土地利用細分メッシュデータ		粗度係数 [m <sup>-1/3</sup> ・s]			設定根拠
種類	コード	従来マニュアル値	新マニュアル(改訂版(案))	設定値	
田	0100	0.06(農地)	0.020~0.060(農地)	0.060	従来マニュアルと同じ
その他農用地	0200	0.06(農地)	0.020~0.060(農地)	0.060	従来マニュアルと同じ
森林	0500	0.050(その他)	0.030~0.060(林地)	0.060	森林の粗度は農地より同等または大きいと考えられるため、農地と同じにする
荒地	0600	0.050(その他)	記載なし	0.060	荒地の粗度は農地より同等または大きいと考えられるため、農地と同じにする
高層建物	0701	0.050(その他) (建物は抗力として考慮)	記載なし	0.050 (建物は抗力として考慮)	従来マニュアル(その他)と同じ
工場	0702				
低層建物	0703				
低層建物密集地	0704				
道路	0901	0.047(道路)	0.015~0.047(道路)	0.047(標準値) 0.020(道路メッシュを設定する場合)	従来マニュアルの値および(改訂版(案))での上限値を考慮し、従来マニュアルと同じとする。ただし、道路メッシュを設定する場合には、アスファルトの標準値(0.015~0.020)※から分離帯や標識などの若干の障害物の影響を考慮し、大きい方の値を採用
鉄道	0902	0.050(その他)	記載なし	0.050	従来マニュアル(その他)と同じ
公共施設等用地	1001	0.050(その他)	0.025~0.050(空地・緑地)	0.050	従来マニュアル(その他)と同じ
空地	1002				
公園・緑地	1003				
河川地及び湖沼	1100	0.050(その他)	0.025(水域)	0.025	新マニュアル値(水域)
海浜	1400	0.050(その他)	記載なし	0.025	洪水時には浸水している可能性があることから新マニュアル値(水域)として設定
海水域	1500	0.050(その他)	0.025(水域)	0.025	新マニュアル値(水域)
ゴルフ場	1600	0.050(その他)	記載なし	0.050	従来マニュアル(その他)と同じ
解折範囲外	0000	0.050(その他)	記載なし	0.050	従来マニュアル(その他)と同じ

赤字：従来マニュアルからの変更箇所

※水理公式集(平成11年度版)p89参照

土地利用データは、2次メッシュを縦横100等分したデータとなっていることから、本検討で設定する平面直角座標系とは分割方法が異なる(図 2.2-3 参照)。

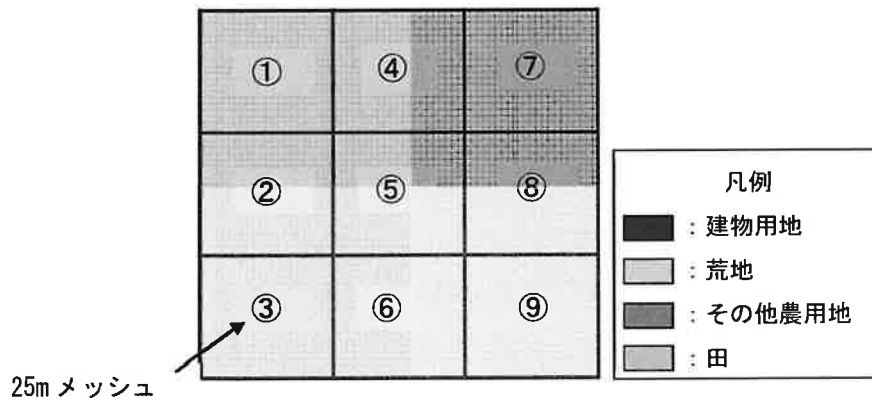


図 2.2-3 例) 25m メッシュへの土地利用分割例

このため、25m メッシュ内に含まれる各土地利用面積を集計し、面積の加重平均より 25m メッシュの粗度係数を算出した。

例えば図 2.2-3 に示す⑤、⑨地点の粗度係数は以下のように設定している。

表 2.2-4 土地利用別粗度係数一覧

土地利用	粗度係数
建物用地	0.050
荒地	0.060
その他農用地	0.050
田	0.060

表 2.2-5 メッシュ内における土地利用別面積  
単位：m<sup>2</sup>

土地利用別面積	⑤地点	⑨地点
建物用地	4.0	0.0
荒地	6.0	25.0
その他農用地	7.0	0.0
田	8.0	0.0
合計	25.0	25.0

<粗度係数算出>

$$\text{⑤地点} : n = \frac{0.050 \times 4.0 + 0.060 \times 6.0 + 0.050 \times 7.0 + 0.060 \times 8.0}{25.0} = 0.056$$

$$\text{⑨地点} : n = \frac{0.050 \times 0.0 + 0.060 \times 25.0 + 0.050 \times 0.0 + 0.060 \times 0.0}{25.0} = 0.060$$

## 2.2.3 空隙率・透過率の設定

### (1) 空隙率・透過率設定に用いるデータ

改訂された「浸水想定区域図作成マニュアル（改訂版）平成26年3月」では、堤内地のメッシュデータに氾濫流の透過率を設定することと記載されている。マニュアルに従い、透過率のメッシュデータは、建物占有率と道路を考慮して作成するものとする。

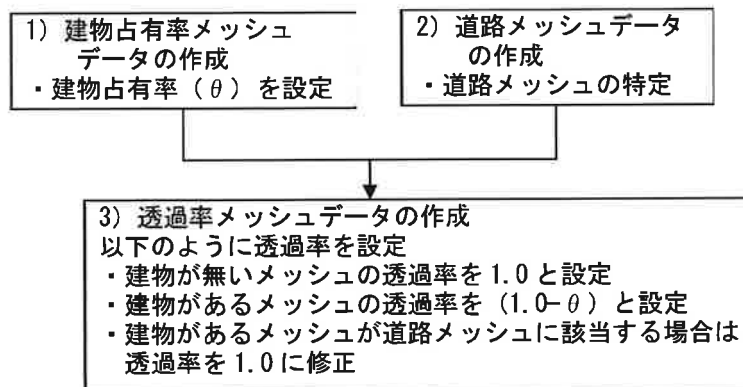


図 2.2-4 透過率メッシュデータの作成フロー

### (2) 建物占有率メッシュデータの作成

基盤地図情報の建築物外周線データ（国土地理院）を使用して、建物エリアを整理し、メッシュエリアと建物エリアが重なる面積から建物占有率を算出した。



図 2.2-5 基盤地図情報の建築物外周線（国土地理院）（例）25mメッシュ

### (3) 道路メッシュデータの作成

デジタル道路地図 (DRM) を用いて道路メッシュデータを作成する。ここでは道路空間メッシュの設定方法を以下に示す。

道路メッシュデータは、改訂された浸水想定区域図作成マニュアルにおいて、連続的に設定する必要がある旨を記載されている(図 2.2-8 参照)。そのため、以下に示す道路の連続性を考慮した手法により、連続した道路メッシュの設定を可能とした。

- ア. メッシュエリアに対し、道路エリア (DRM の属性値である幅員を反映したエリア) が 50%以上占めるメッシュを道路メッシュ①とする。(メッシュ①だけでは道路は連続しない)
- イ. 幅員が 1cm の道路エリアを作成し、メッシュエリアに対し少しでも道路エリアが被るメッシュを道路メッシュ②とする。
- ウ. 道路メッシュ①と道路メッシュ②を合わせたものを道路メッシュとする。

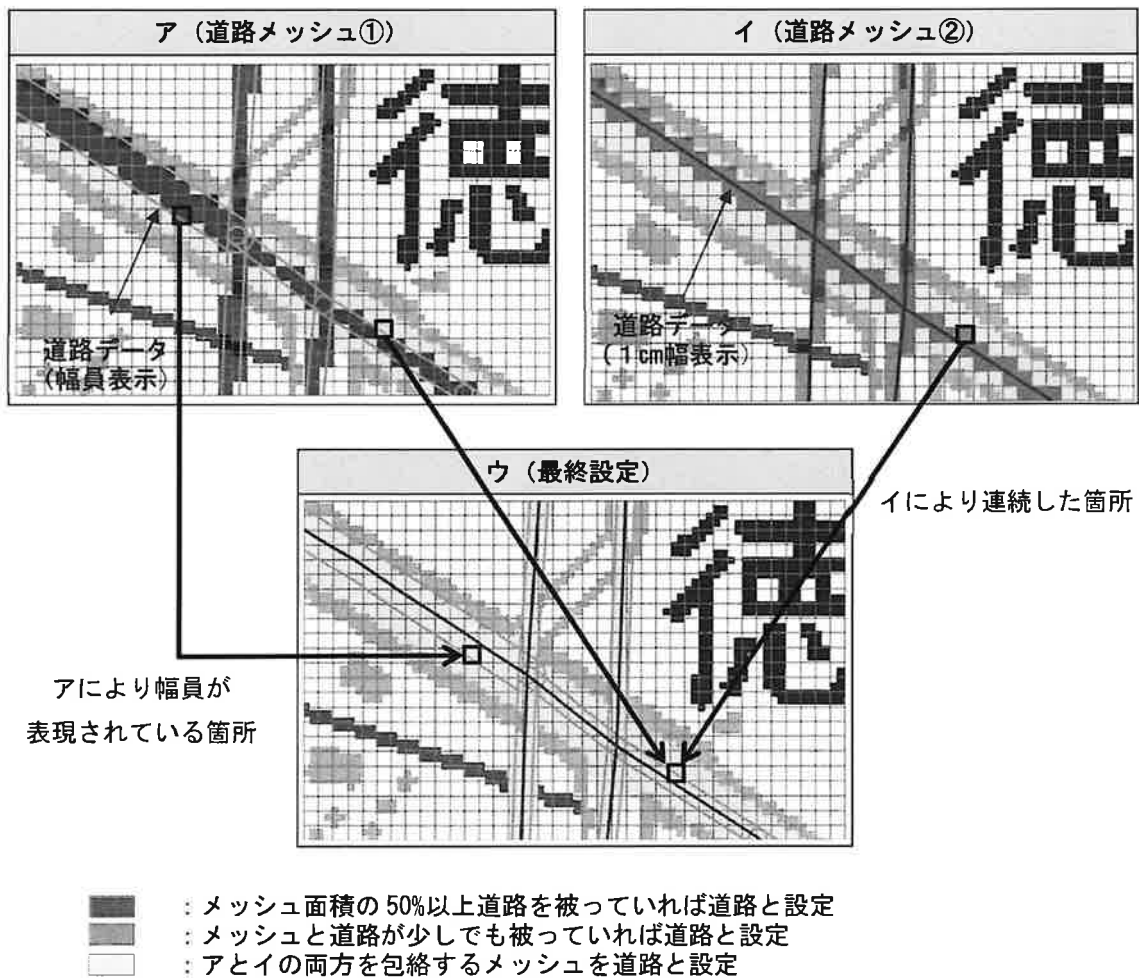
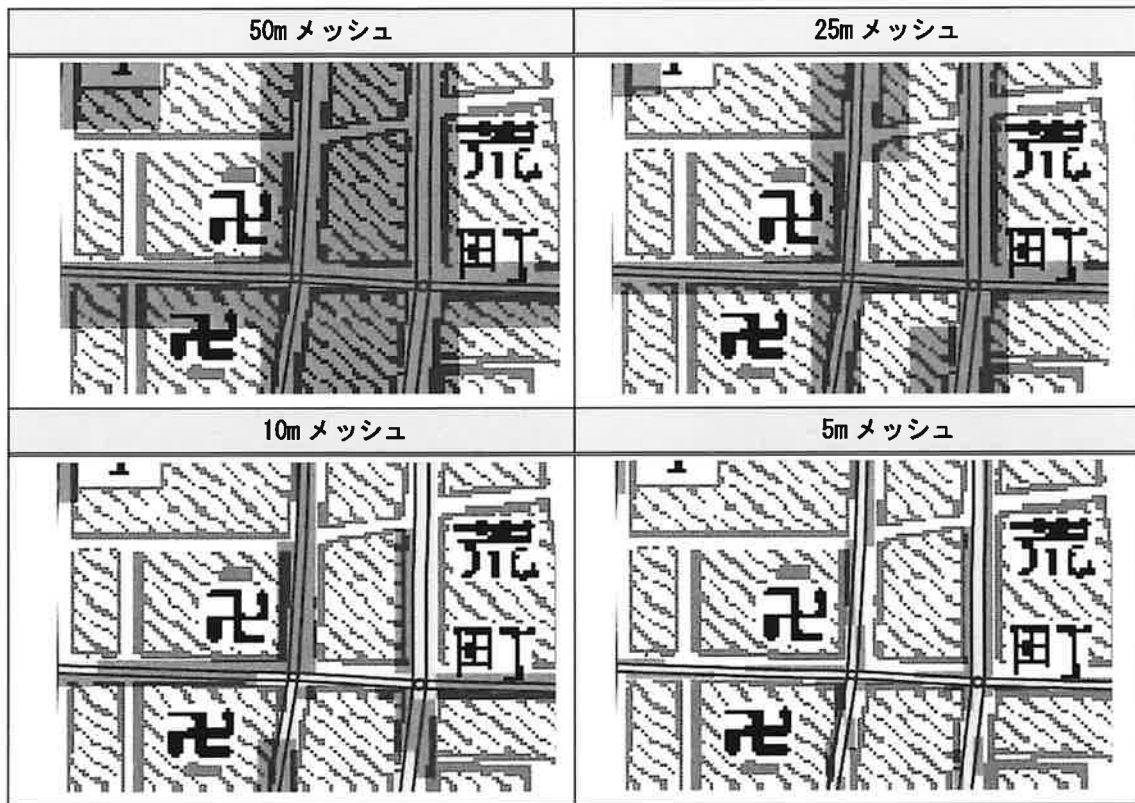


図 2.2-6 道路メッシュの設定方法

ここで、道路メッシュに設定するメッシュは、メッシュ内の粗度係数、建物の透過率はすべて道路と評価されることとなる。

このため、図 2.2-7 に示すように、メッシュサイズが大きくなると細かい道路網を表現できなくなるおそれがある。





-  : メッシュ面積の 50%以上道路を被っていれば道路と設定
-  : メッシュと道路が少しでも被っていれば道路と設定

図 2.2-7 道路メッシュデータ作成イメージ

図-3.2-4 をみると、図-3.2-3 で示した道路上の流れが卓越し、5mメッシュの計算結果との差違が小さくなることがわかる。このように、計算メッシュスケールを設定する際には、適宜道路等空間の連続性に留意することとする。

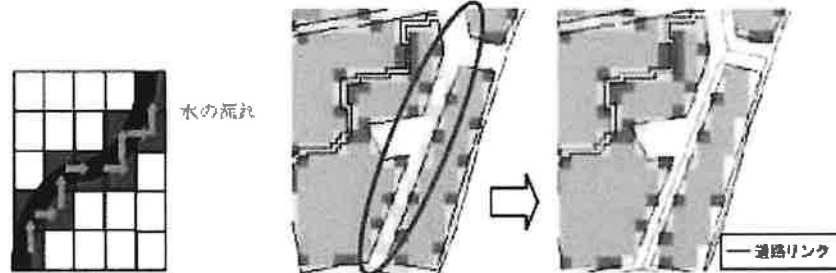


図-3.2-2 道路空間の連続性の確保

図-3.2-3 道路空間を反映した建物占有率

出典：浸水想定区域図作成マニュアル（改訂版） 平成26年3月 p12

図 2.2-8 道路メッシュ作成について（浸水想定区域図作成マニュアル（改訂版））

#### (4) 透過率メッシュデータの作成

(2) と(3) で作成した建物占有率と道路のメッシュデータから以下に示す作成手順 1~3 に従い、透過率のメッシュデータを作成する。図 2.2-8 に示す浸水想定区域図作成マニュアル（改訂版）では、道路メッシュは連続した空間として透過率 100%で設定する必要があるとの記載がある。そのため、作成手順 3 を行うことで、道路メッシュの連続性を確保した。

- 手順 1 建物が無いメッシュの透過率を 1.0 と設定する
  - 手順 2 建物があるメッシュの透過率を  $(1.0-\theta)$  と設定
  - 手順 3 建物があるメッシュが道路メッシュに該当する場合は透過率を 1.0 に修正
- ※メッシュサイズを 5m とする場合は、建物占有率のメッシュデータが非常に詳細になり道路メッシュを設定しなくても道路の連続性は確保できるため、手順 1、2 のみ行うものとする

図 2.2-9 に、道路メッシュにおける透過率の設定イメージを示す。

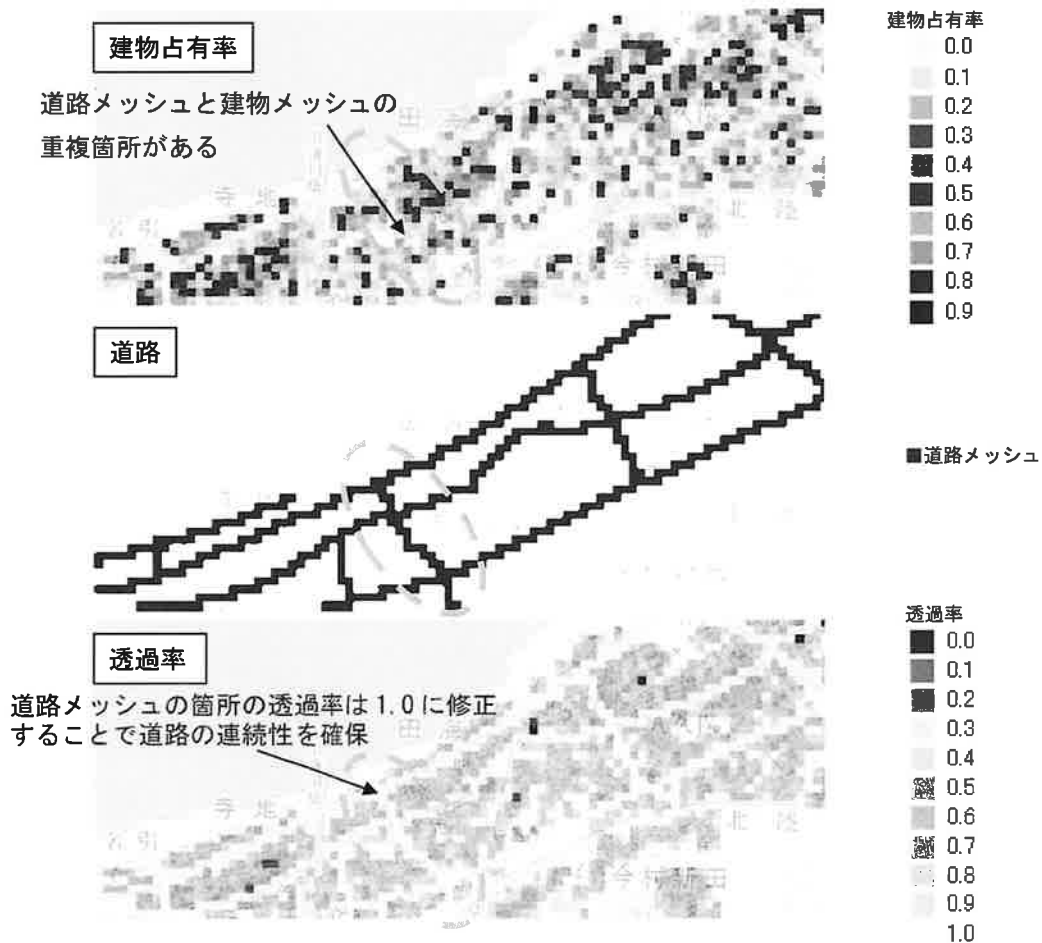


図 2.2-9 透過率メッシュデータの作成手法（イメージ）

## 2.3 メッシュ平均地盤高の整理

対象氾濫原について5mメッシュ毎の平均地盤高を整理するとともに、5mメッシュのH18年測量の航空レーザ測量成果（以下、「5mメッシュLPデータ」と称する）から、解析対象とするメッシュサイズの平均地盤高を作成した。

### 2.3.1 平均地盤高の作成

#### (1) 平均地盤高の整理方法

平成18年度に実施された航空レーザ測量によるレーザプロファイラデータ（以降、LPデータ）をもとに、地盤高データの整理を行った。LPデータには、表2.3-1に示す項目のデータが格納されているが、TINデータをもとに作成された5m間隔データを使用して、浸水解析に用いるメッシュデータの整理を行う。

5mメッシュの浸水解析を行う場合は、LPデータの5m間隔データをそのまま計算メッシュに適用し、10m、25m、50mメッシュの浸水解析を行う場合は、平均化処理を行い、メッシュの平均地盤高として設定した。

表 2.3-1 LPデータのデータ項目

データ種別	
オリジナルデータ	航空レーザ測量による地盤高データ（1次データ）
グラウンドデータ	橋梁等の高架になっている構造物や宅地、樹木を除去したデータ
5m間隔データ	グラウンドデータから生成したTINデータをもとに、作成された5mメッシュデータ メッシュ分割は国土基本図郭を細分化し、5mメッシュの設定を行っている

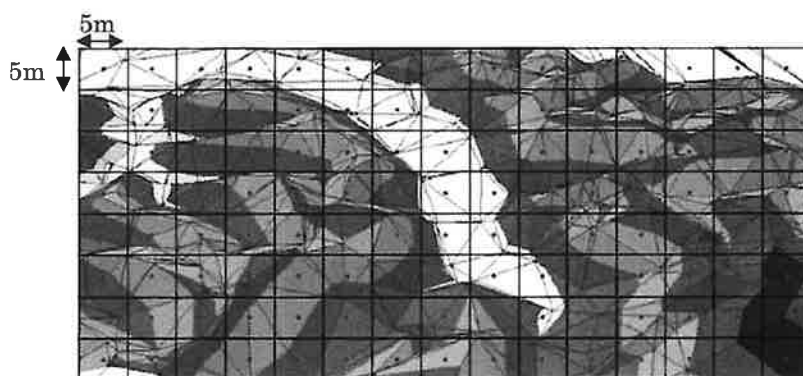


図 2.3-1 TINデータと5mメッシュデータのイメージ



(2) 地盤高の整理結果

鬼怒川氾濫原における5mメッシュおよび25mメッシュの地盤高データを図 2.3-5 に示す。流域が広範囲に及ぶため、図 2.3-4 に示すように3分割で示す。(

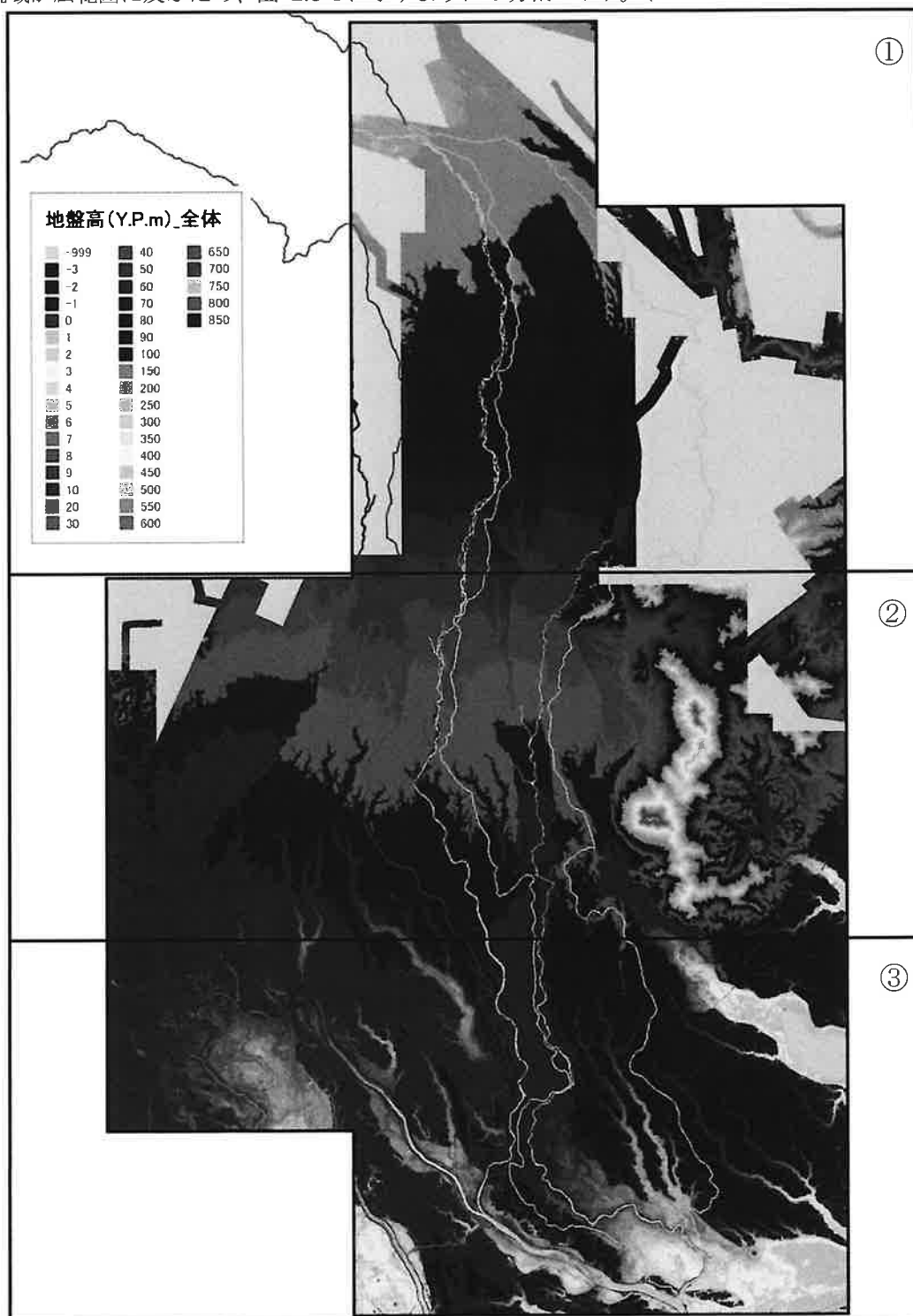
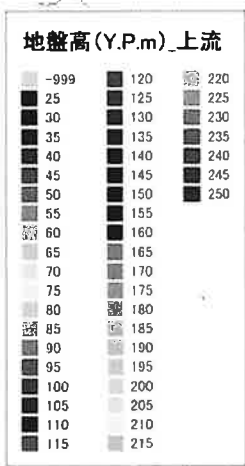
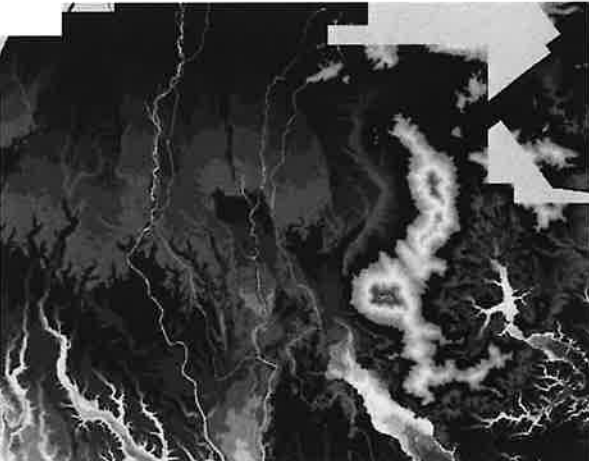
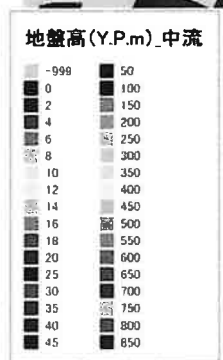


図 2.3-2 5mメッシュ平均地盤高の図面割

①上流部



②中流部



③下流部

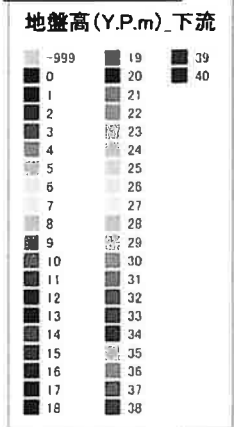


図 2.3-3 5mメッシュ平均地盤高（鬼怒川：上流部、中流部、下流部）

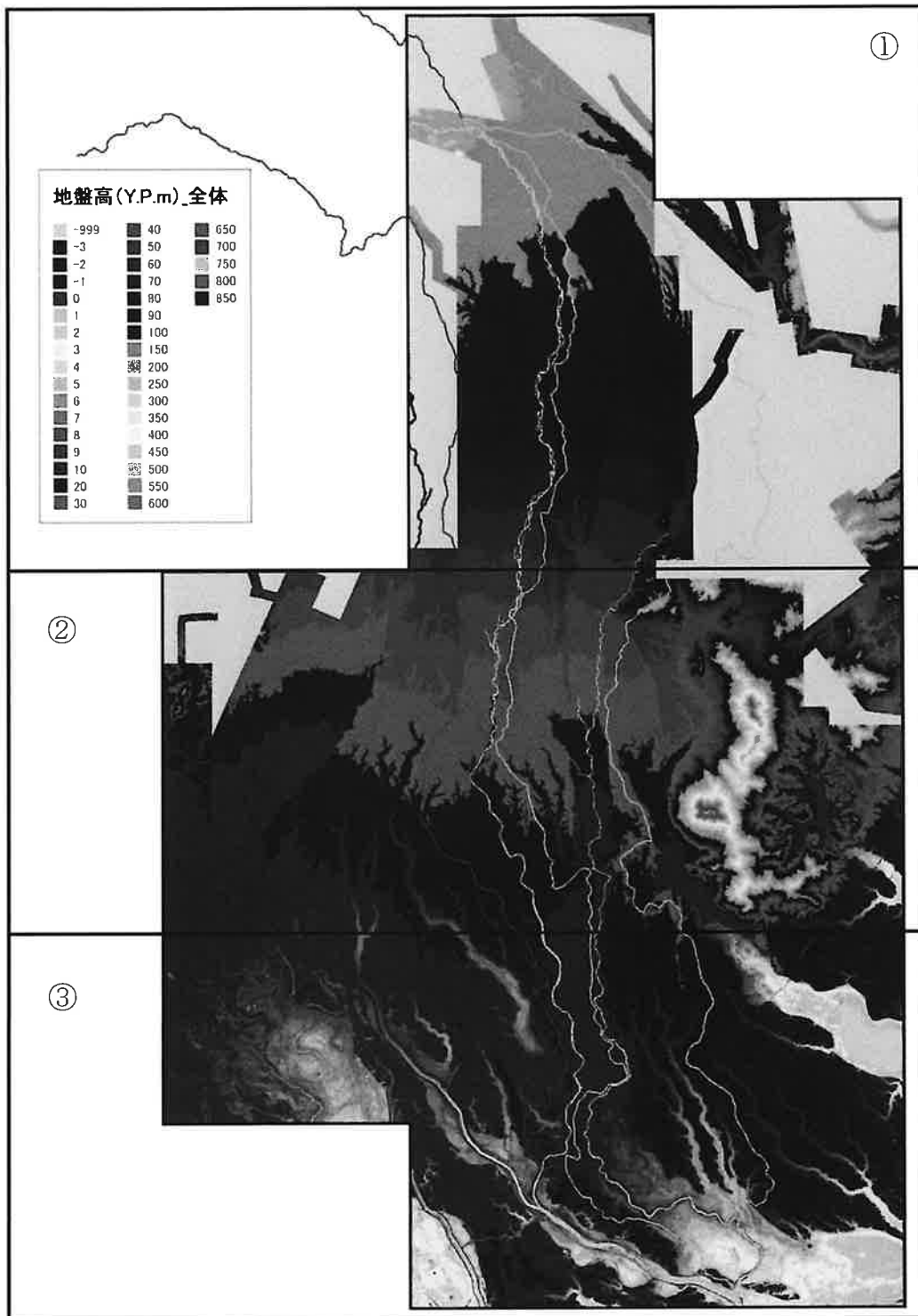


図 2.3-4 25m メッシュ平均地盤高の図面割

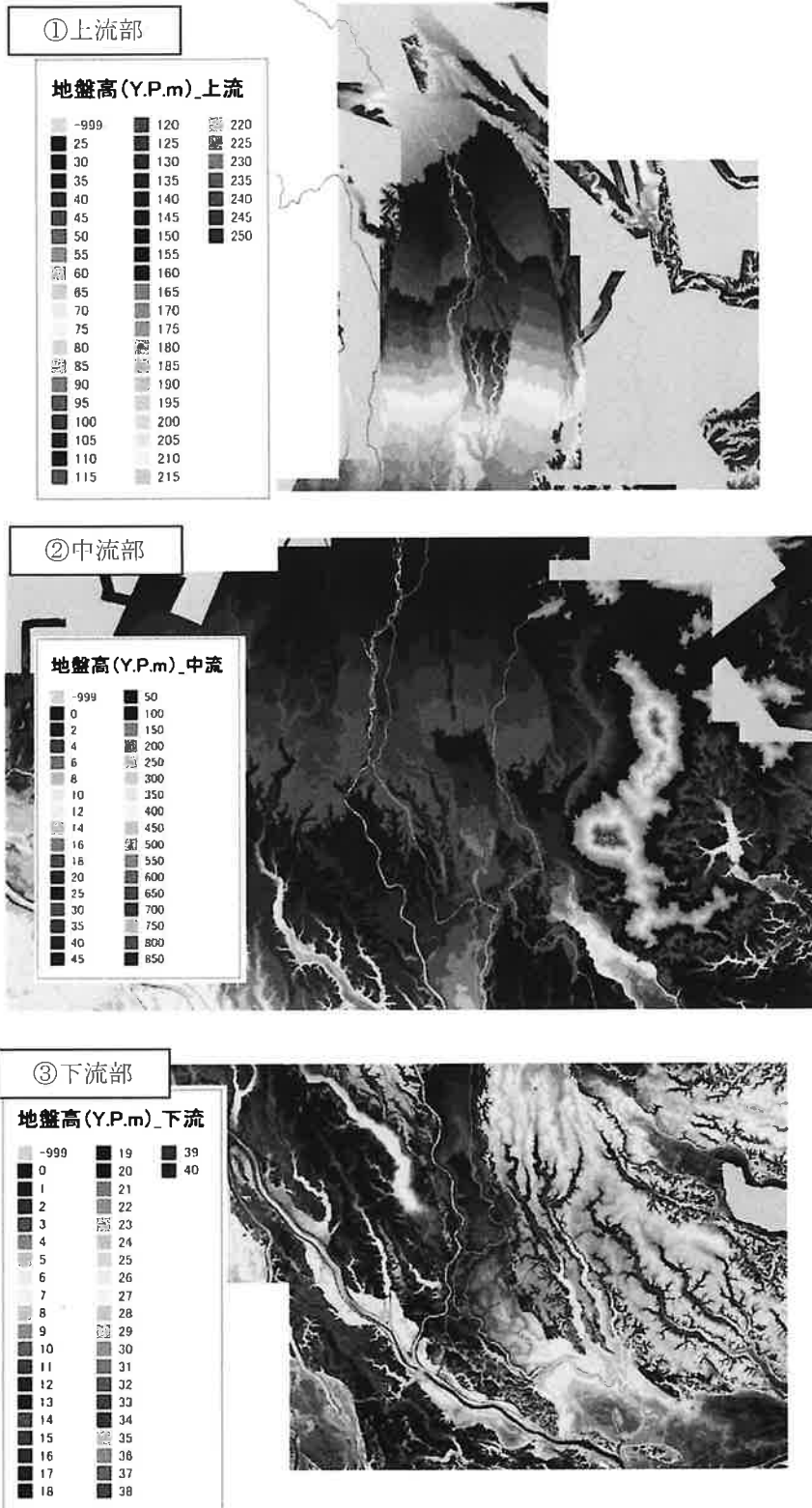


図 2.3-5 25m メッシュ平均地盤高（鬼怒川：上流部、中流部、下流部）

## 2.4 メッシュサイズの設定

代表的な市街地で道路網が発達している対象氾濫原を設定した上で、適切なメッシュサイズの設定について検討した。検討方法は検討対象地域において破堤地点および氾濫流量を1ケース設定し、この条件において複数メッシュサイズ（5m、10m、25m、50m）での浸水解析を実施し、精度を保ちつつ計算労力が小さくなるメッシュサイズを計算メッシュとして設定した。

### 2.4.1 検証地域の設定

対象区間は、堤防際に家屋が連担し、氾濫流の流速等の評価が重要となる市街地を選定することを念頭に置き、鬼怒川における既往の氾濫計算結果から、拡散型の氾濫形態となる鬼怒川左岸22k付近（常総市新石下）を検証対象地域として設定した。

当地域において、5mメッシュと同等の精度が確保できるメッシュサイズを確認した。検証対象地域の範囲を以下に示す。

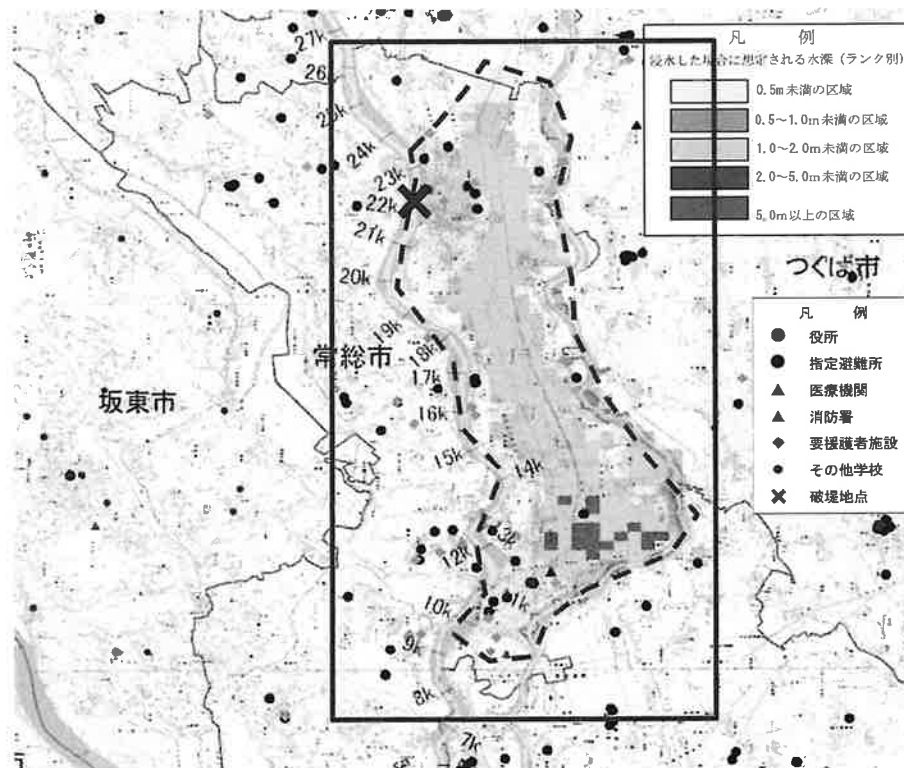


図 2.4-1 既往検討の氾濫解析結果による検証対象地域の設定

## 2.4.2 検証地域におけるメッシュサイズの分析

メッシュサイズの設定作業手順は下記の手順により、5mメッシュと同等の結果を再現できるメッシュサイズを設定する。

### 【メッシュ設定作業手順】

- 手順 1: 既往解析結果から大規模に氾濫する破堤地点を選定(鬼怒川左岸 22k)
- 手順 2: 4メッシュサイズ(5m、10m、25m、50m)の浸水解析を実施
- 手順 3: 5mメッシュと同等の精度を確保できるメッシュサイズを確認
- 手順 4: 手順 3 から 5mメッシュと同等の結果を再現できる最大のメッシュサイズまたは分割方法を採用

### (1) 対象流量の設定

1次元不定流計算を実施する河道(8k-27k)の上流端に設定したハイドロは、貯留関数法により算出したS41.9洪水(1/100引延し)とした。

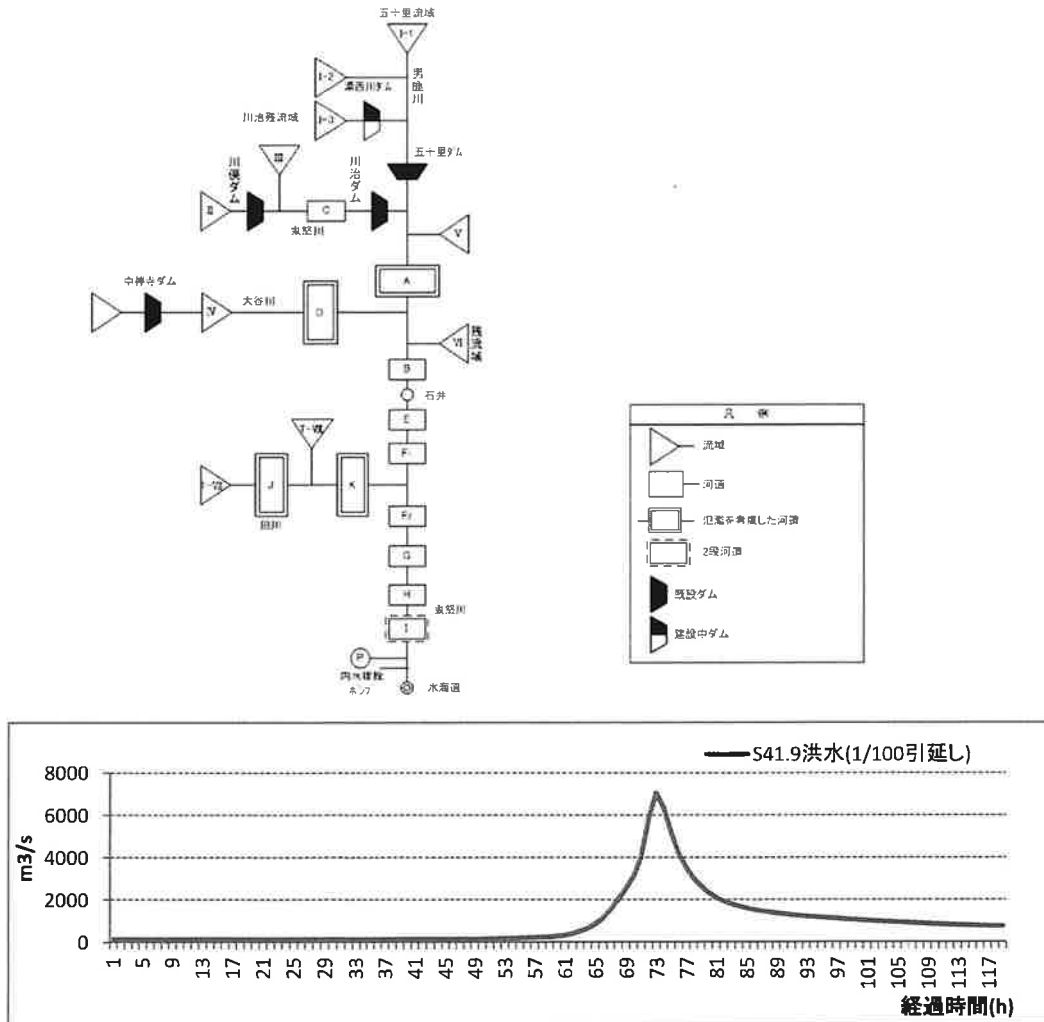


図 2.4-2 S41.9洪水ハイドロ (1/100引延し)

(2) 検証ブロックにおける氾濫解析条件の設定

検証地域における氾濫解析条件の一覧表を以下に示す。

メッシュ毎に作成した、平均地盤高、土地利用、建物占有率を図 2.4-3～図 2.4-14 に示す。

表 2.4-1 氾濫解析モデル

大項目	項目	検討方法
地形モデル	メッシュ 平均地盤高	H18 航空レーザ測量データを活用して、5m、10m、25m および 50m メッシュ平均地盤高を算定（単純平均） (図 2.4-3～図 2.4-6 参照)
氾濫原	土地利用・ 建物占有率 (粗度)	H21 の国土数値情報より粗度係数を設定 (図 2.4-7～図 2.4-14 参照)
	道路メッシュ	5m：道路メッシュ箇所について道路の粗度係数を用いる 25m、50m：道路メッシュの設定 (2.2.3 (3) 参照) (道路メッシュとして設定した箇所は、透過率=100%、粗度係数 n=0.020 とする)
	連続盛土 構造物	対象地域の主要な道路および支川として、 国道 294 号線、国道 354 号線、八間掘川を連続盛土として設定。 盛土高は 5mLP データから以下のように設定した。 ・国道 294 号線：1m (メッシュ地盤高を底上げ) ・国道 354 号線：0.5m (メッシュ地盤高を底上げ) ・八間掘川：1.2m～3m (メッシュ地盤高を底上げ) なお、連続盛土構造物は 5m と比べてメッシュサイズが大きい、 25m 及び 50m メッシュのみ設定を行った。
破堤条件	破堤地点	左岸 22k 地点
	破堤敷高	Y.P 17.45m (高水敷高と想定した場合)
	破堤流量	基本方針流量(1/100)に対して左岸 22k 地点の破堤敷高の流量 (約 2,170m <sup>3</sup> /s)

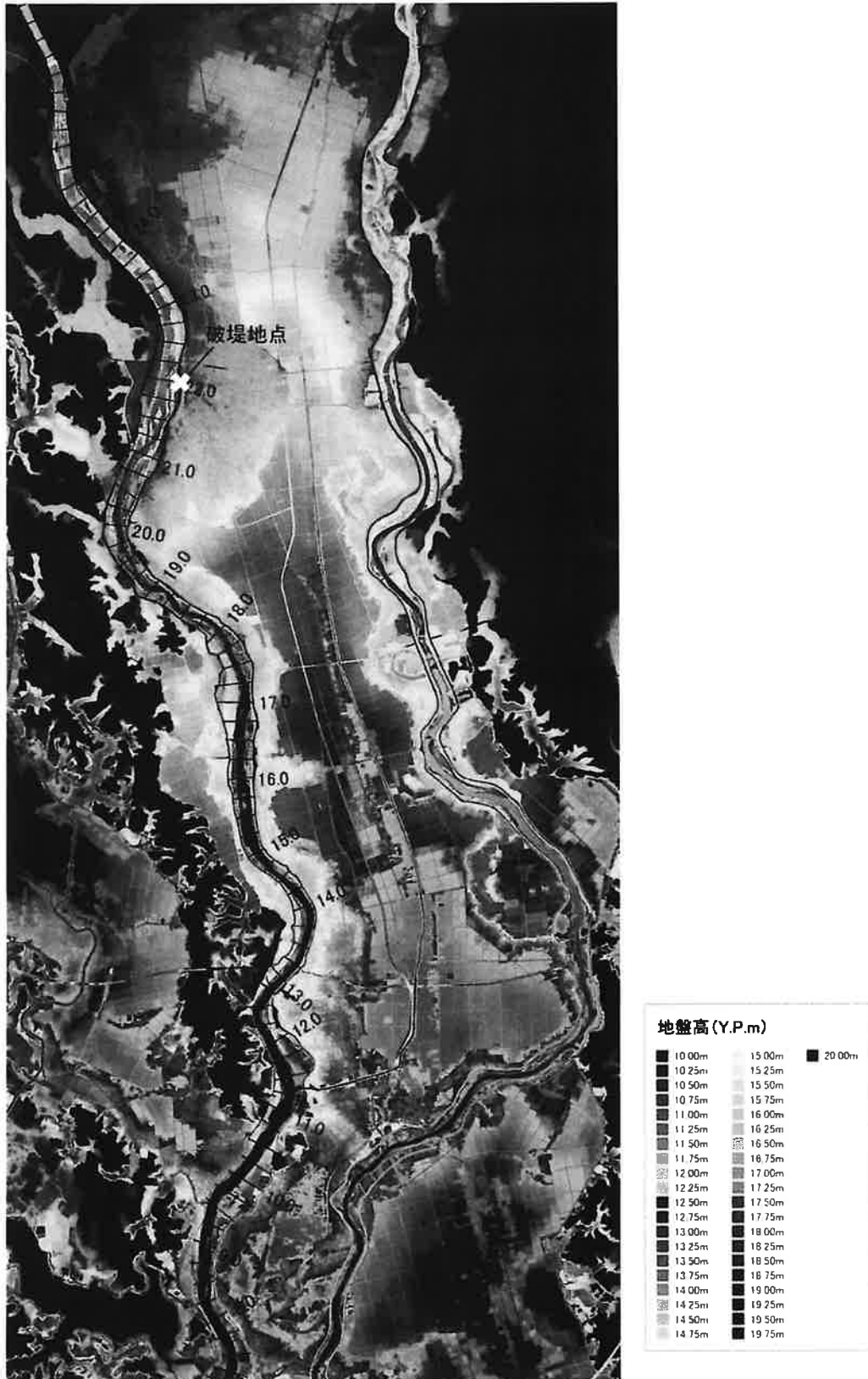


図 2.4-3 検証対象地域地盤高 (5m メッシュ)





図 2.4-4 検証対象地域地盤高 (10m メッシュ)

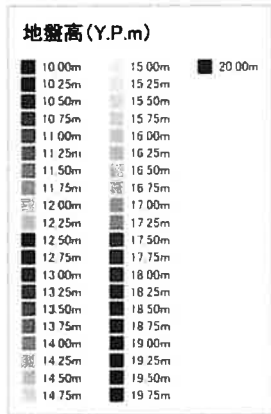


図 2.4-5 検証対象地域地盤高 (25m メッシュ)

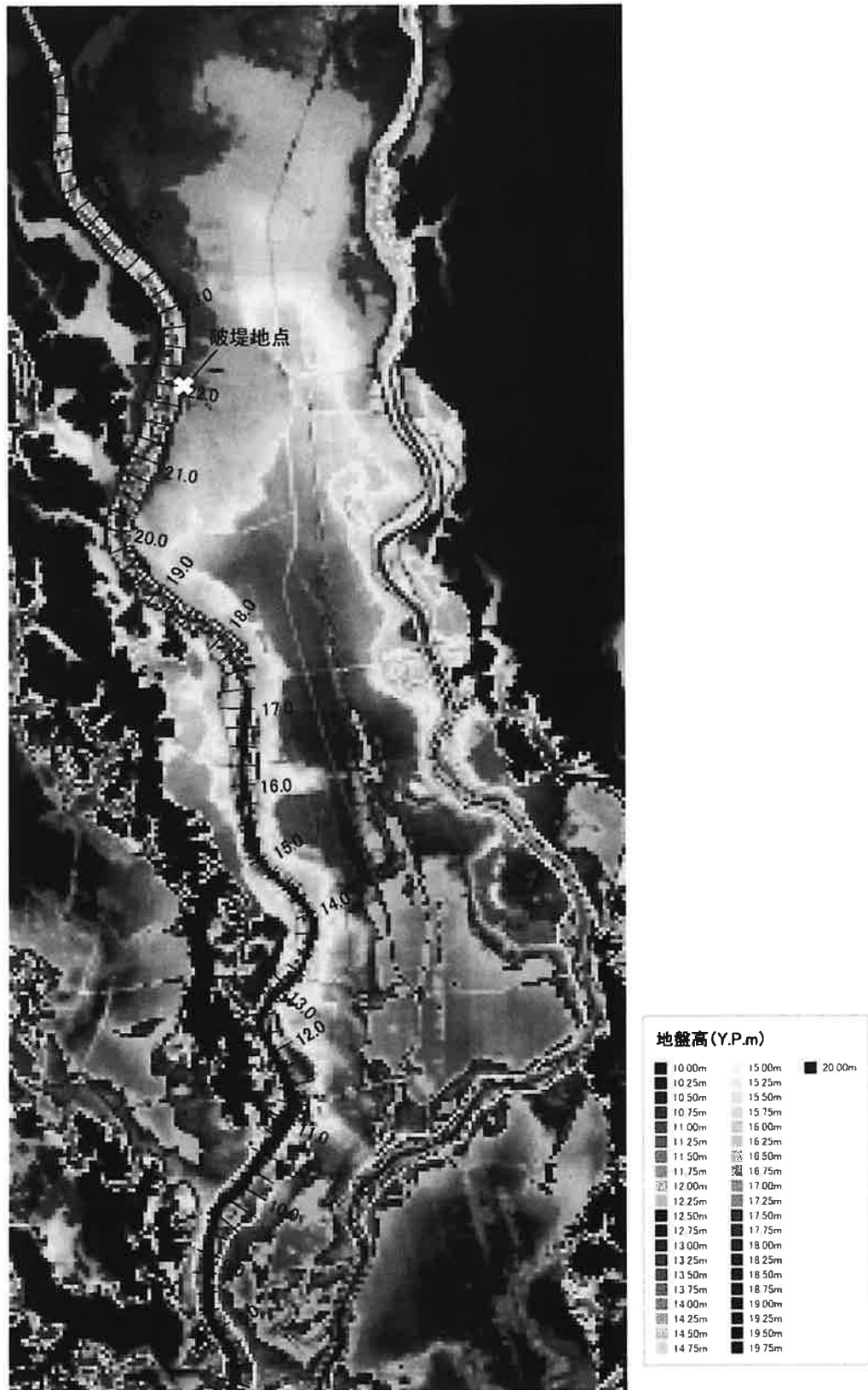


図 2.4-6 検証対象地域地盤高 (50m メッシュ)

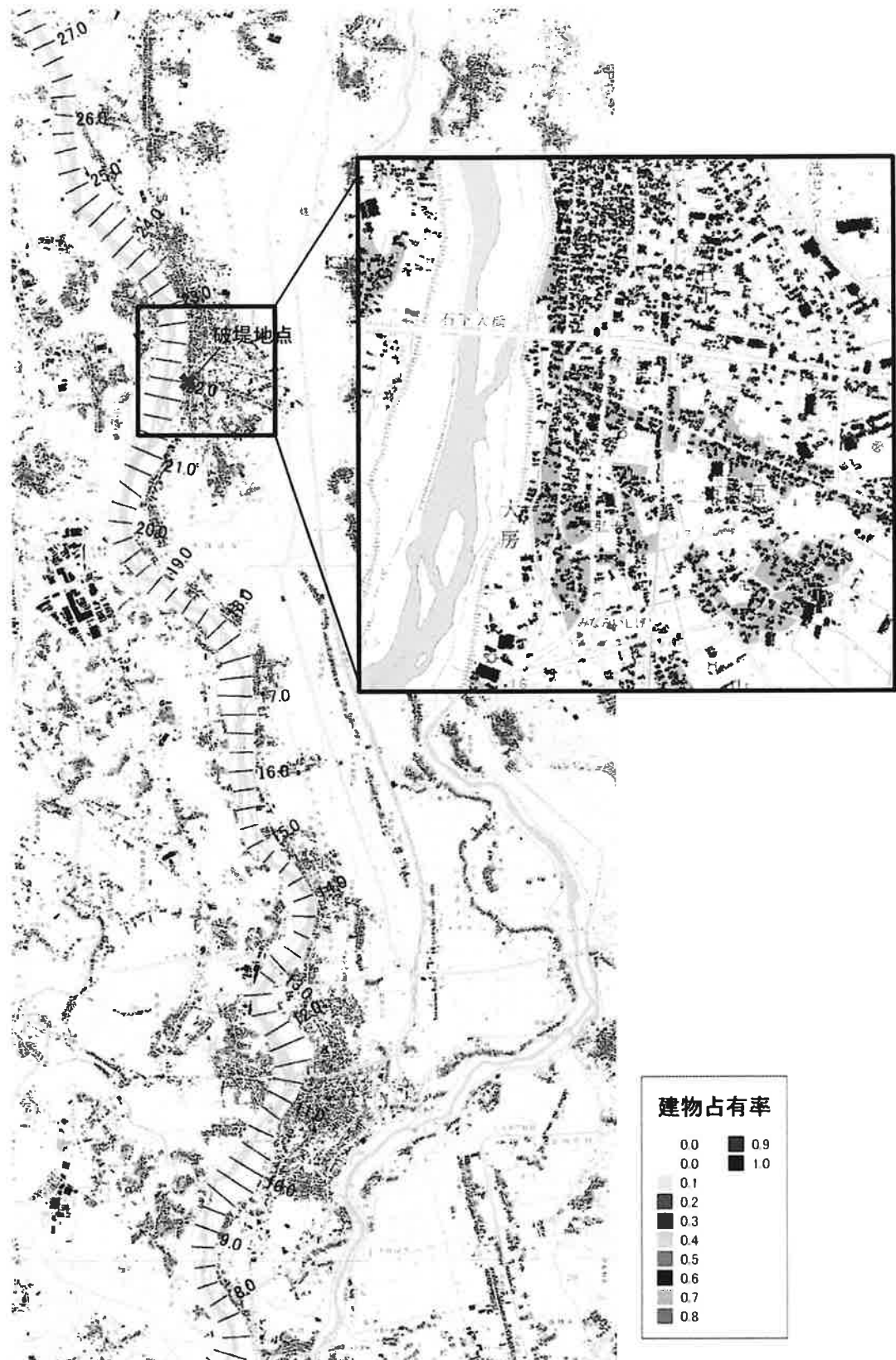


図 2.4-7 建物占有率 5m メッシュ

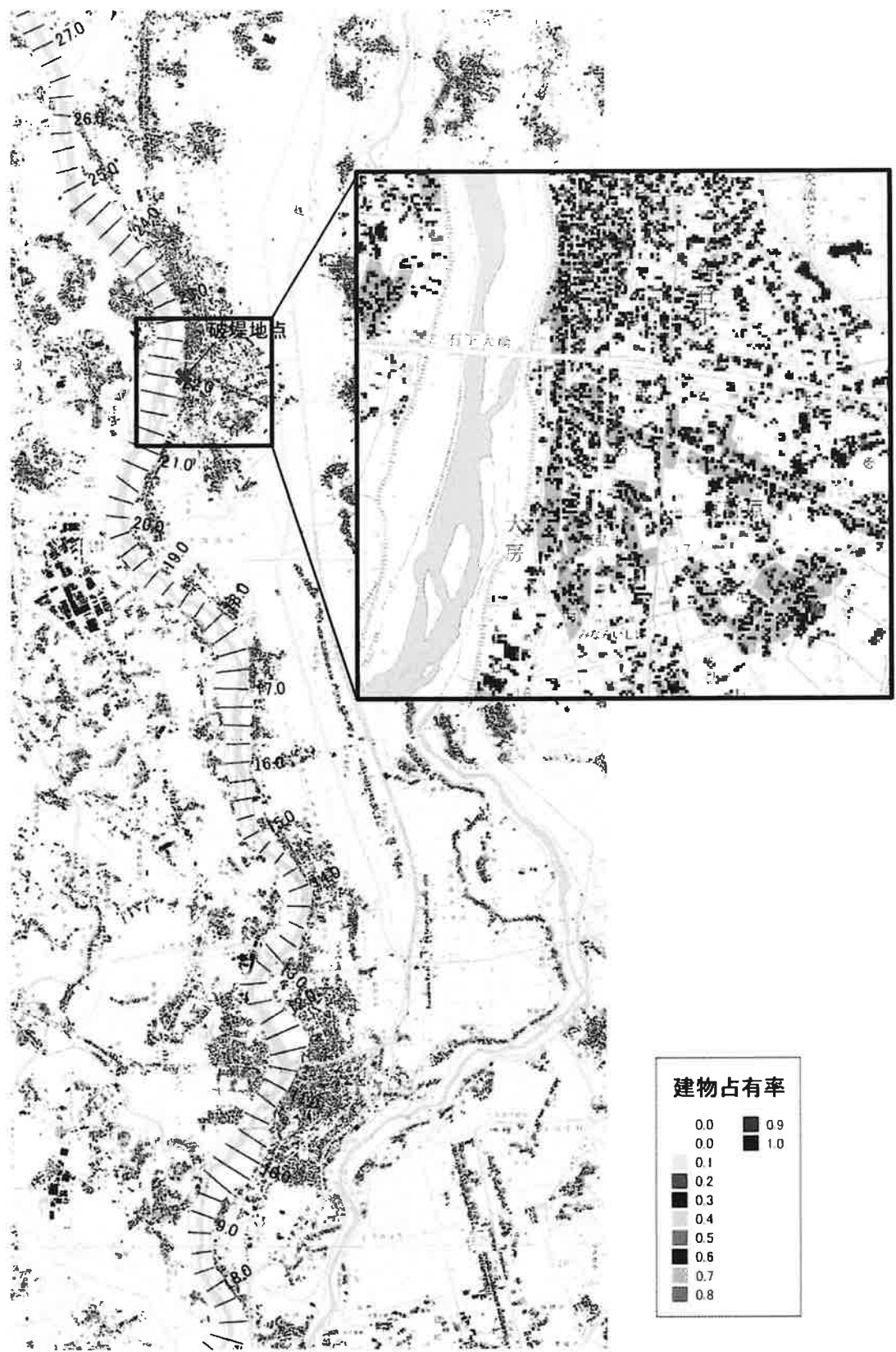


図 2.4-8 建物占有率 10m メッシュ

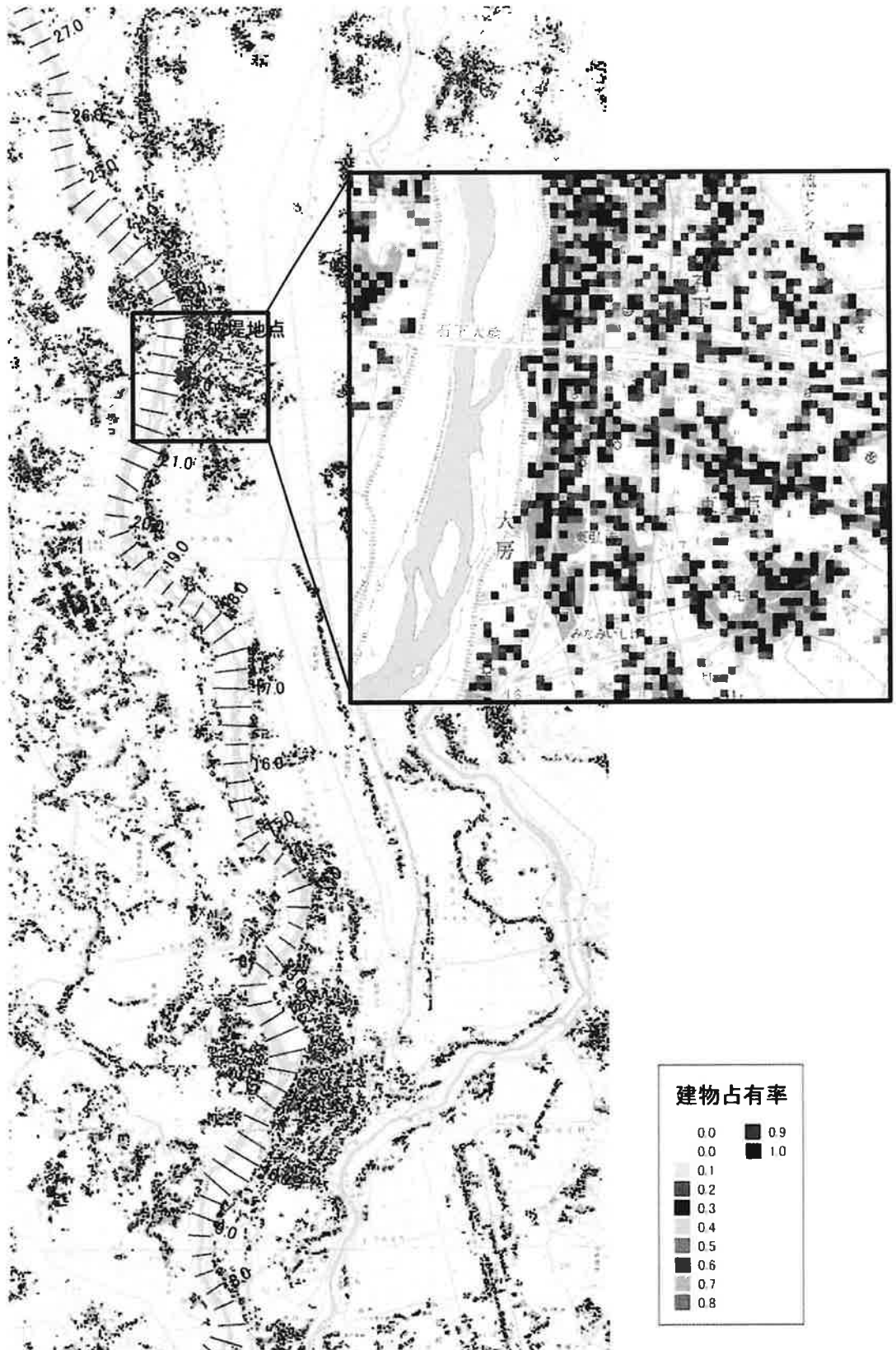


図 2.4-9 建物占有率 25m メッシュ

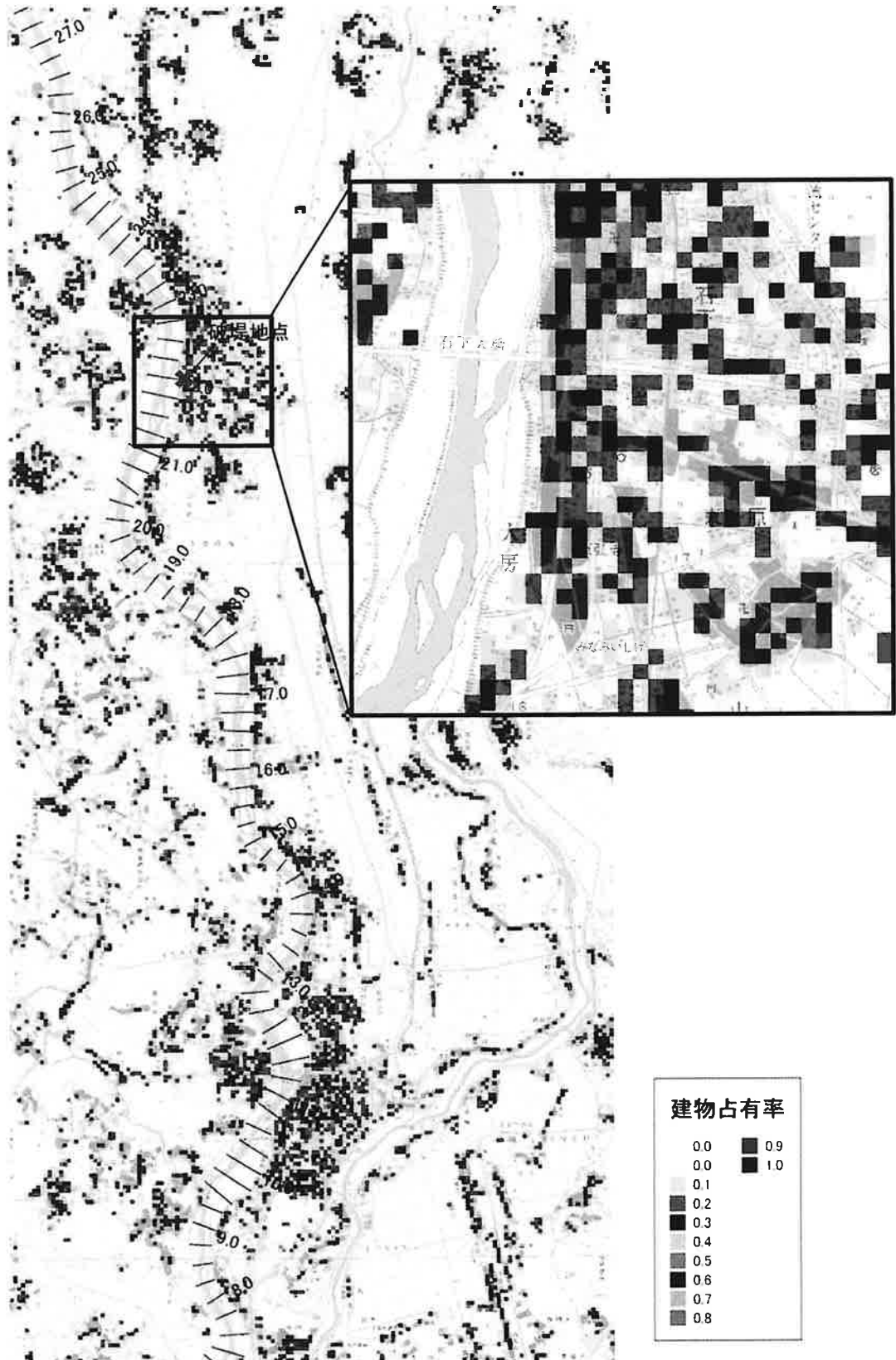


図 2.4-10 建物占有率 50m メッシュ



図 2.4-11 粗度係数 5m メッシュ (道路メッシュ設定前)





図 2.4-12 粗度係数 10m メッシュ (道路メッシュ設定前)

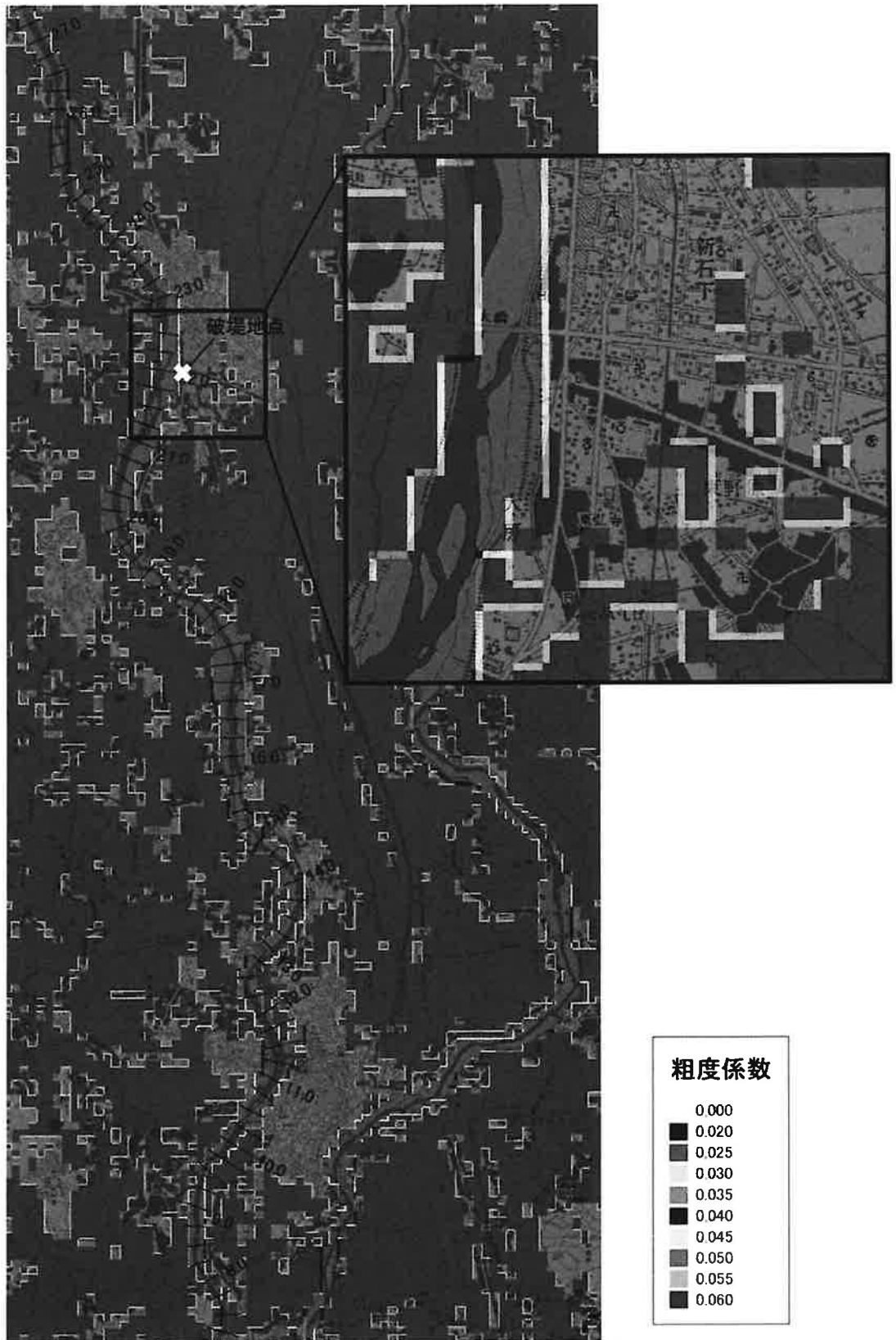


図 2.4-13 粗度係数 25m メッシュ (道路メッシュ設定前)

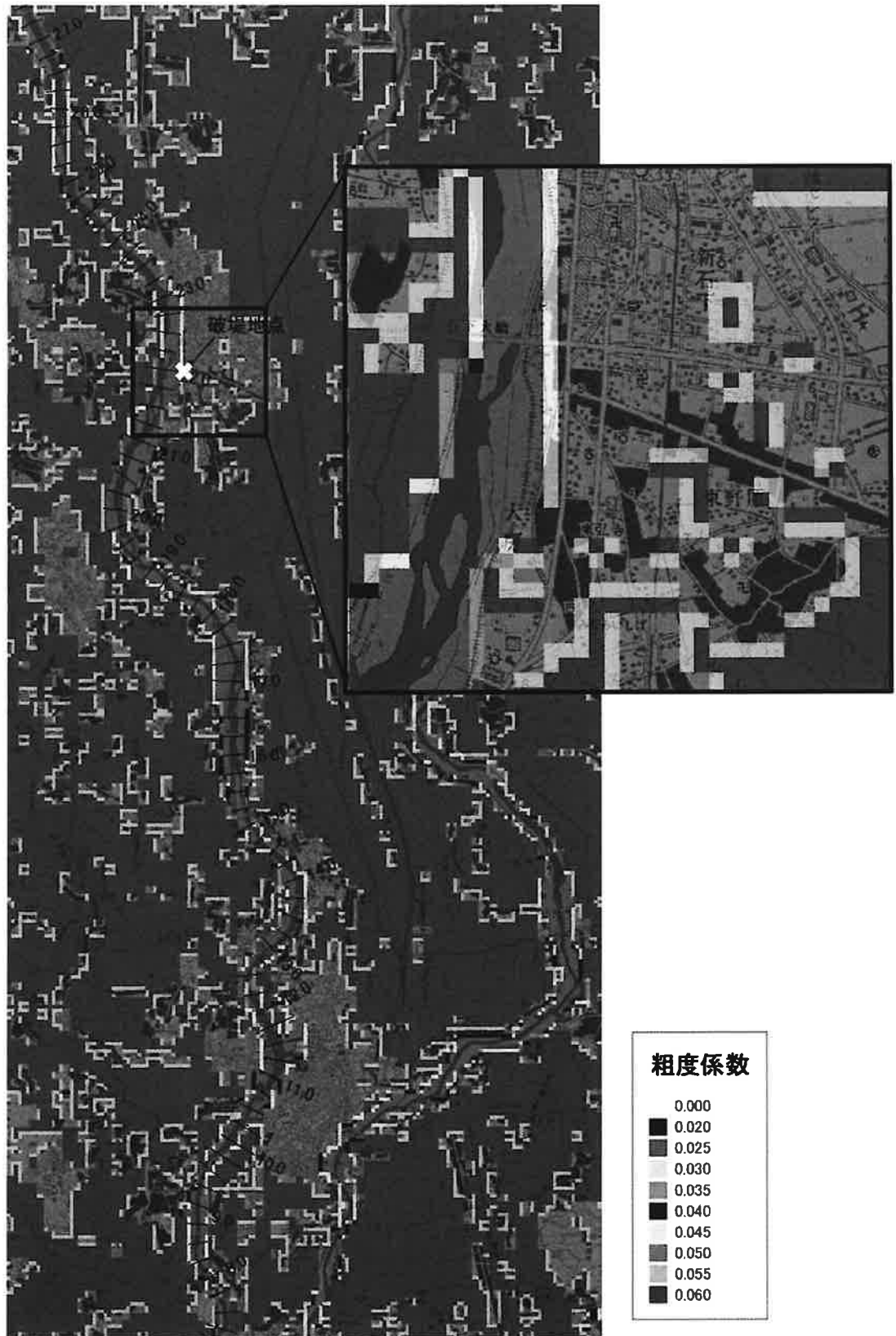


図 2.4-14 粗度係数 50m メッシュ (道路メッシュ設定前)

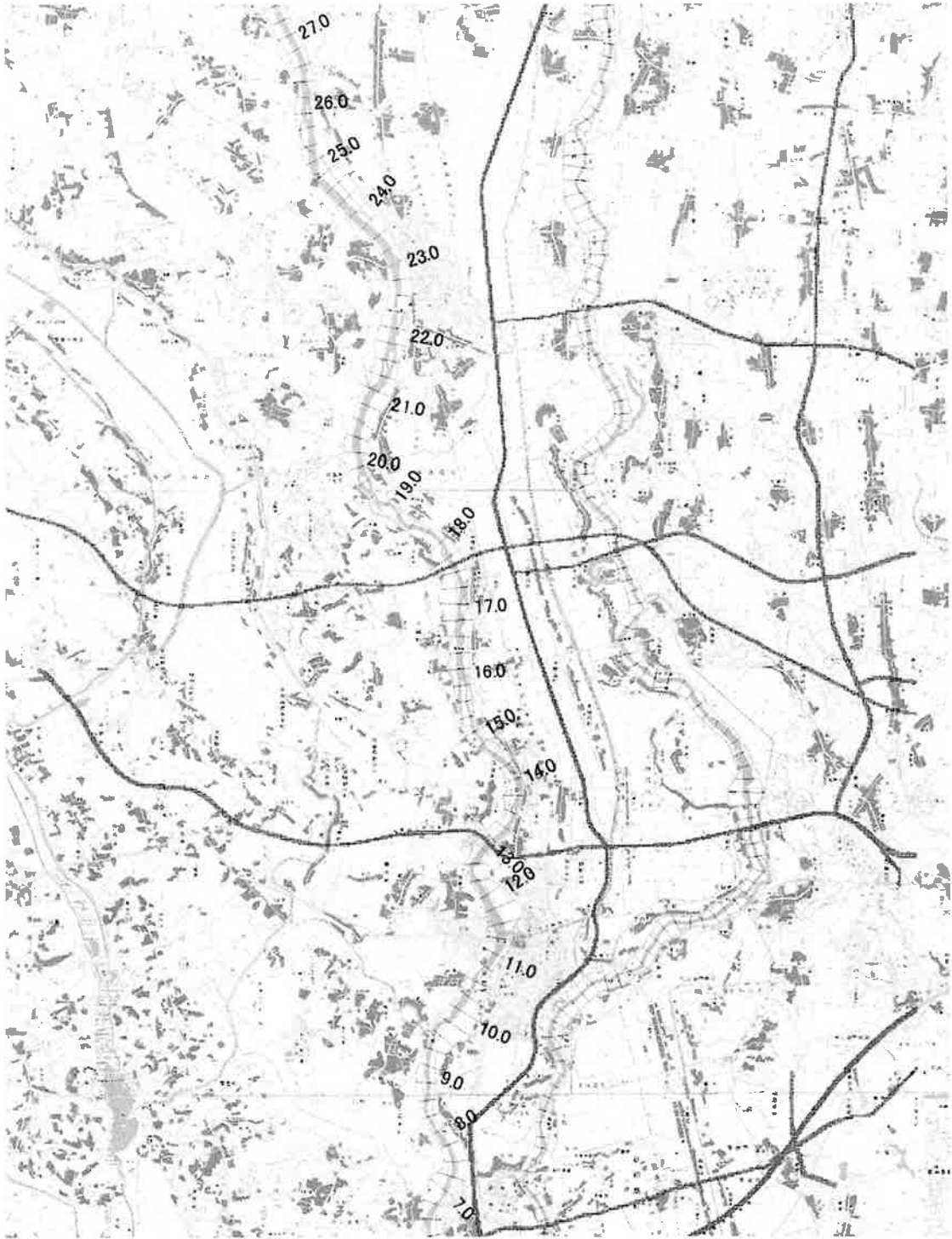


図 2.4-15 土地利用粗度に反映させた道路位置 (25m メッシュ)

### (3) 検証地域における感度分析結果

検証対象地域において、5m メッシュ、10m、25m および 50m メッシュとの精度比較による感度分析を実施した。なお、10m メッシュの感度分析結果は本検討の参考資料として図 2.4-25～図 2.4-27 に示している。

#### 1) 浸水範囲・浸水深

図 2.4-16 に各メッシュサイズの最大浸水深図を示す。

概ねの浸水範囲及び浸水深は各メッシュとも 5m メッシュと同等であると評価できるが、5m と比較してメッシュサイズが大きくなるほど広い範囲に浸水が拡散する傾向が見られる。浸水深で見ればメッシュサイズが大きいほど広範囲に拡散しやすいため、特に 50m メッシュの場合は 5m メッシュと比較して浸水深が浅くなる傾向がやや見られる。

また、八間掘川を境界に 5m メッシュでは概ねの範囲で越えることはなく、25m メッシュについても盛土設定により概ね 5m メッシュと同等の結果となる。50m メッシュでは地盤高が平均化されているため越水する範囲が大きくなる。なお、10m メッシュの場合は 5m メッシュ同様に盛土設定を行っておらず、概ねの道路高等は反映できているが、下流部において八間掘川を越えて浸水している。このことから、10m メッシュの場合、5m メッシュと同等の再現性を確保するためには、25m 以上のメッシュサイズ同様に盛土設定が必要な箇所もあり、対象とする構造物(道路や支川堤防等)が 10m サイズで平均されるか否かを判断することが難しい。

#### 2) 浸水到達時間

図 2.4-17～図 2.4-22 に各メッシュサイズの時系列的な浸水状況の解析結果を示す。

5m メッシュと比べて 50m メッシュの方は浸水到達時間が早く、特に破堤開始 1 時間～2 時間を見ると、破堤地点付近の市街地での浸水範囲の広がりの速さが顕著である。破堤地点付近における土地利用に基づく透過率が 5m メッシュと比べて 50m メッシュの方が平均化されている分早く拡散しているためであると考えられる。

#### 3) 家屋倒壊域での流速分布

図 2.4-23～図 2.4-24 に破堤地点付近の家屋倒壊域での流速分布を示す。

メッシュサイズが大きくなるほど、5m と比べて地盤高、透過率や粗度係数などが平均化されているため、流速 0.5m/s 以上の範囲が大きい。

#### 4) 演算時間

各メッシュサイズの演算メッシュ数と演算時間を確認した。

対象メッシュがすべて浸水することはないため参考扱いとなるが、本検討における対象氾濫全域を解析する場合、1 ケースあたり 25m メッシュでは 22.5hr 程度を要し、5m メッシュまたは 10m メッシュでは約 10 日以上解析時間を有することから現実的ではない。

表 2.4-2 対象氾濫源の演算時間（試算）

対象範囲	項目	メッシュサイズ			
		5m	10m	25m	50m
感度分析エリア (8k - 27k)	メッシュ数	3,899,672	976,713	157,116	39,514
	計算時間 (24hr ハイドロ)	約 48hr	約 12hr	約 45min	約 15min
対象氾濫全域 (3k-101k) ※参考	面積比 (全域/感度分析域の比)	約 30	約 30	約 30	約 30
	計算時間 (24hr ハイドロ)	約 1440hr (約 60 日)	約 360hr (約 15 日)	約 22.5hr	約 7.5hr

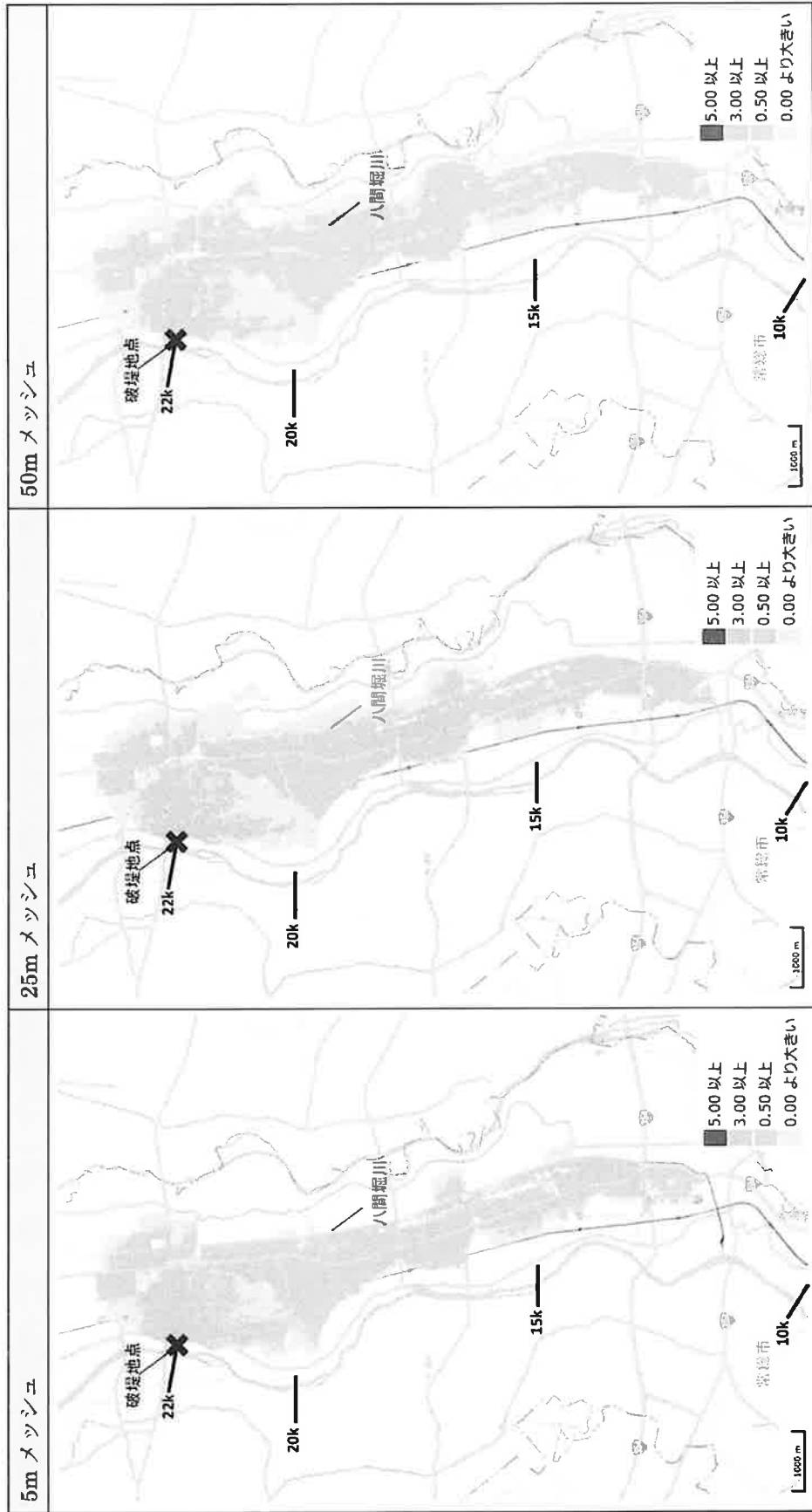


図 2.4-16 鬼怒川左岸 22k 地点破堤時を想定した浸水解析結果 最大浸水深図

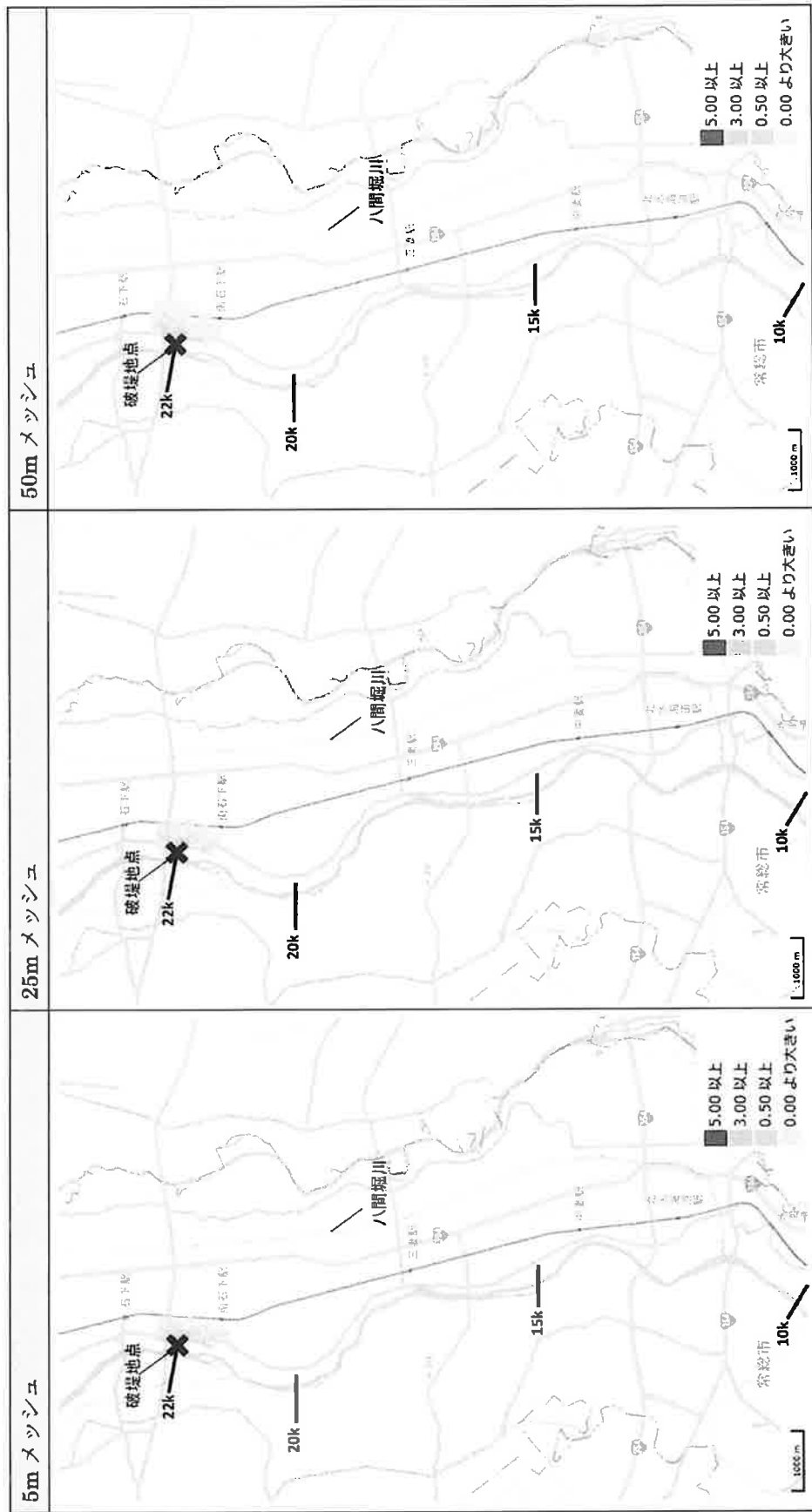


図 2.4-17 鬼怒川左岸 22k 地点破堤時を想定した浸水解析結果 時系列浸水深図①\_1 時間後



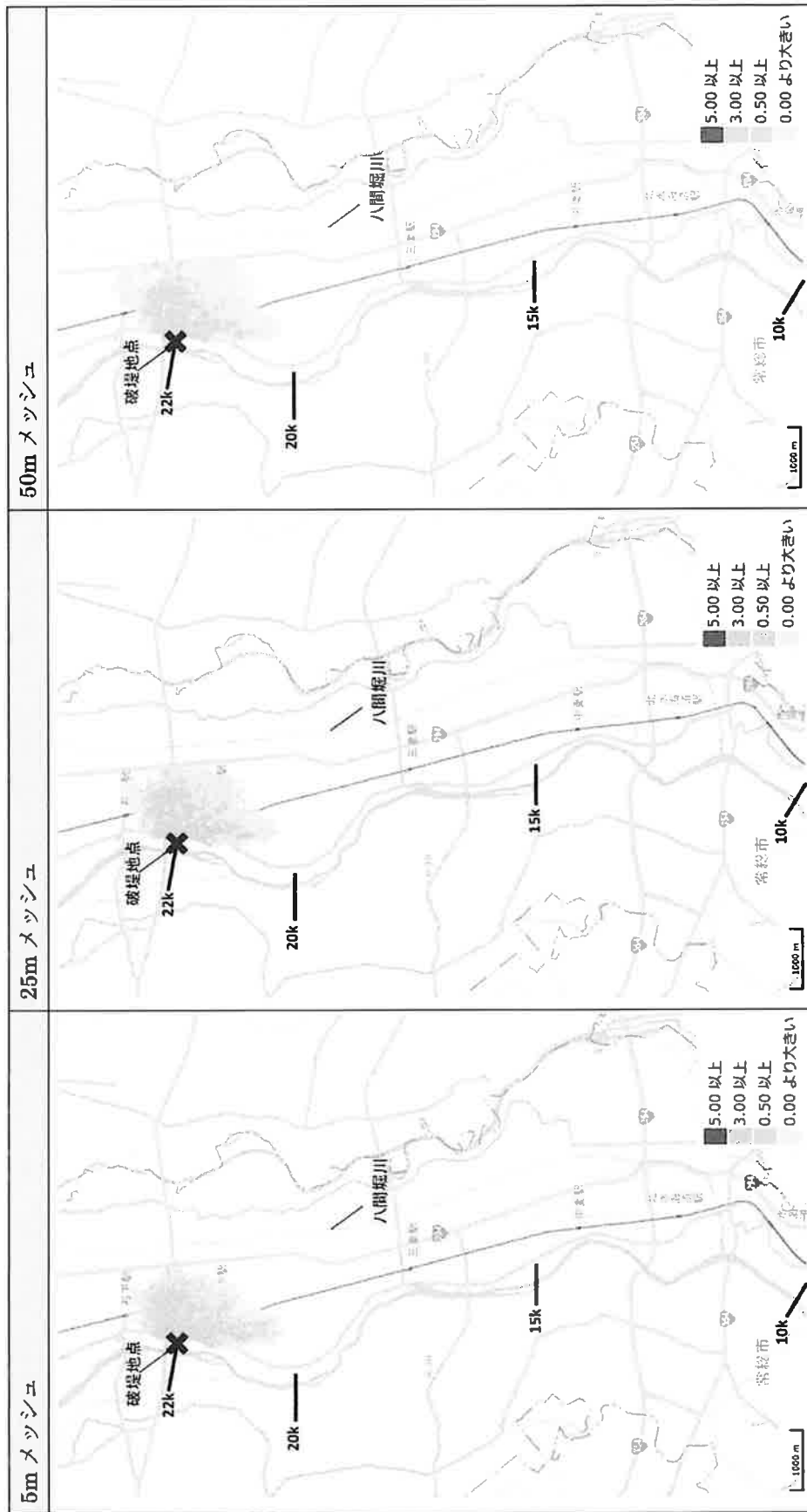


図 2.4-18 鬼怒川左岸 22k 地点破堤時を想定した浸水深解析結果 時系列浸水深図①\_2 時間後

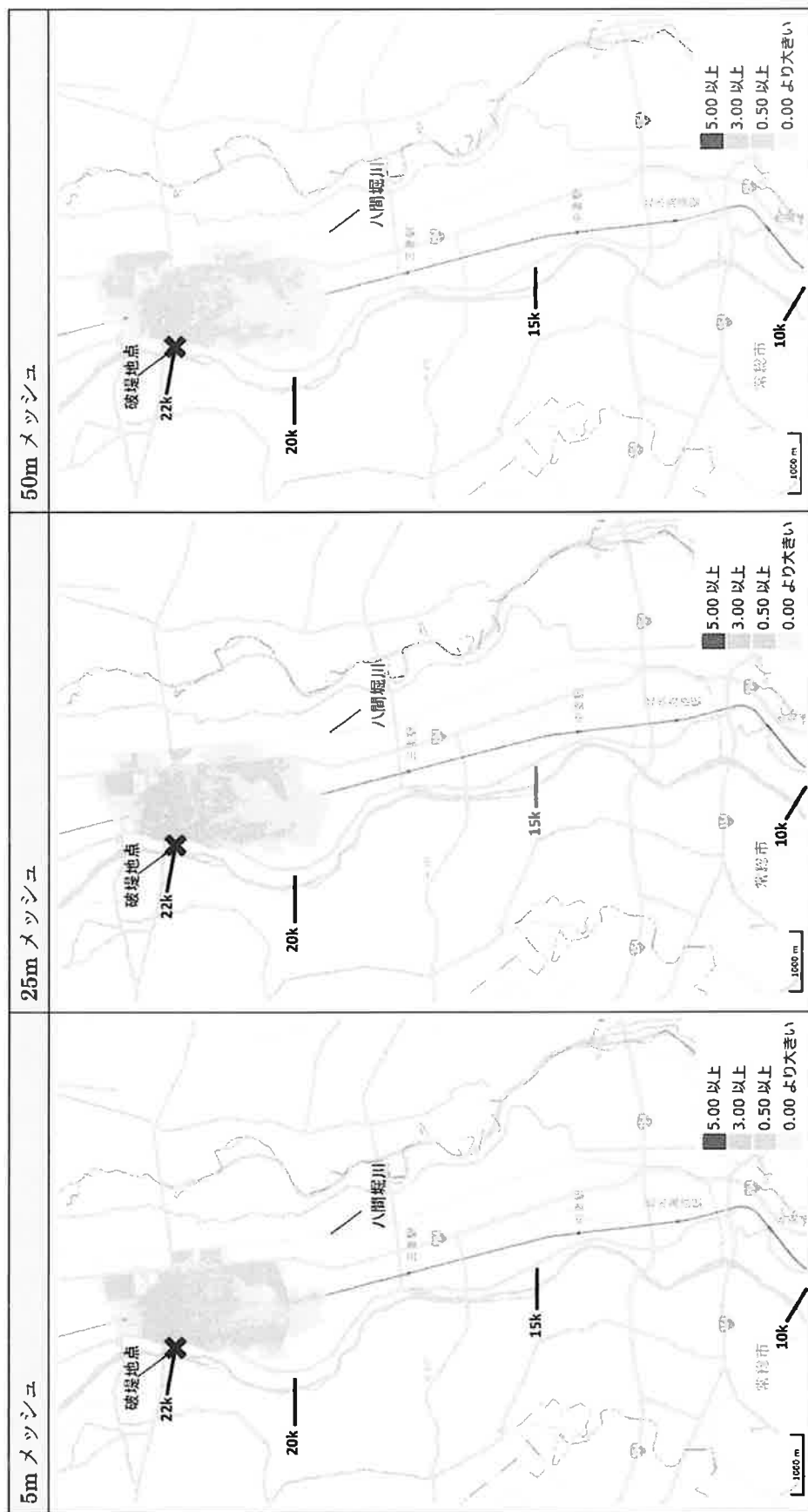


図 2.4-19 鬼怒川左岸 22k 地点破堤時を想定した浸水解析結果 時系列浸水深図①\_3 時間後

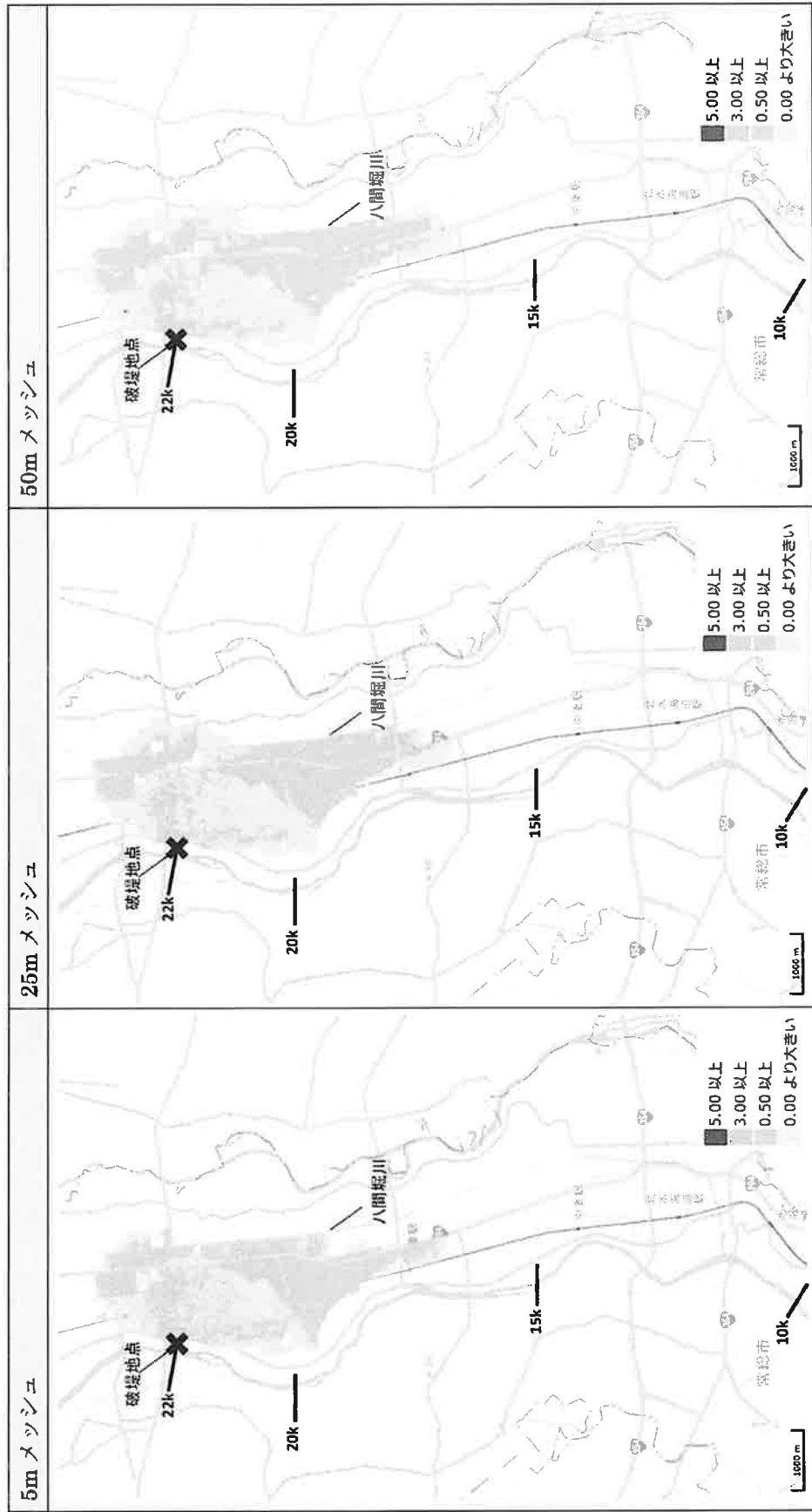


図 2.4-20 鬼怒川左岸 22k 地点破堤時を想定した浸水解析結果 時系列浸水深図①\_5 時間後

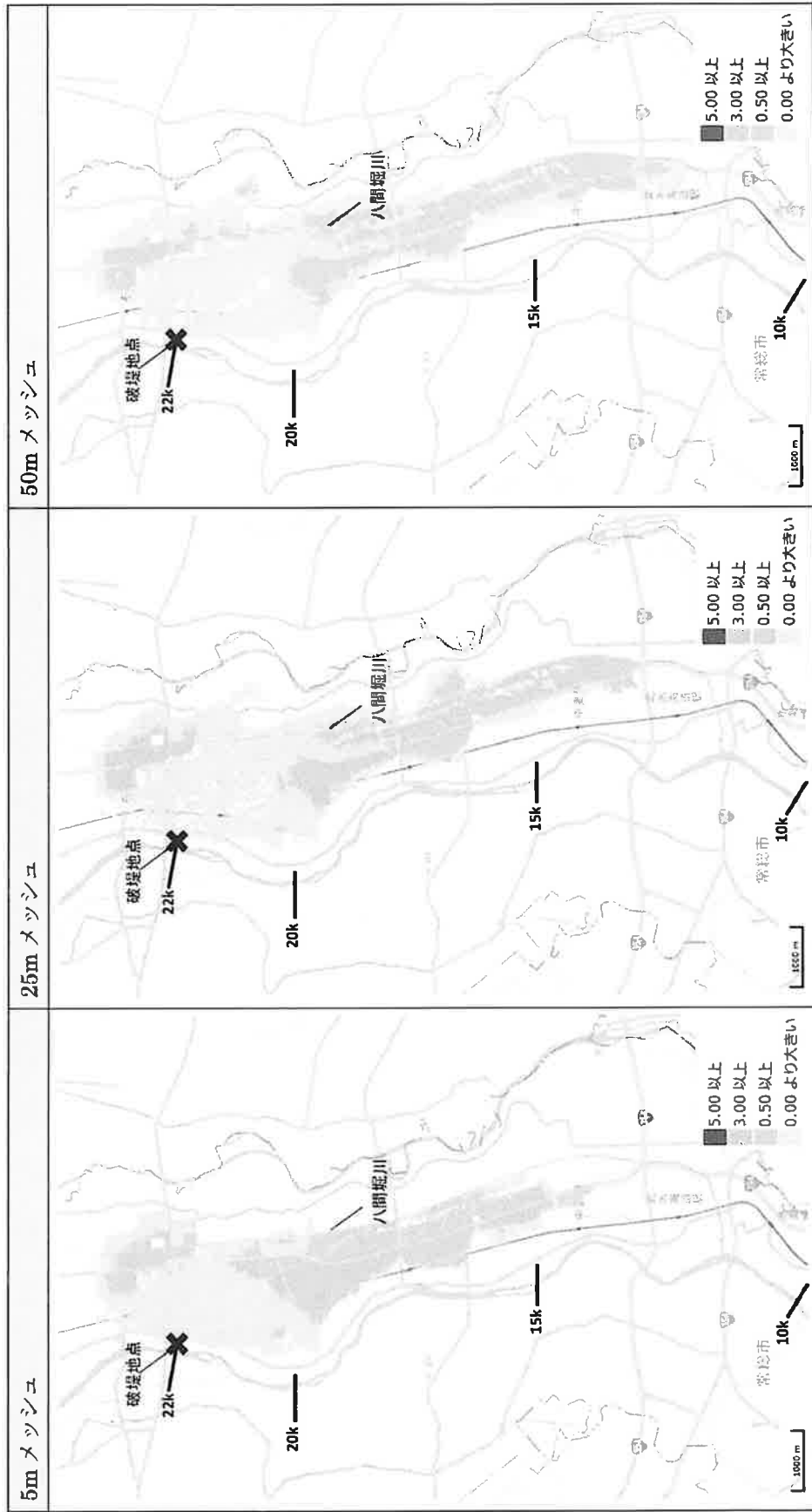


図 2.4-21 鬼怒川左岸 22k 地点破堤時を想定した浸水解析結果 時系列浸水深図①\_10 時間後

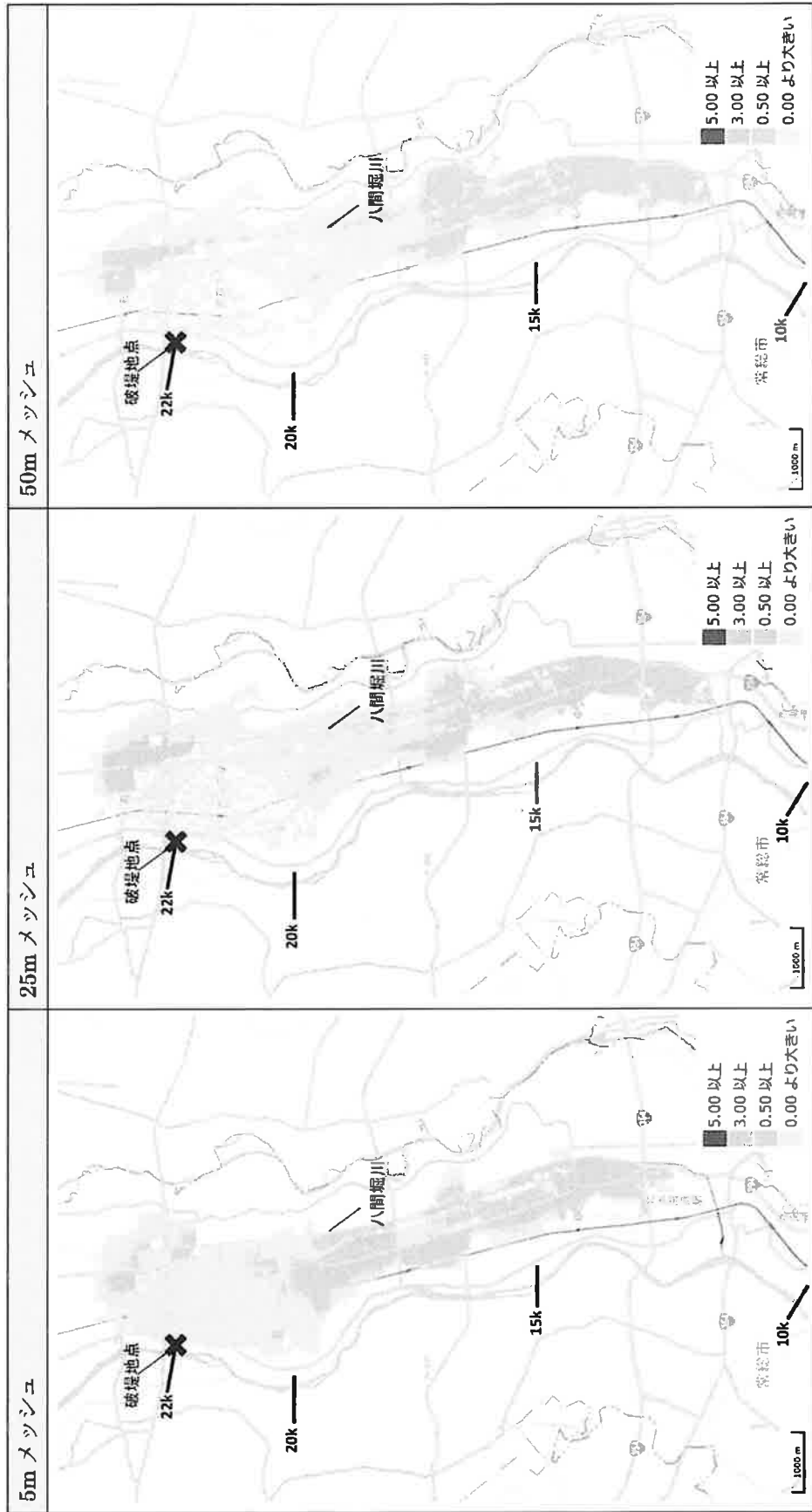


図 2.4-22 鬼怒川左岸 22k 地点破堤時を想定した浸水解析結果 時系列浸水深図①\_24 時間後

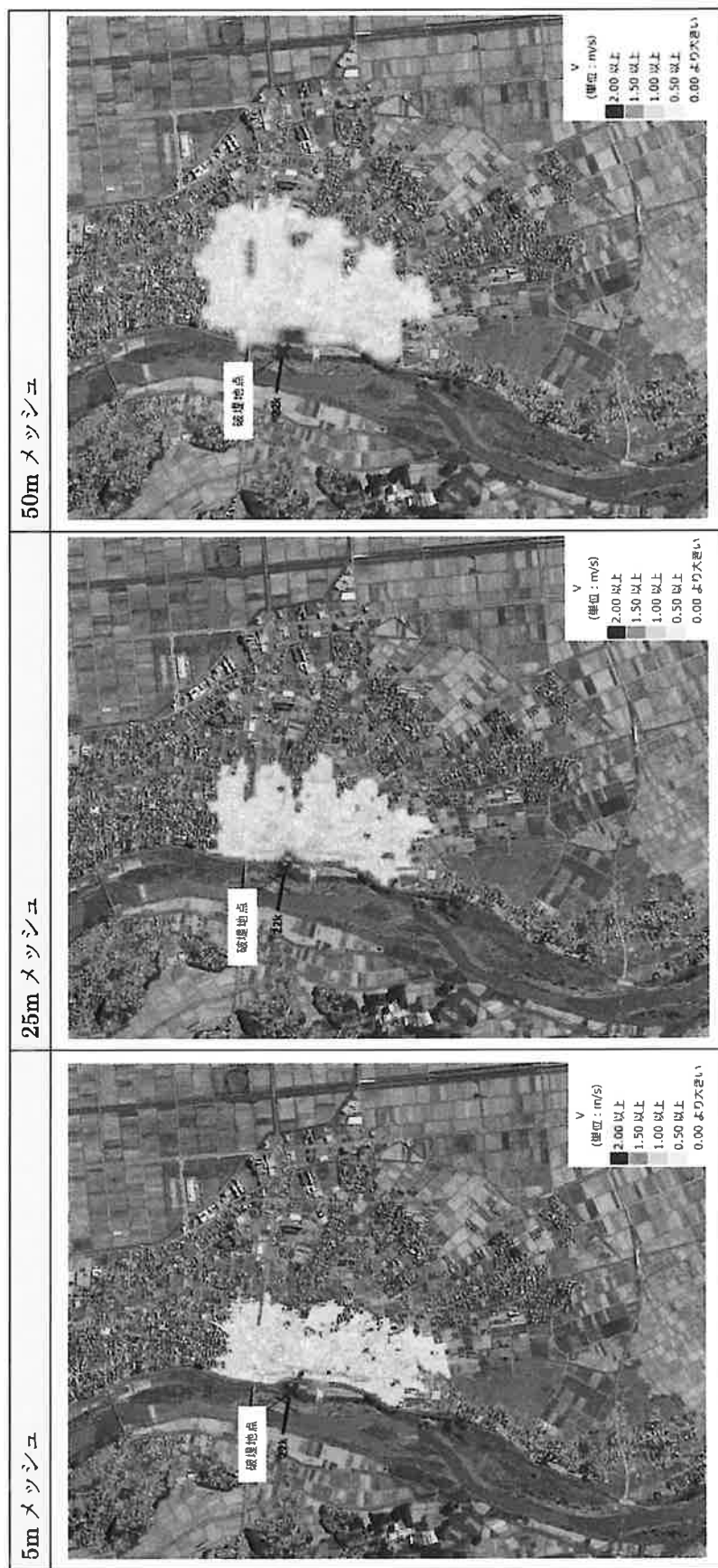


図 2.4-23 鬼怒川左岸 22k 地点破堤時の堤防コンターの流速コンター図 (1 時間後)

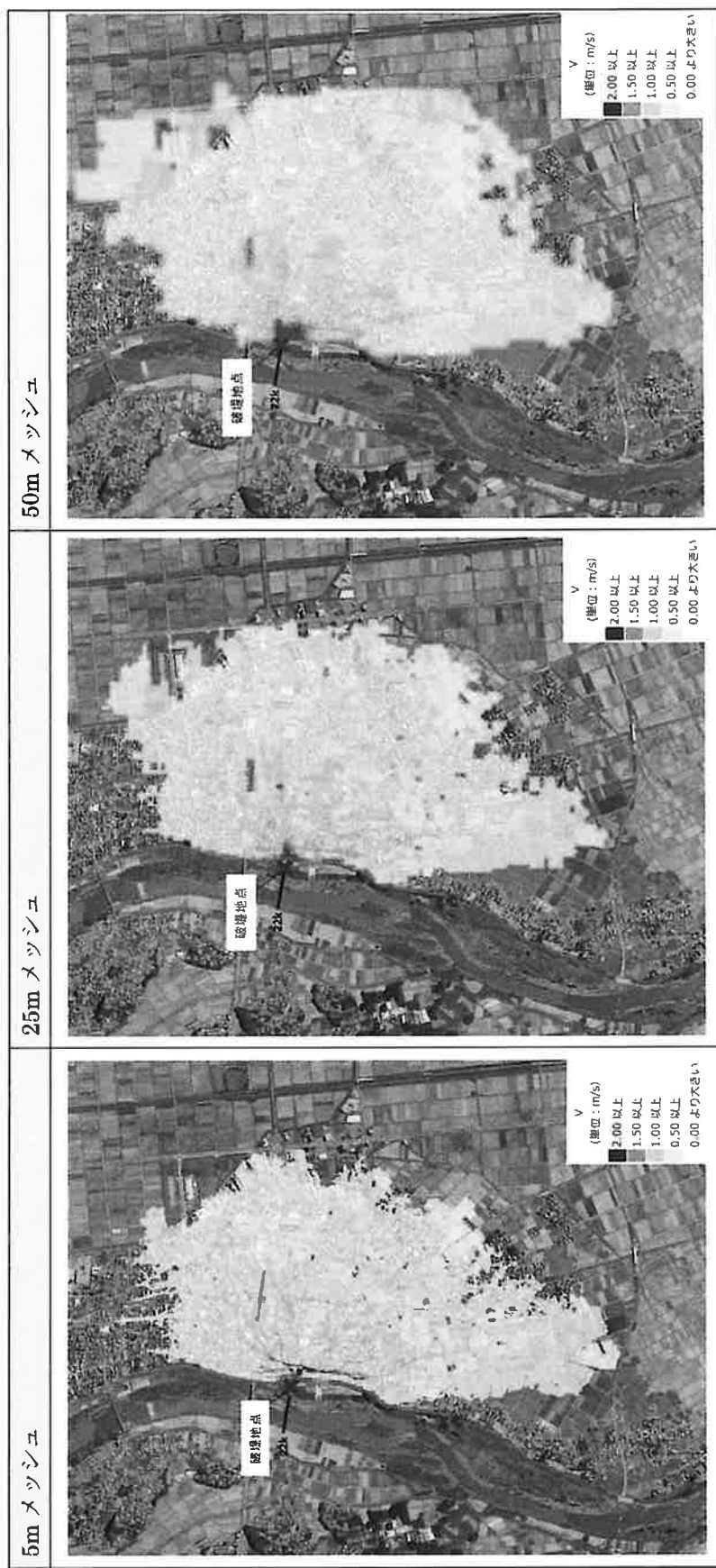


図 2.4-24 鬼怒川左岸 22k 地点破堤時の流速コンター図 (2 時間後)

### 5) 適切なメッシュサイズの評価

メッシュサイズの違いによる感度分析結果を以下の観点で整理し、適切なメッシュサイズについて評価した。

**【メッシュサイズの感度分析の観点】**

- 浸水面積（浸水範囲）、浸水深の時間変化
- 浸水到達時間の違い
- 流速の平面分布の時間変化
- 演算時間及びモデル構築作業量

基準メッシュとなる 5m メッシュとの比較による再現精度の確保、解析に必要な計算時間、解析結果を活用する際に影響を及ぼすデータの大きさから判断して、表 2.4-3 に示すとおり、メッシュサイズは 25m メッシュが適切であると考ええる。

表 2.4-3 メッシュサイズの違いによる感度分析結果

		メッシュサイズ				評価概要
		5m	10m	25m	50m	
再現性	浸水面積 (浸水範囲)	—	○	○	△	50m の場合は浸水範囲が広がる傾向がある 10m,25m は盛土設定により浸水範囲は概ね 5m 同等となる
	浸水深	—	○	○	○	メッシュサイズが大きいほど浸水深が浅い傾向は見られるが、概ね 5m と同等となる
	流速	—	○	○	△	特に市街地部分では透過率の差により 50m の流速が大きい傾向がある。
	到達時間	—	○	○	×	50m の場合は到達時間が早くなる。
計算時間		×	×	○	○	25m 以上で 1 日未満となる。
モデル構築作業量		×	×	○	○	5m の場合は特に通常 PC で全域のデータ作成が困難
マニュアルの目安		—	—	○	—	25m サイズ推奨
総評		—	×	○	△	■ 5m,10m : 解析時間や実利用が困難 ■ 50m : 5m メッシュの再現性が低い



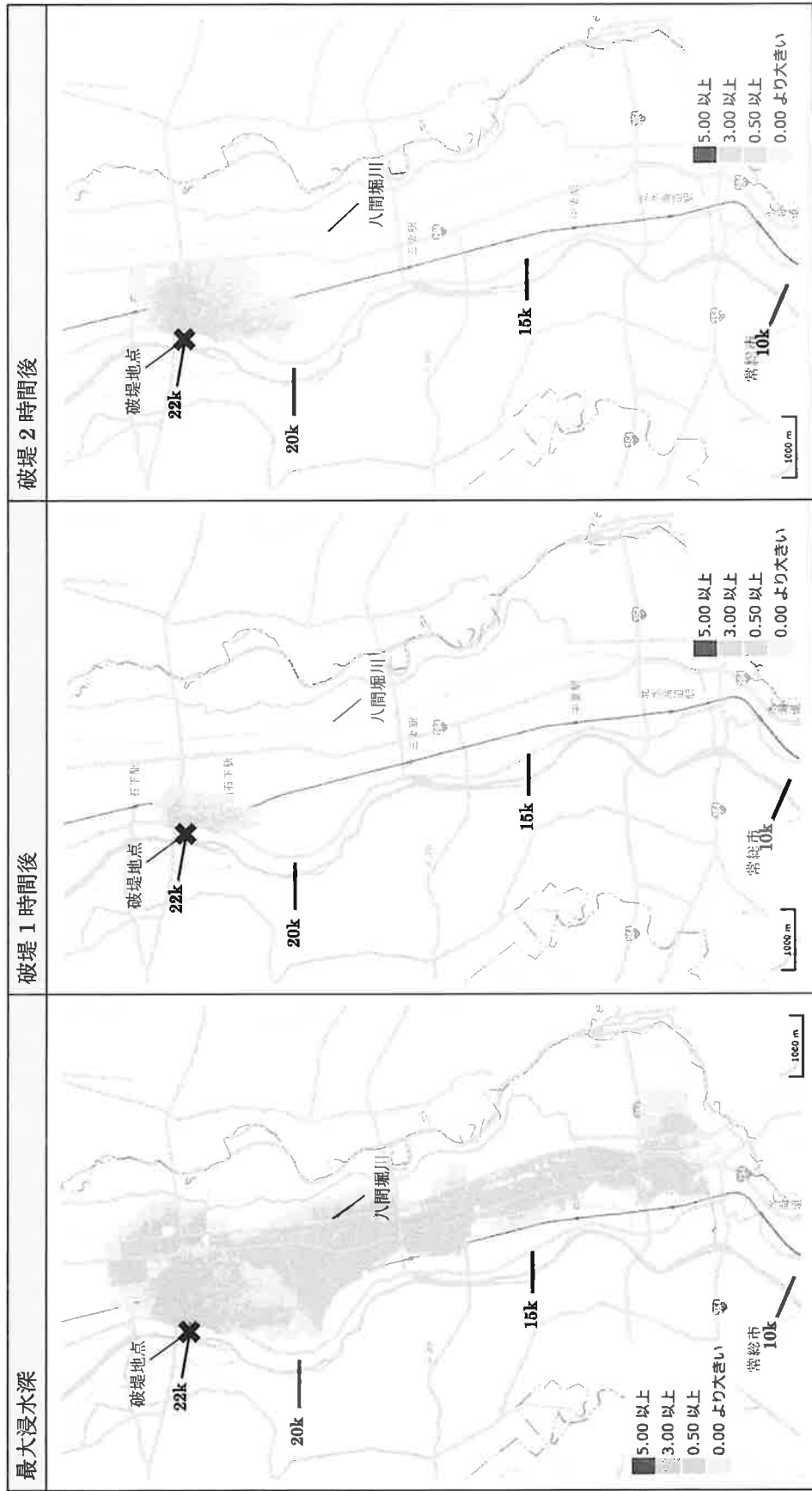


図 2.4-25 参考：10m メッシュ感度分析結果（最大浸水深、破堤 1 時間後・2 時間後）

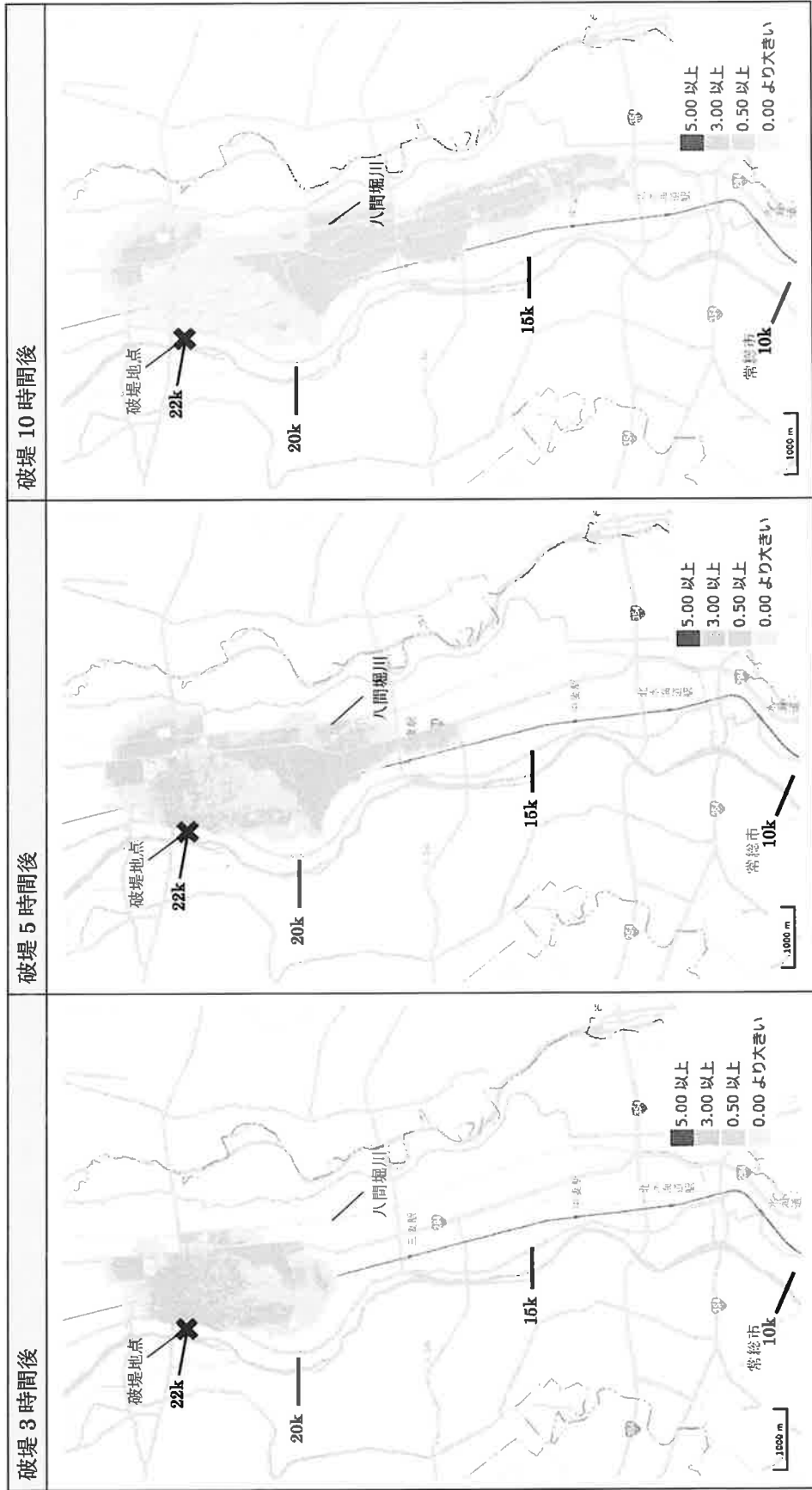


図 2.4-26 参考：10m メッシュ感度分析結果（破堤 3 時間後・5 時間後・10 時間後）

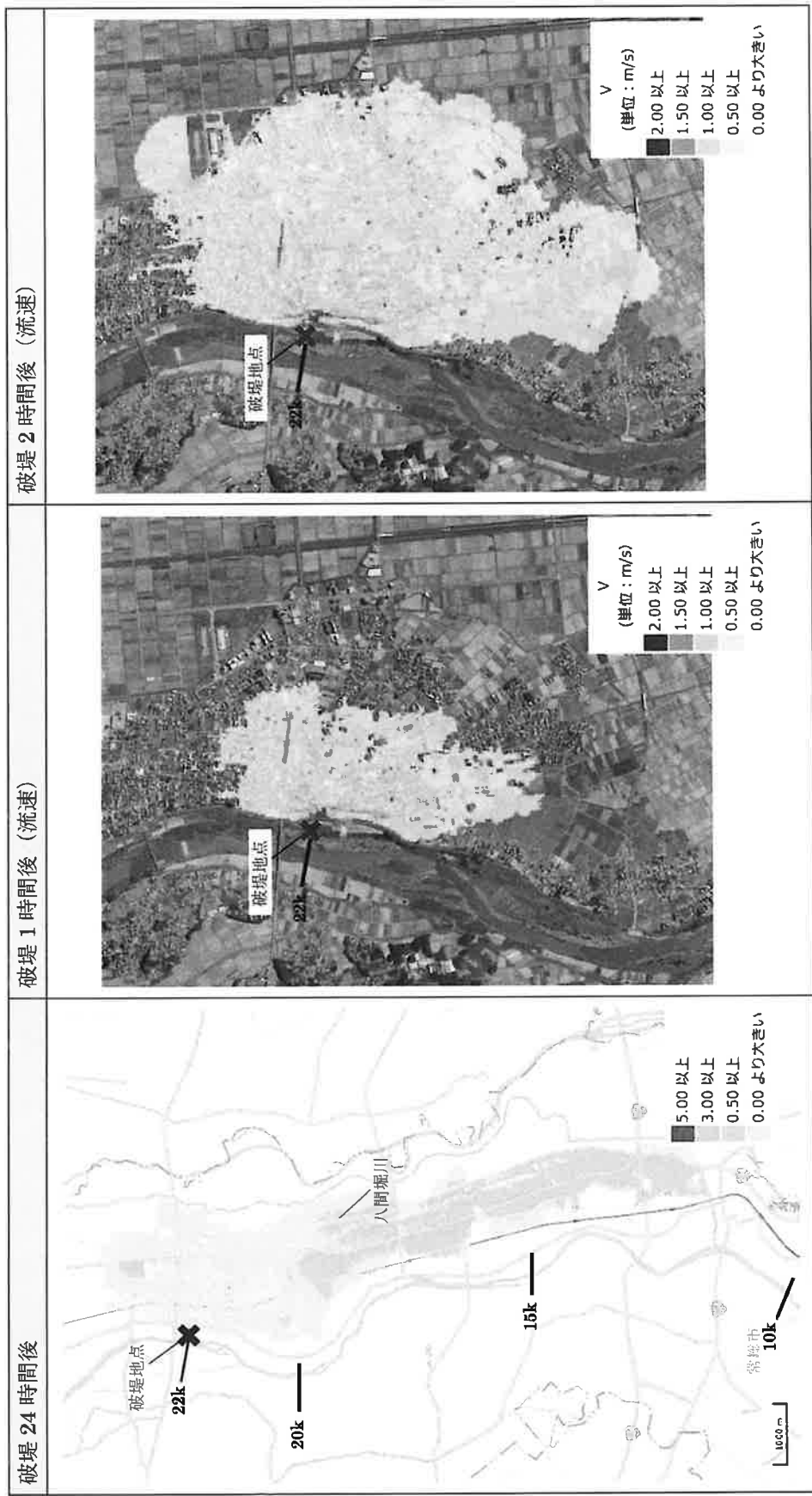


図 2.4-27 参考：10m メッシュ感度分析結果（破堤 24 時間後、破堤 1 時間後及び 2 時間後の流速）