

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1760km²、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1140km²（64.5%）、平地部が621km²（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700km²（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](#)）。

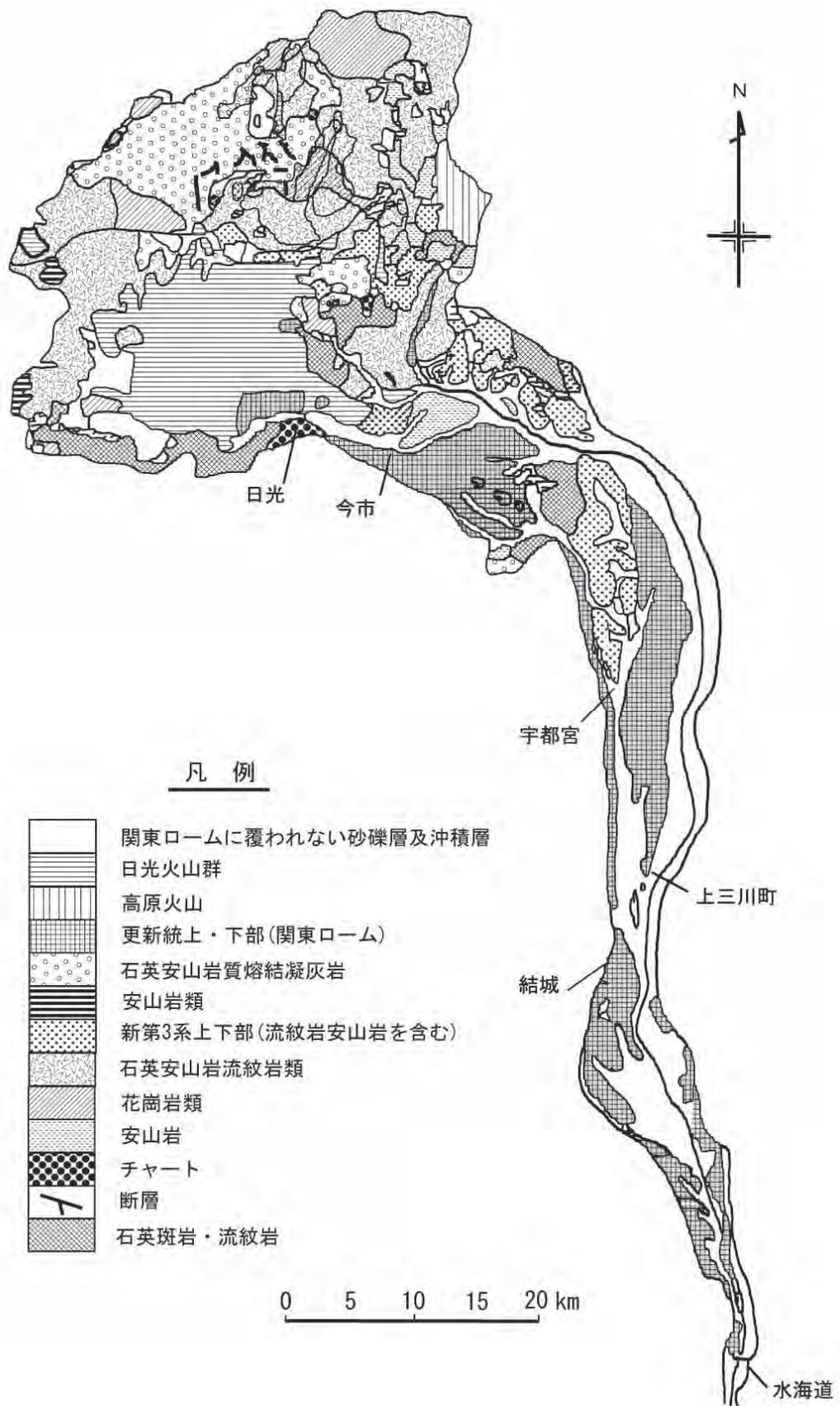


図 2.2.1 鬼怒川地質図



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

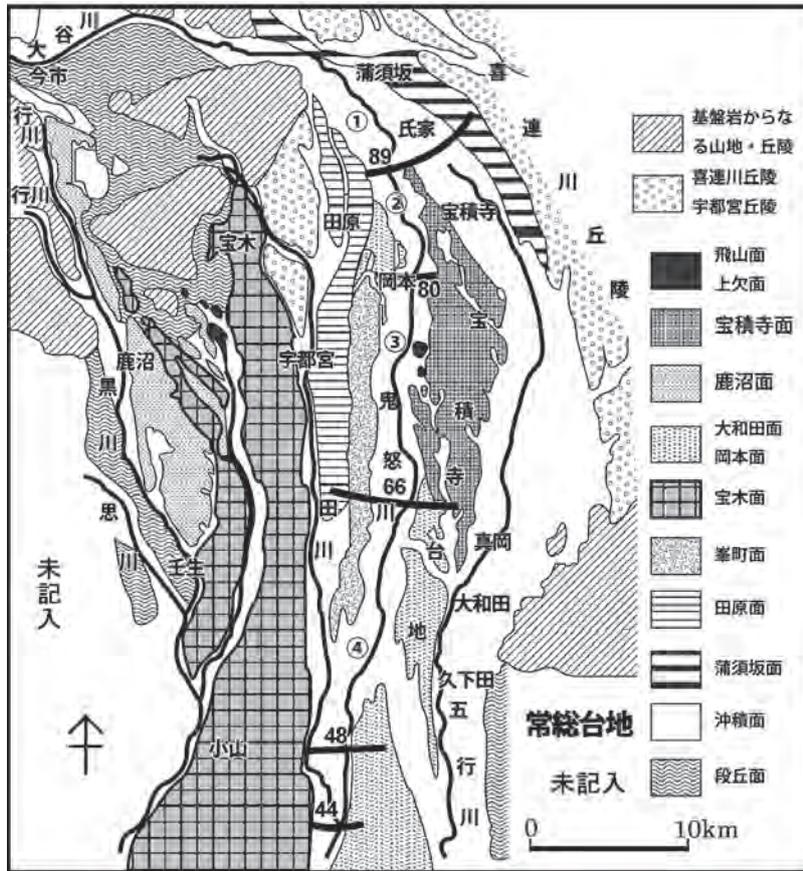


図 2.2.3 鬼怒川低地南部の段丘地形区分 (鈴木毅彦原図に付加)

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。

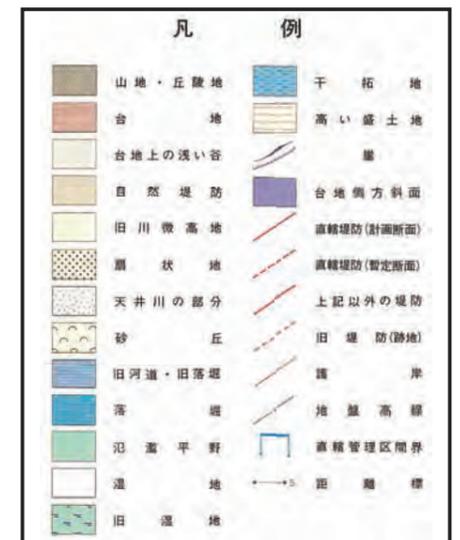
2.3 完新世における鬼怒川と小貝川の河道変遷

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。



図 2.3.1 鬼怒川流路変遷図 (治水地形分類図に付加)



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1000m³/s程度であり、最近では1500m³/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3000m³/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1347m³/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	

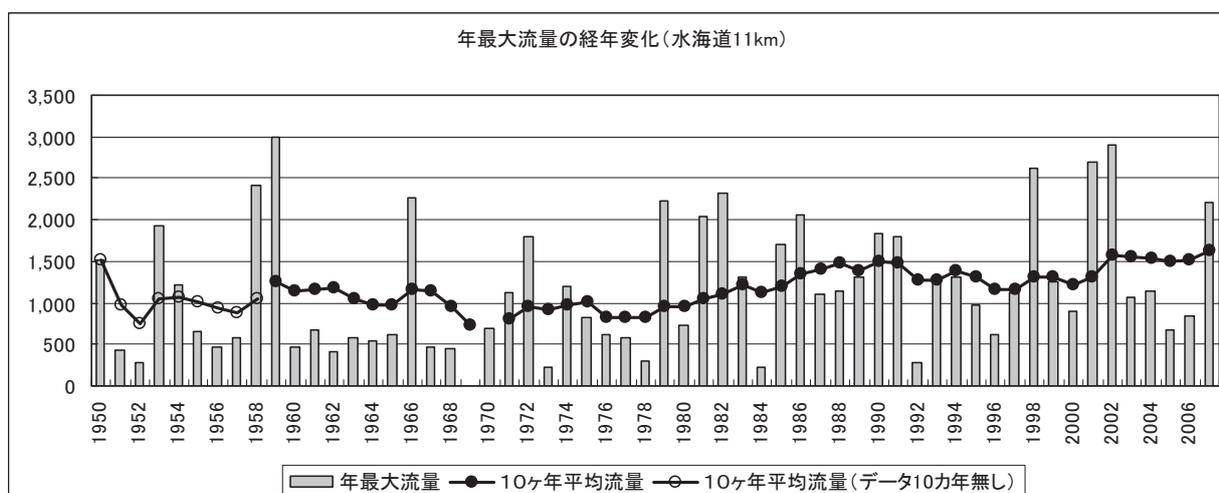


図 2.4.1 年最大流量の経年変化

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 (m ³ /s)	日時	流量 (m ³ /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

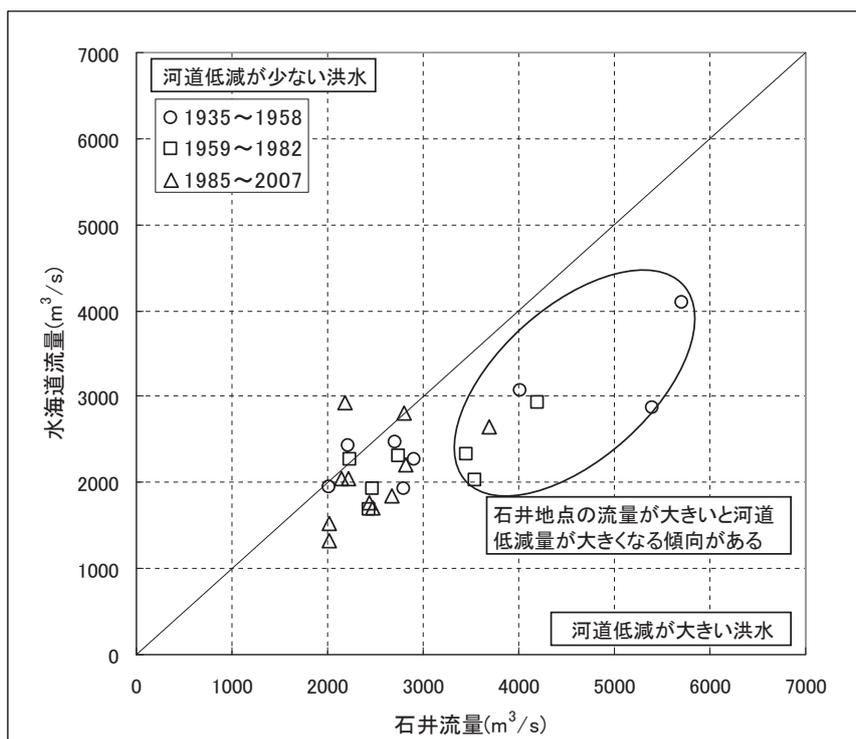


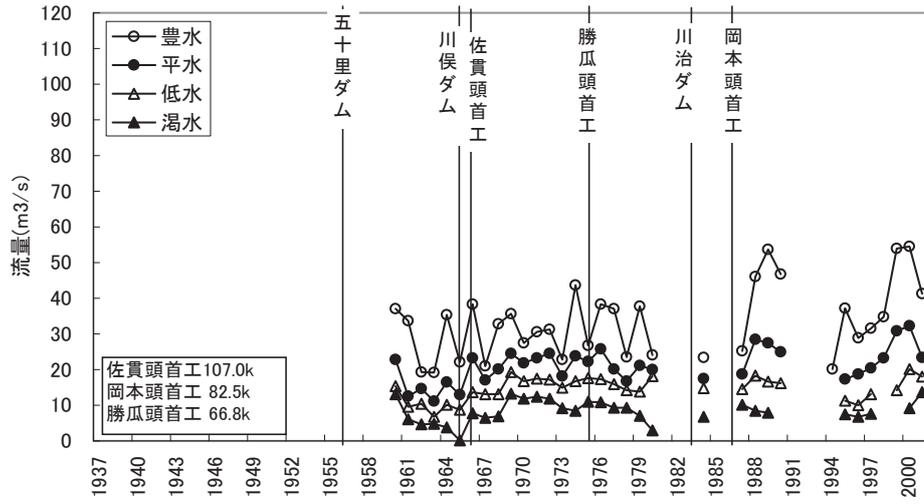
図 2.4.2 石井地点洪水ピーク流量と水海道地点ピーク流量の差異

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

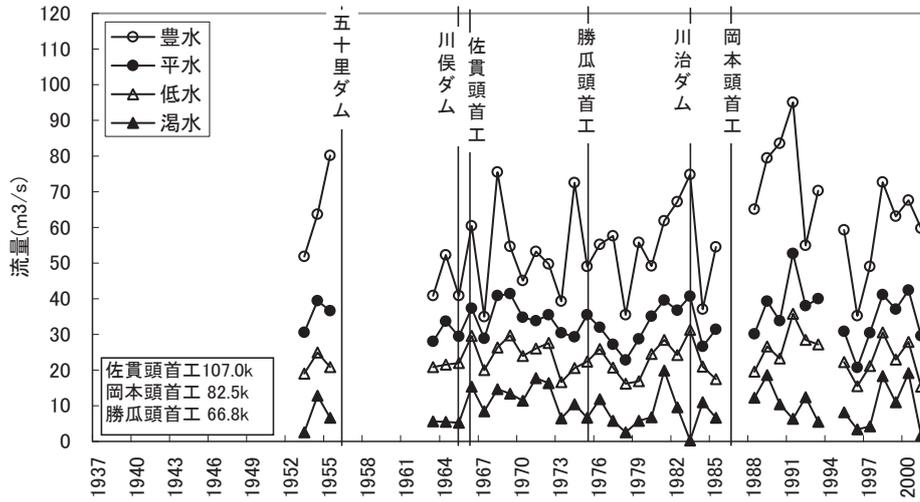
宝積寺(82.95km), 平方(37.27km), 水海道(11.21km)地点における豊水, 平水, 低水, 濁水流量の経年変化を図2.4.3に示す。取水堰による取水, 扇状地河道における伏流, 地下水の流入などの影響により, 観測所間の差異が大きい。平水流量は, 宝積寺17.95 m^3/s (1960(昭和35)～1970年(昭和45)), 平方34.30 m^3/s (1963(昭和38)～1970年(昭和45)), 水海道38.55 m^3/s (1950(昭和25)～1970年(昭和45))である。水海道は利水用水の還元により流量が多くなっている。ちなみに水海道の平水流量の比流量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

宝積寺(84k,1210km²)



平方(37.5k,1626km²)



水海道(11.0k,1740km²)

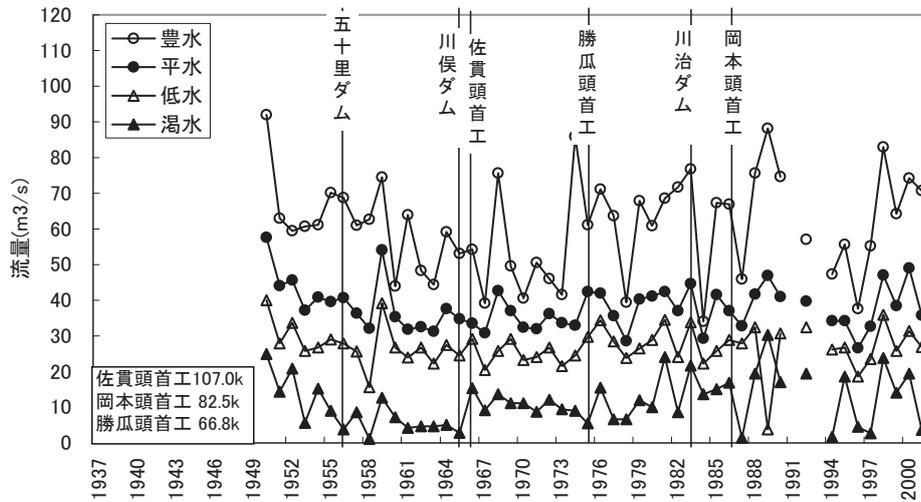


図 2.4.3 流況の経年変化図 (宝積寺, 平方, 水海道)

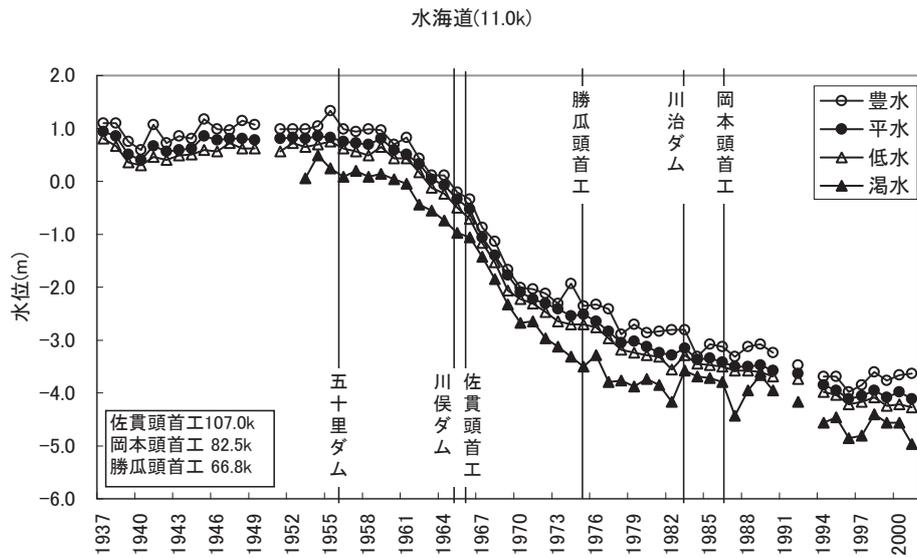
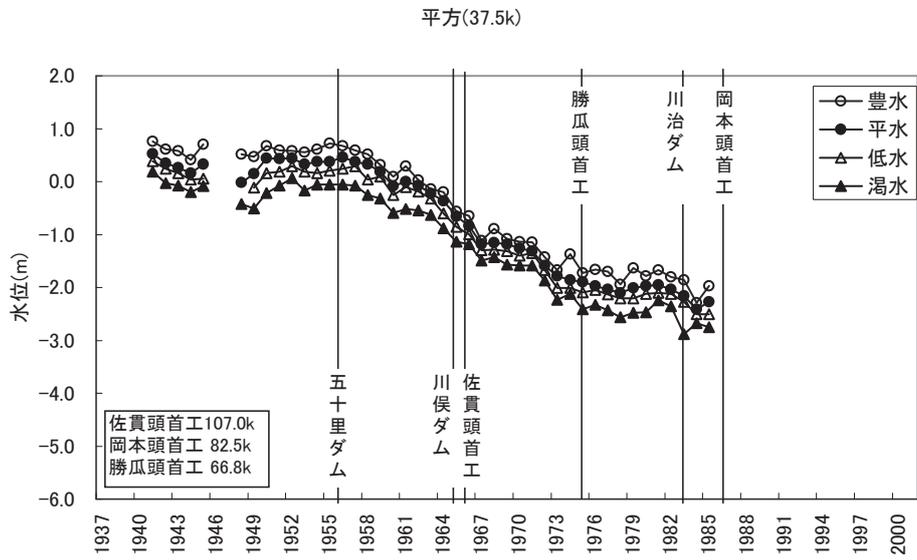
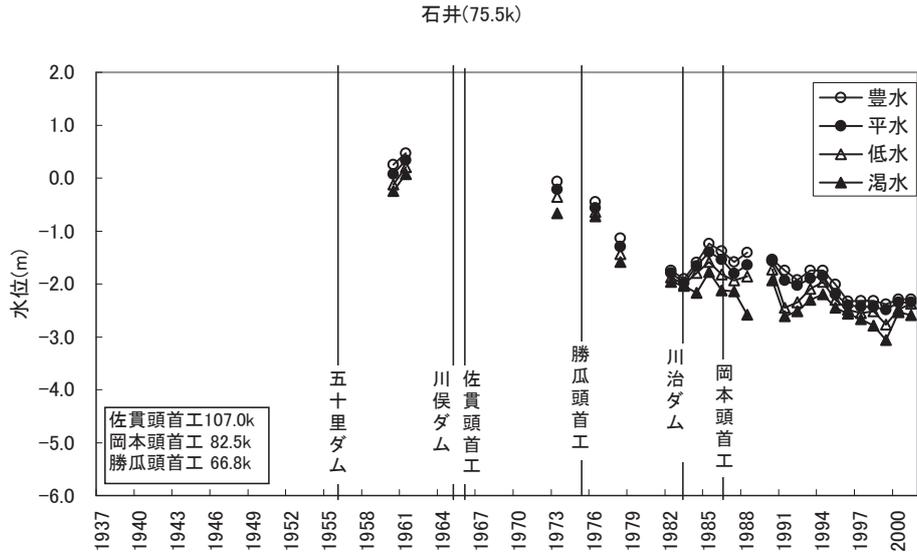


図 2.4.4 位況の経年変化図 (石井, 平方, 水海道)

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3600m³/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4000m³/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实施基本計画により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8800m³/sとし、このうち上流ダム群により2600m³/sを調節し、河道の配分流量はを6200m³/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8800m³/s、計画高水流量を5400m³/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5000m³/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 ³ /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	工事实施基本計画	〔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

利根川水系工事实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

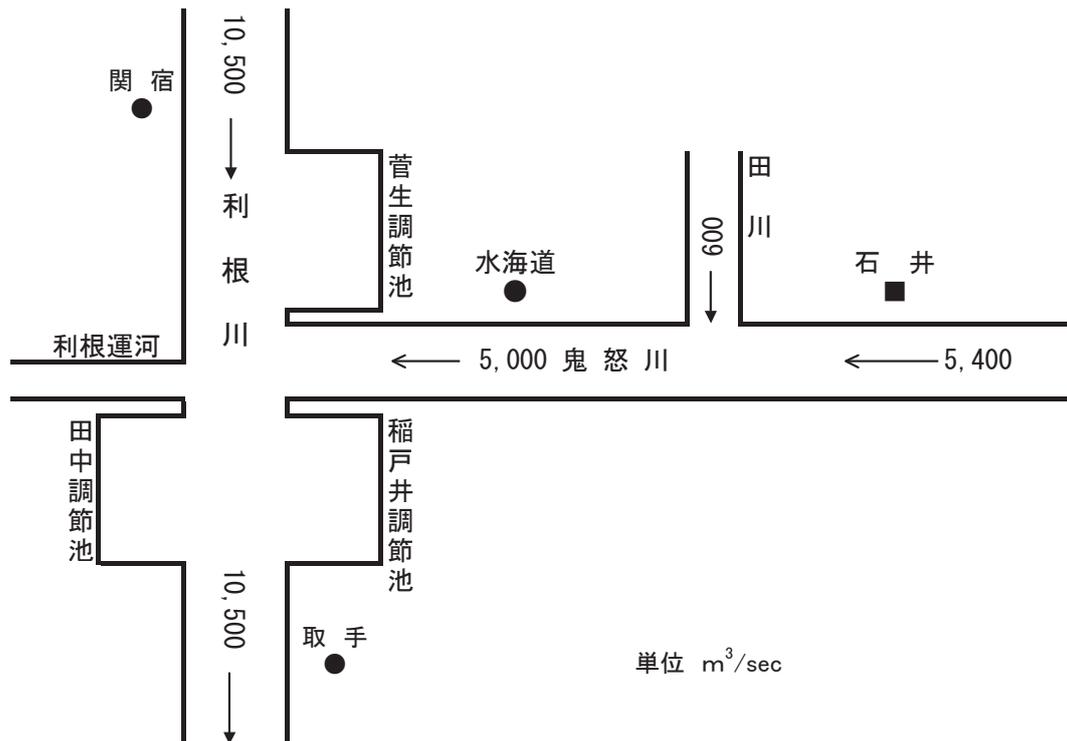


図 2.5.1 計画高水流量配分図

2.6 横断構造物の建設

砂利川であるセグメント1に設置された横断構造物は、農業用の取水堰である次の3頭首工である。

(1) 佐貫頭首工 (107.3km)

1964年(昭和39)、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た(約8900haの田畑を灌漑、最大取水量 $13.6\text{m}^3/\text{s}$)。

(2) 岡本頭首工 (82.6km)

鬼怒川中央土地改良事業により8箇所の井堰を統合して1986年(昭和61)岡本頭首工が建設された(約3300haを灌漑する他、上水道、工業用水を補給)。

(3) 勝瓜頭首工 (66.75km)

1669年(昭和44)、鬼怒川下流の5用水が統合し、鬼怒川南部農業水利事業により勝瓜頭首工が建設された(9400haを灌漑、最大取水量 $19\text{m}^3/\text{s}$)。

砂川であるセグメント2-2では、昭和初期に捷水路工事に伴う床止めと、昭和の終わり頃から河床低下対策として計7基の床止工が建設された。

(1) 長塚床止工 (31.43km)

河床低下対策のため2004年(平成16)に設置したものである。直上流に新鬼怒川橋(31.75km)および鬼怒川橋(31.8km)が架設されている。

(2) 鎌庭第2床止工 (27.56km) および第1床止 (26.68km)

鎌庭捷水路(延長2050m)は、大きく湾曲していた水路を2350m短縮し、洪水の疎通を良好とするとともに水衝部の解消を図るために設けられたもので、1935年(昭和10)3月通水した。そ

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 τ_* ，川幅 B ，川幅水深比 B/H_m ，深掘深 ΔZ ，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

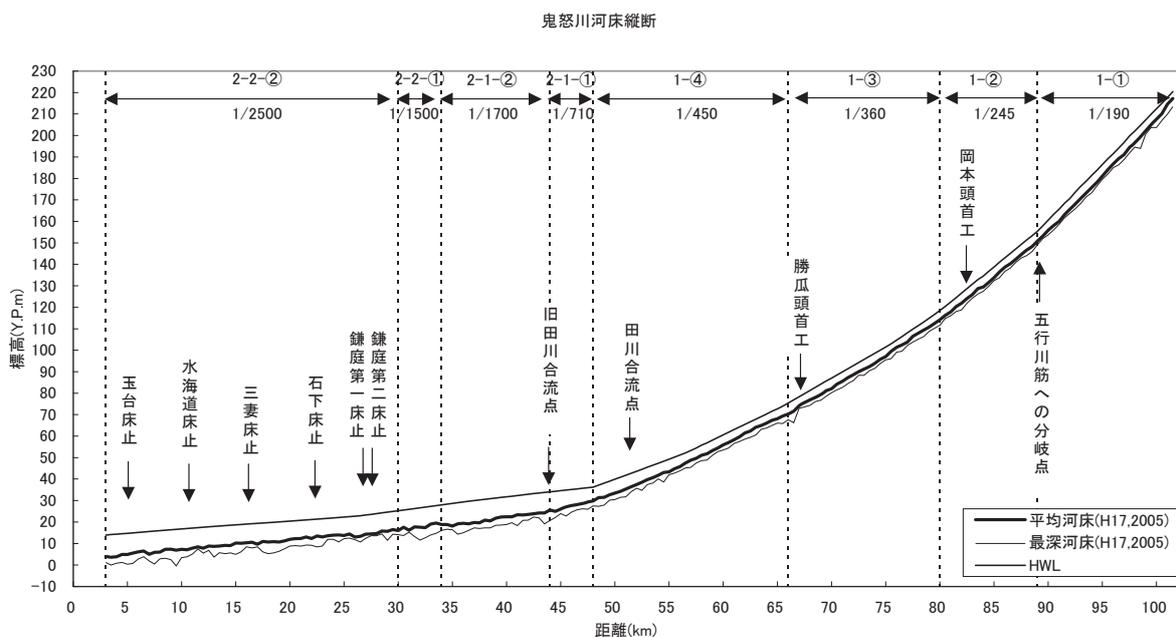


図 3.2.1 現況河床高縦断面図

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 m^3/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

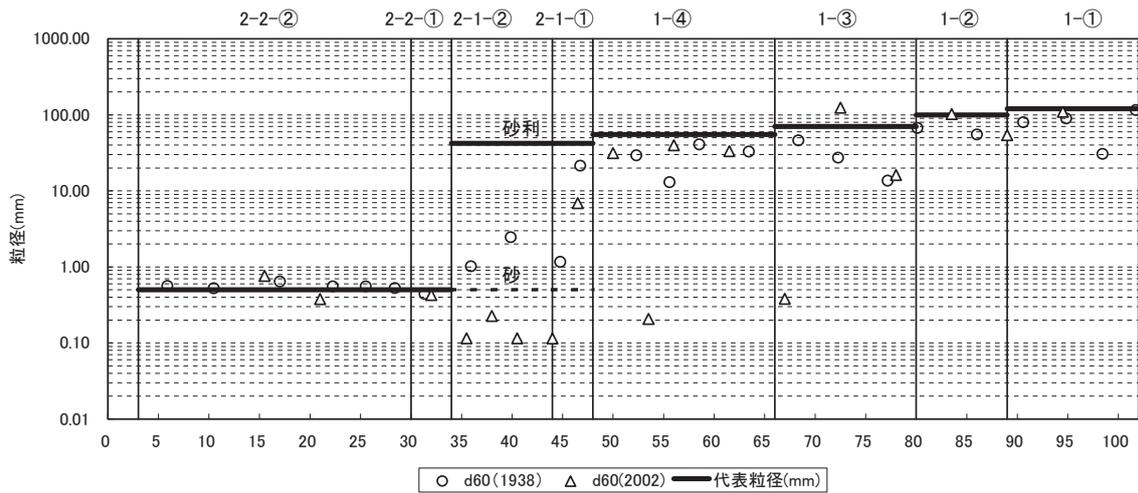


図 3.2.2 代表粒径及び 60%粒径縦断面図

m^3 / s 時においても $0.036 \sim 0.050$ 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 $100 \sim 300$ 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 $50 \sim 150$ 程度で上流のほうが大きい。セグメント 2-1 の最上流では複数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 $20 \sim 40$ 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 ΔZ

図 3.2.9 に平均河床高 Z_m と最深河床高の差 ΔZ 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 ΔZ は 3m 程度以下と判断される。この ΔZ はセグメント 1 における平均年最大流量の平均水深の $1.5 \sim 1.8$ 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 $102 \sim 0\text{km}$ 区間の河道特性量を小セグメント毎にまとめた。

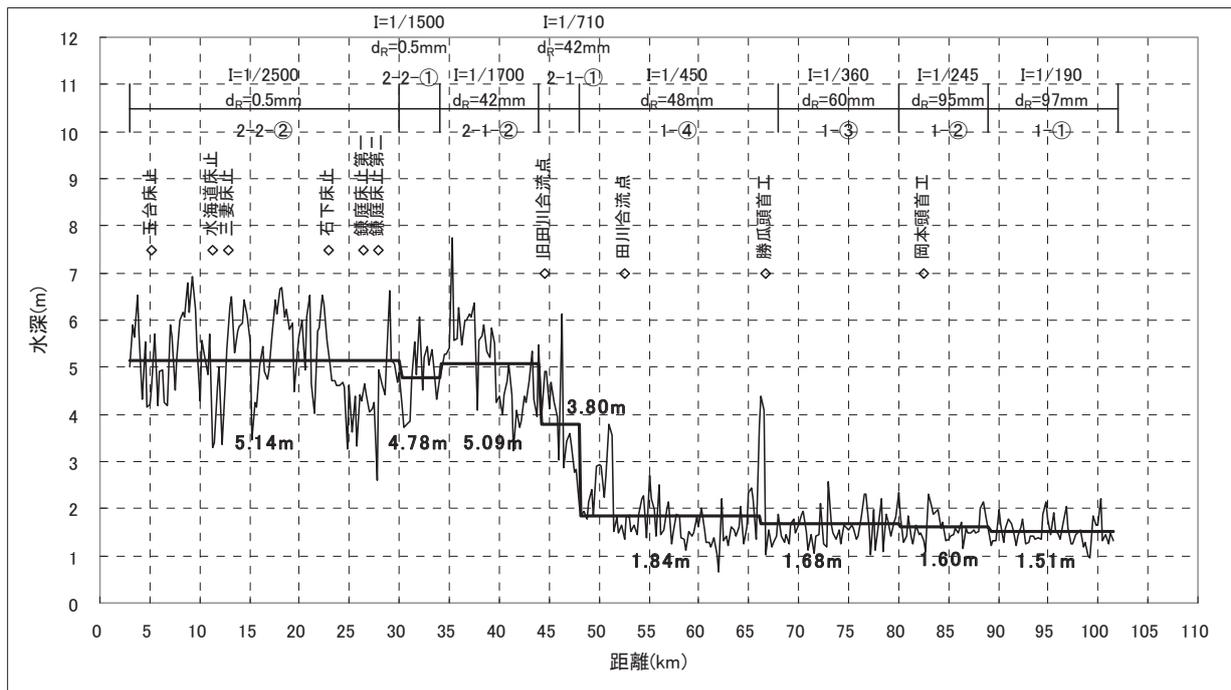


図 3.2.3 平均年最大流量時の水深縦断面図

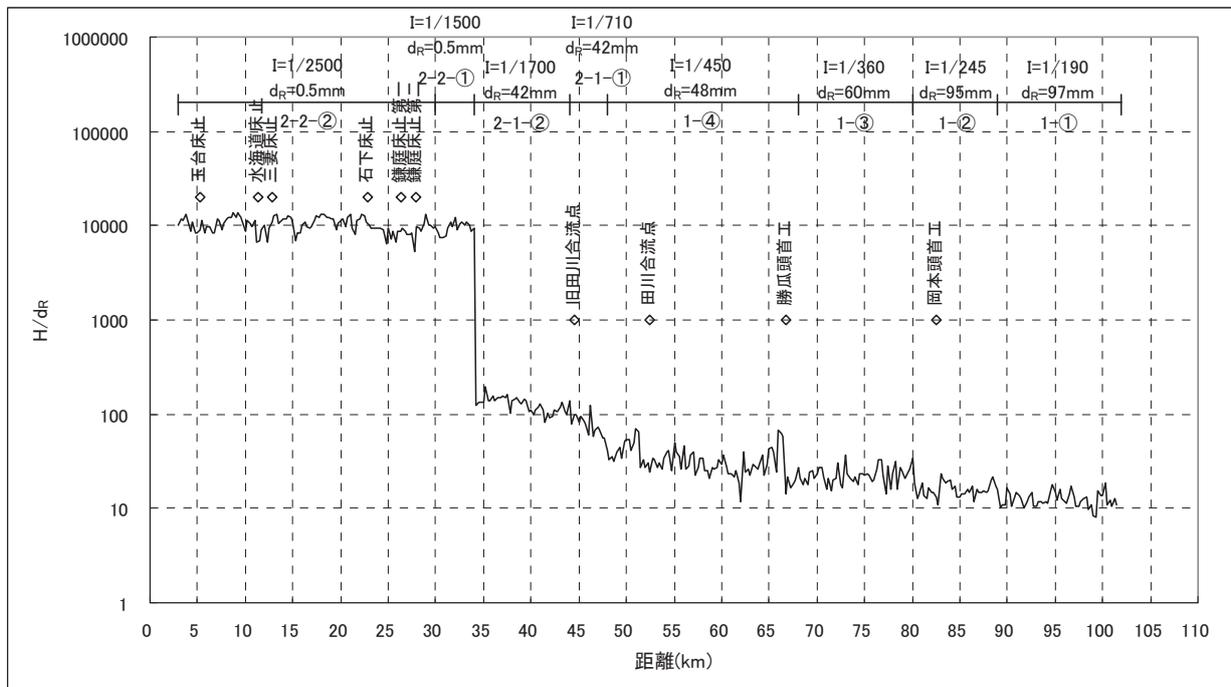


図 3.2.4 平均年最大流量時の水深粒径比縦断面図

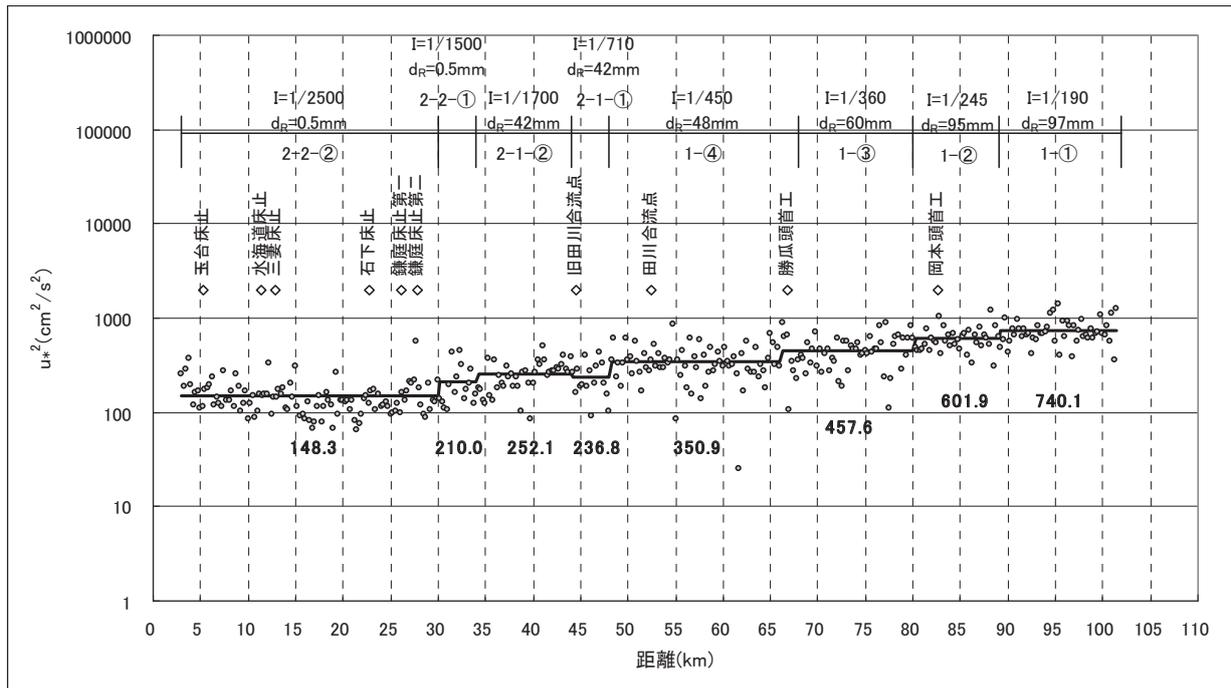


図 3.2.5 平均年最大流量時の摩擦速度 (2 乗) 縦断面図

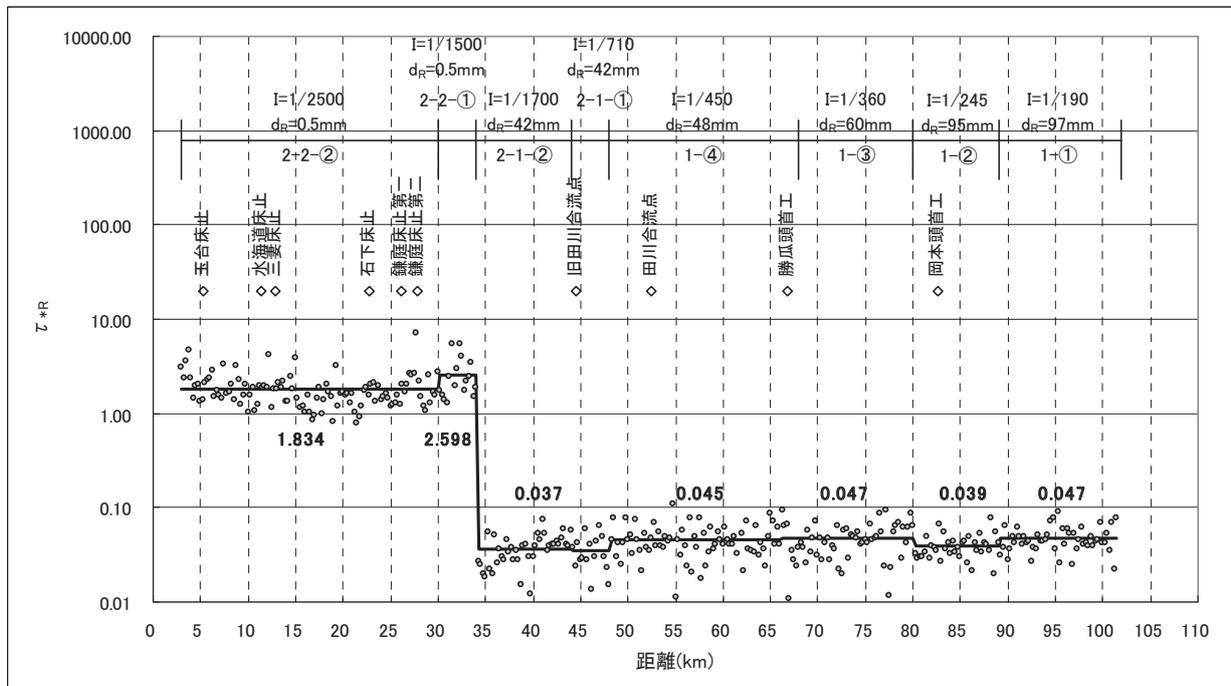


図 3.2.6 平均年最大流時の無次元掃流力縦断面図

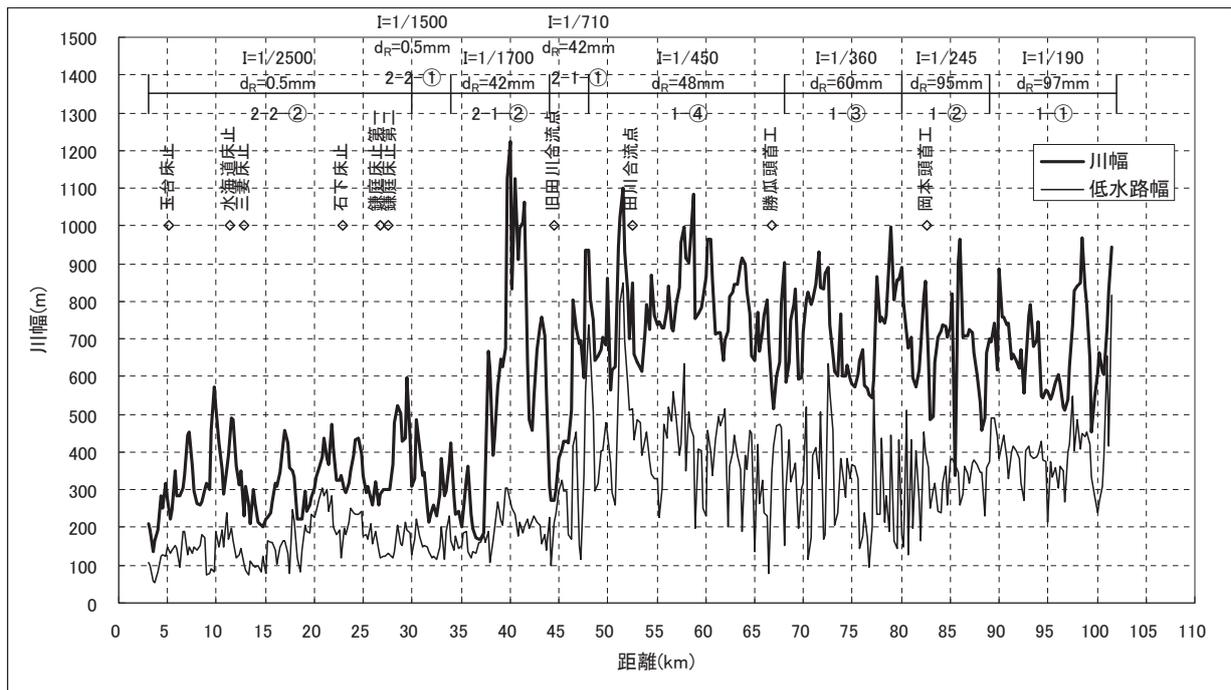


図 3.2.7 堤防間幅と低水路幅縦断面図

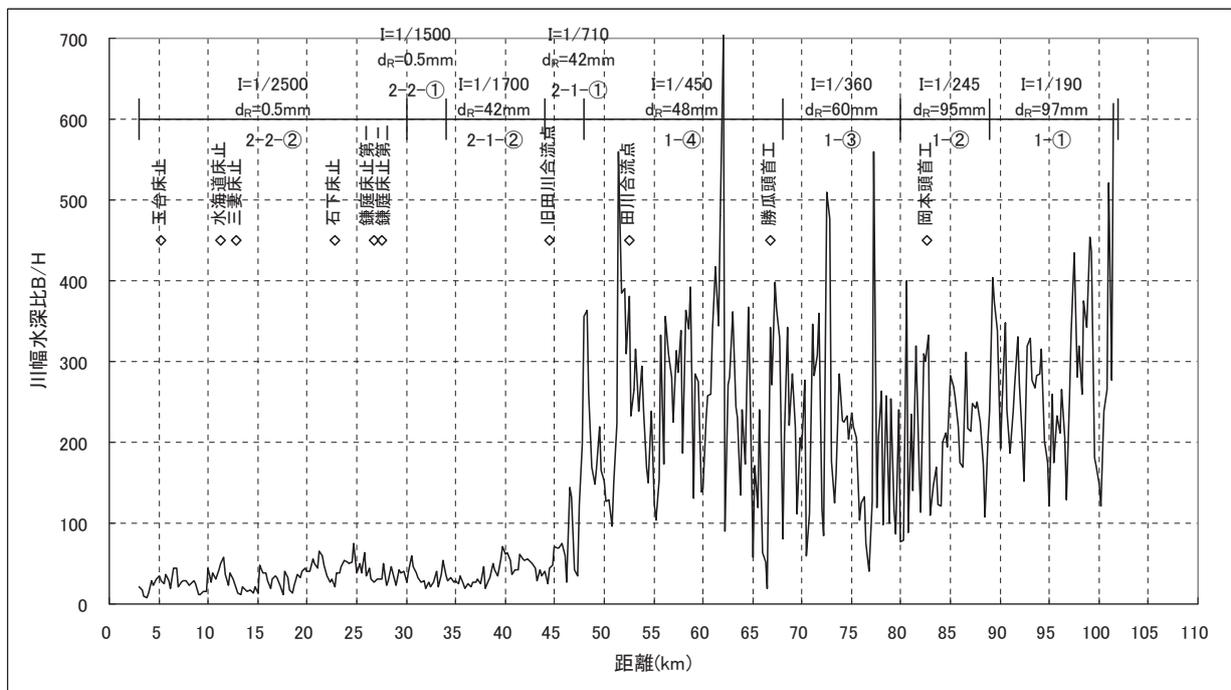


図 3.2.8 平均年最大流量時の低水路幅水深比縦断面図

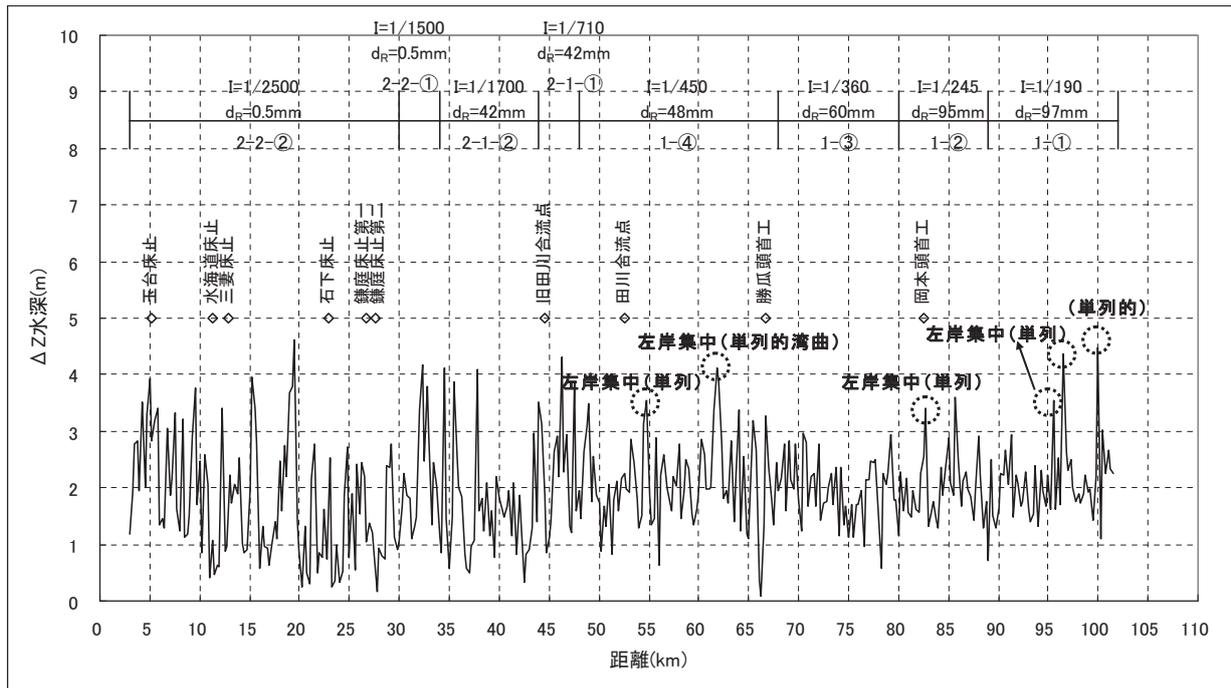


図 3.2.9 局所洗掘深 ΔZ 縦断面

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 (cm^2/s^2)	無次元掃流力 τ_{*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 (m^3/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 (cm^2/s^2)	無次元掃流力 τ_{*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 (m^3/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の低水路滲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、J R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。

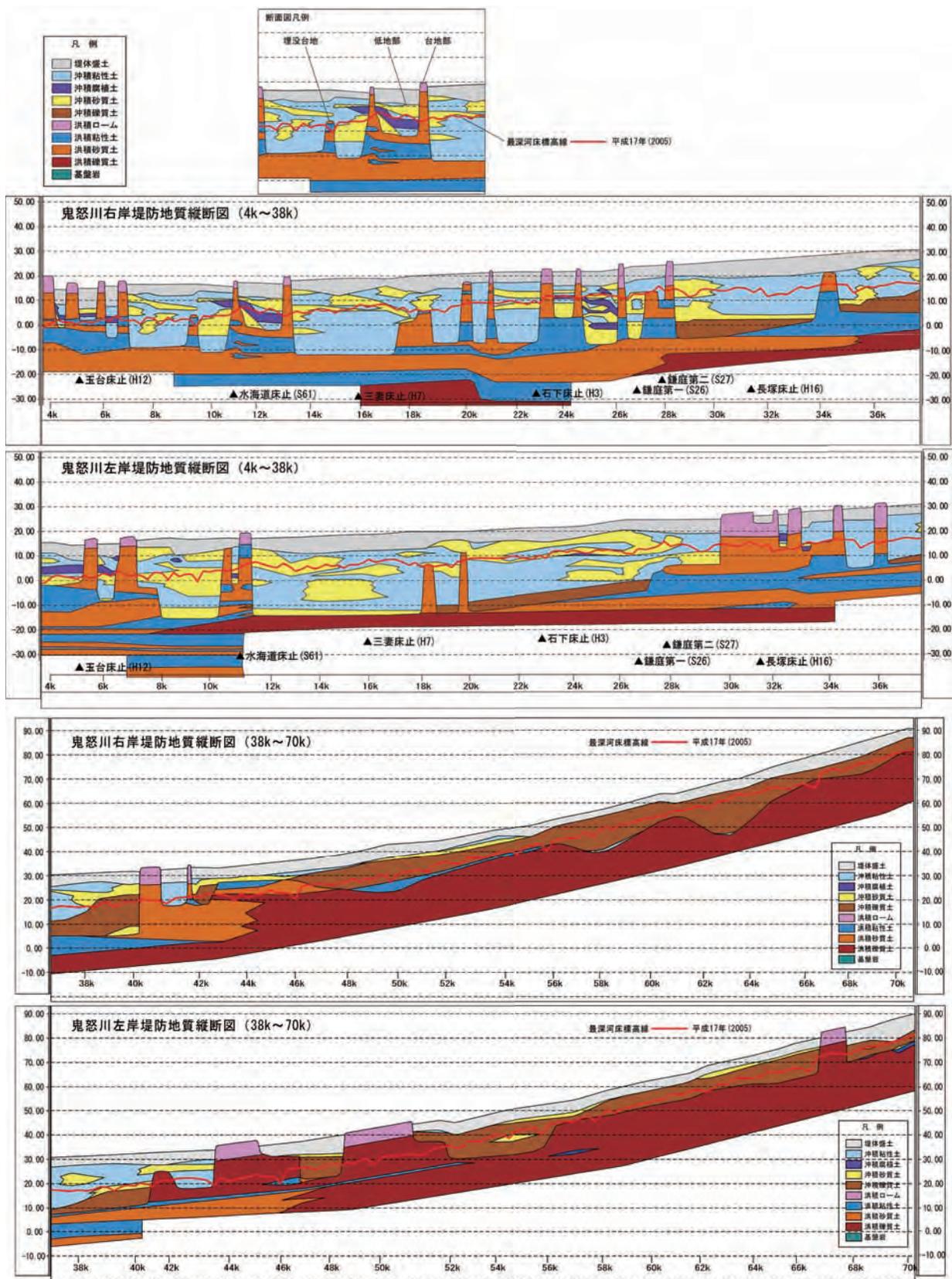


図 3.3.1 堤防下の地質縦断面図 (1)

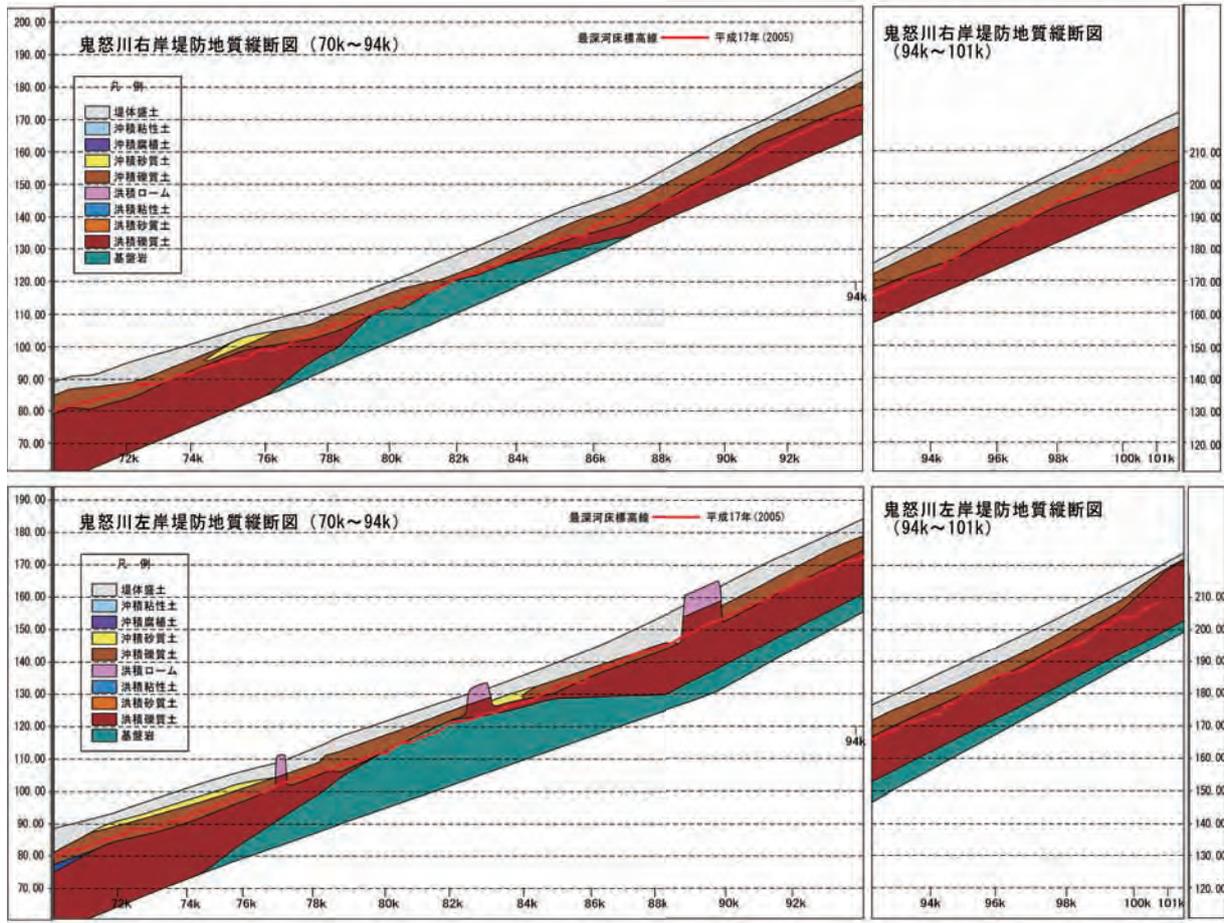


図 3.3.1 堤防下の地質縦断面図 (2)



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)

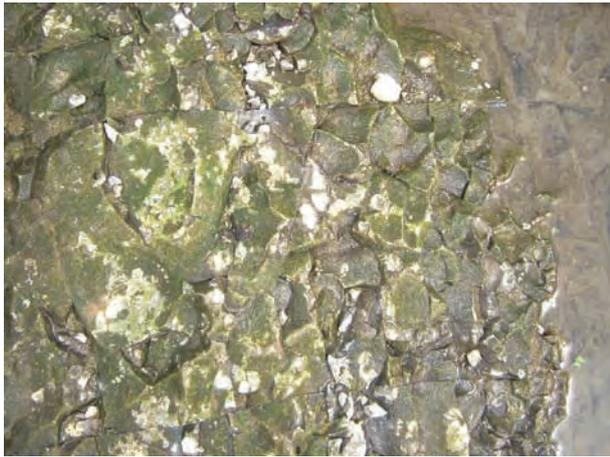


写真 3.3.2 84km J R東北本線上流左岸の河床の様子
(乾燥収縮によりクラッキングして風化が進行)
(2005年5月)



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)

3.4 河川植生とその特徴

河川およびその近傍に生育する植物は、洪水という攪乱を受け、これに耐えられる植物が生き残り河川植生という独自の植物景観を形づくる。河川周辺の環境は、植物の生育環境として他の陸上の環境とは明らかに異なった性質を有している。それは時々起こる冠水と通常の著しい乾燥という水分条件の両極端にまたがる状態を交互に繰り返すことや、時には生育基盤である表土が洪水により破壊されるということに代表される。そればかりでなく水湿地から乾燥地までの環境傾度に従った植生立地を見出すことができる。それは川の横断方向に見ていった場合にも、縦断方向に見ていった場合にも見出される。

河川微地形さらには河床材料、氾濫原土壌、氾濫原表層土壌水分は、セグメントごとによって変わるので、河川植生の一般的特性をセグメントにより分類・記述可能である。

こうした環境上の特殊性は、そこに生育する植生の状態（群落組成、生活型、相観等）を規定し、逆に植生の状態からその立地の環境条件を推定できることを示している。つまり河川敷に生育する植生の状態は、その場所の環境条件の指標となり得るのである。

鬼怒川における砂州形態や河道構造と植生分布の実態を見てみよう。

1991年（平成3）から1992年（平成4）にかけて1年間、河道景観が季節ごとにどのように変化するのか、また植生配置と土砂の堆積の関係を明らかにするために、鬼怒川で調査を行った。調査地点はセグメントの違いによる河道景観の差異を明らかにするため、セグメントごとに数箇所選んだ。セグメントに見られる特徴を河道横断方向の環境区分の観点から整理すると以下のようである（山本他、1993；宇多他1994）。

（1）セグメント1（鬼怒川 55.0km, 96.0km 地点）

鬼怒川96.5km地点（写真3.4.1）は、河床勾配 $I_b = 1/190$ 、代表粒径 $d_R = 12\text{cm}$ の河道であり、55.0kmは、河床勾配 $I_b = 1/550$ 、代表粒径 $d_R = 5.5\text{cm}$ の河道である。



写真 3.4.1 96.5km 地点の様子（1991年5月、8月）

扇状地の植生は、**図3.4.1**に示すように砂州上の植生（扇状地A植生）、常水路河岸（河岸斜面部）の植生（扇状地B植生）、高水敷化した所の植生（扇状地C植生）に分けられる。なお**図3.4.1**中に示す位況図の方法1は不等流計算によって水位を求めたものであり、方法2は直近の水位観測所データより推定したものである。図中の横断面図の縦軸はY.P.m, 横軸はmである（以下同様）。

① 砂州上の植生（扇状地 A 植生）

砂州上の植生の平面分布型は、大きく分けて**図3.4.2**に示す馬蹄形タイプ（砂州周辺部のみに主に植生が繁茂する）と紡錘形タイプの2種類に分けられる。一般に流水による植生のフラッシュ（破壊）がなければ、砂州上の植生の平面分布は、植生無し→馬蹄形タイプ→紡錘形タイプへと遷移すると考えられる。常水路の河床が低下して、相対的に砂州頂高が上昇する、あるいは大きな洪水がないと標高の高い砂州頂部付近での流速が大きくなり、植生が破壊されないような場合に上記の発達が促進される。植生が破壊されない期間が長いと浮遊砂が植生によりトラップされて土層が形成され、樹木を伴う島状の地形となっていく。出水があり植生が破壊されると、上記遷移が止まり振り出しに戻る。

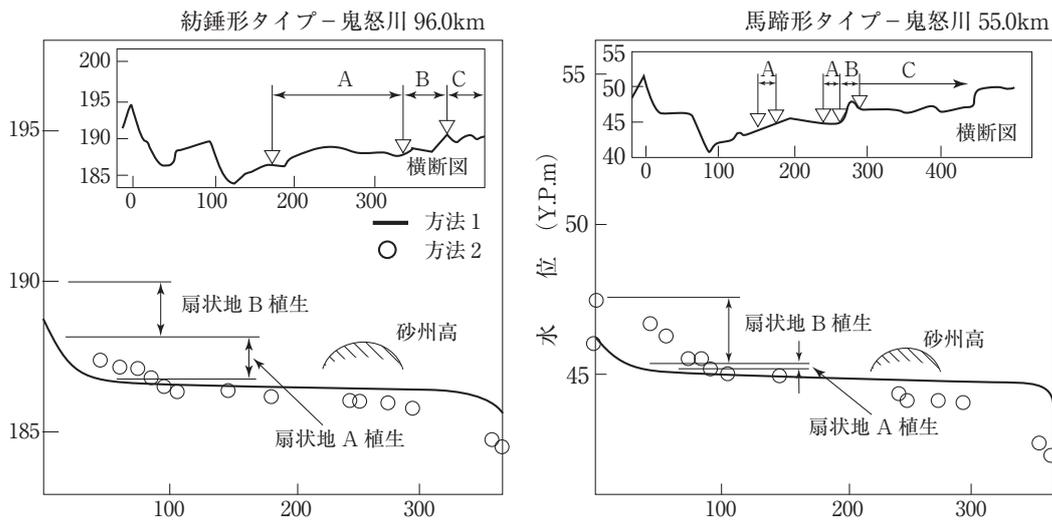


図 3.4.1 冠水頻度と植生の関係 (55.0km, 96.0km)

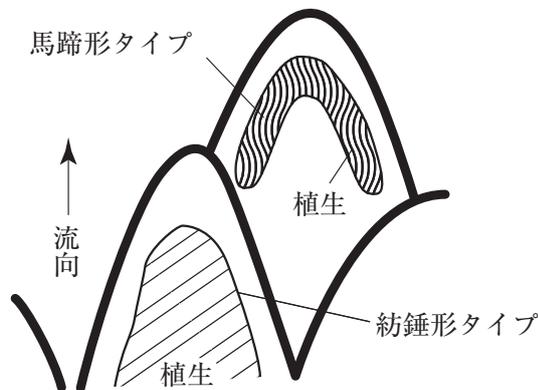


図 3.4.2 扇状地における砂州上の植生繁茂形態（馬蹄形タイプと紡錘形タイプ）

馬蹄形タイプの砂州上の植生としては、ツルヨシが最も多く、ネコヤナギ、ヨモギ、スズナ、ネコヤナギなども見られる。紡錘形タイプの場合には、その他にカワラヨモギ、カワラサイコなどもあり植生繁茂がより進んでいる。

② 常水路河岸部の植生（扇状地 B 植生）

ここでいう河岸は崖垂状の河岸侵食部ではなく高水敷化が進み安定化した砂州部に当たるものである。植生はツルヨシやヤナギなどの灌木類からなり、出水期には多くの砂が堆積する。

③ 高水敷化した所の植生（扇状地 C 植生）

扇状地 C 植生は冠水頻度 5 年確率以上の場所に繁茂する。調査地点では冠水頻度が小さいにもかかわらず低木が生育せずススキ原となっている。これは調査地点付近で毎年冬の火入れが行なわれているためと考えられる。

(2) セグメント 2 - 2 (鬼怒川 16.5km, 32.0km)

本区間は河床勾配 $I_b = 1/2000$ ，河床材料は 0.5mm 程度の中・粗砂からなる（写真 3.4.2）。また所々に更新統あるいは沖積の粘性土が河床に露出している。図 3.4.3 に示すように、河岸は横断勾配が急で、また高水敷までの間に平坦面（テラス）を持つ。

ここでの植生は、大きく中間地 A 植生（オオクサキビ、ヤナギタデ、オギ、クサヨシなど）、中間地 B 植生（ギンギシ、オギ、セリ、クサヨシ、カワラメドハギなど）、中間地 C 植生（メダケ、タチヤナギなど）の三つに分けられる。高水敷上は畑地に利用されている。中間地 A, B, C の



(1991年10月4日撮影)



(1993年9月28日撮影)

写真 3.4.2 32.0km 地点右岸の様子 (1991 年 10 月, 1993 年 9 月)

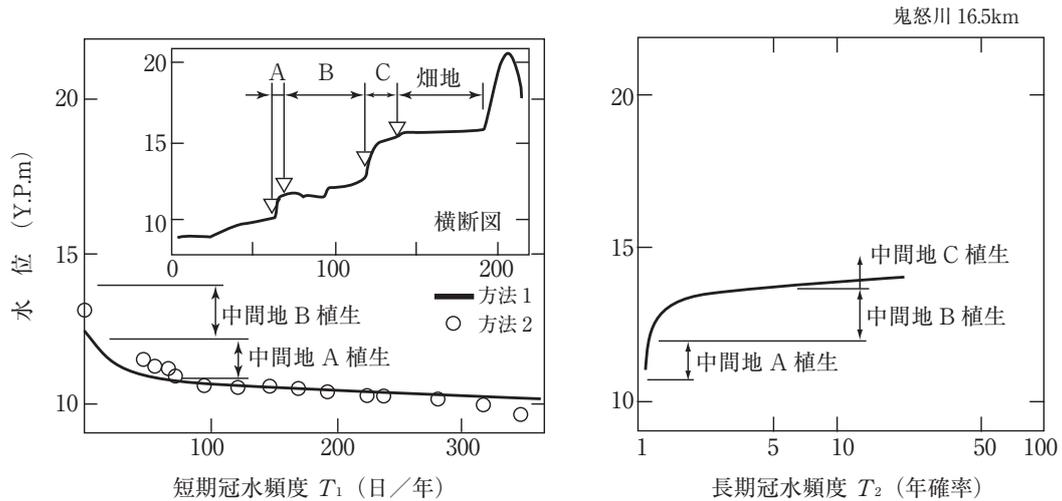


図 3.4.3 冠水頻度と植生の関係 (鬼怒川 16.5km)

冠水頻度は、それぞれ約10～90日／年、約0～10日／年、5年に一回である。中間地A、B植生の繁茂する場所では横断方向に激しい凹凸があり、その高さに応じて細砂、シルトが筋状に分級堆積している。

位況図(図3.4.1, 図3.4.3)を見ると、図3.4.4に示すような2つの明確な勾配変化点(K, J)持っている。ここでJ点より低い部分は概ね350日以上水中に没し、K点より上部では冠水頻度が年50日程度以下となる。K, J点の水位差は1m以下であり、水位がK, J点間の狭い範囲に位置する期間が年間の大半を占めることを示している。位況曲線と植生繁茂領域との

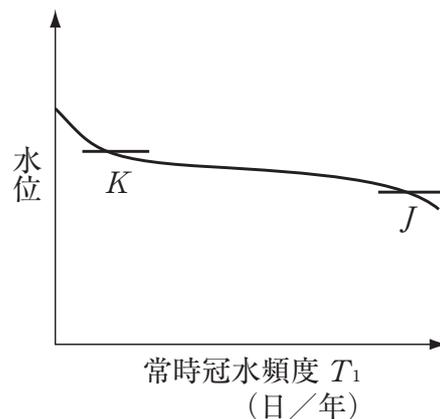
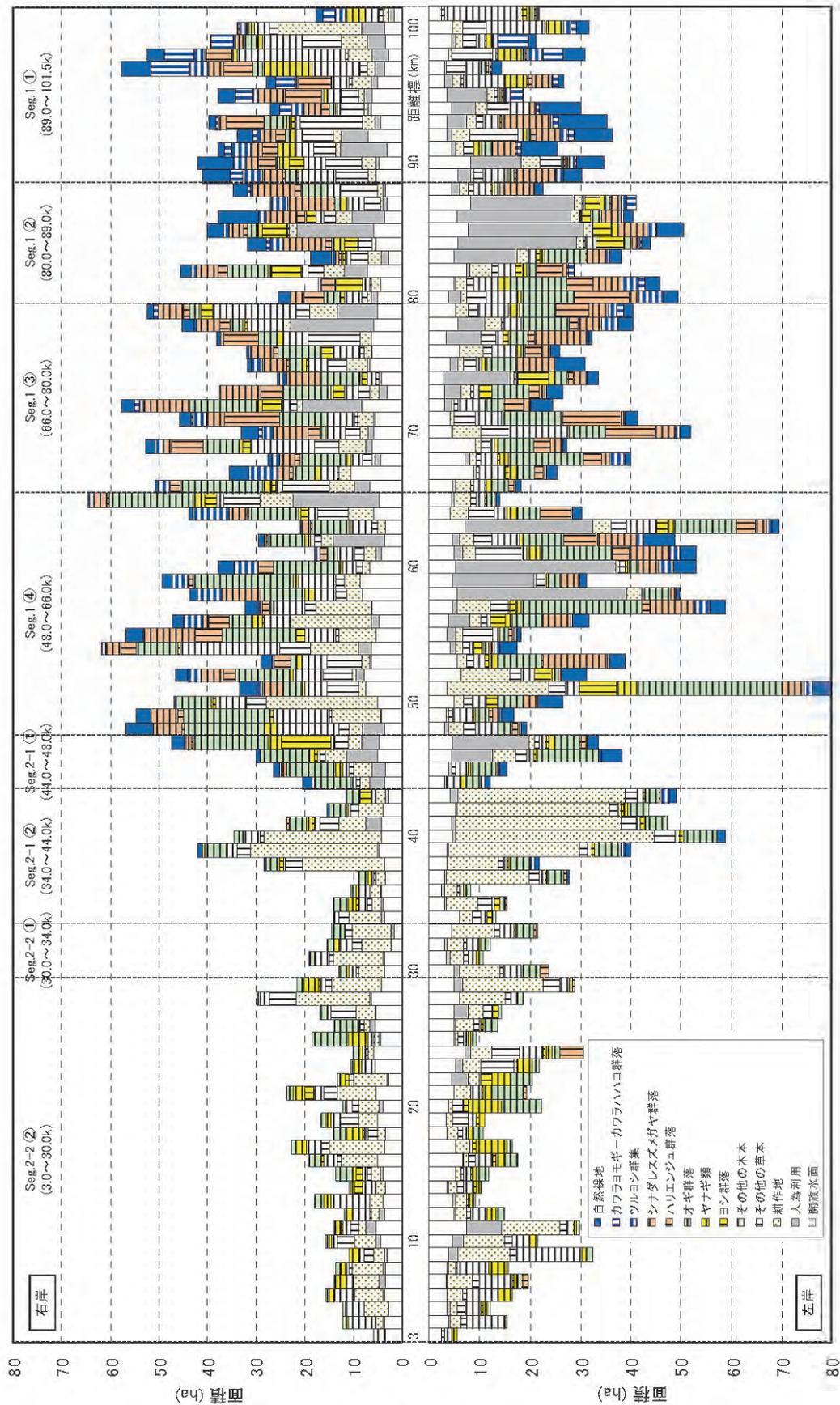


図 3.4.4 短期冠水頻度の急変点

関係を整理すると、どのセグメントともA植生の生育下限高さはK点近くにある。K点より低い水位の出現頻度が急増することから、植生繁茂領域の下限が一定以上の期間の水没に耐えられない植生の限界値を示すものと考えられる。低水路内にK点より高い河床部分が存在するところでは、その草本植生が繁茂する可能性があることを意味する。植生による土砂トラップはそこを高水敷化する可能性があり、逆に洪水による裸地化の可能性のある所でもある。K点水位は低水路川幅の変化や河道景観の変化を支配する重要な要素といえる。なおK点水位と豊水流量(年に95日は下回らない流量)時水位との差は10～20cmである。

次に小セグメント毎の植生の特徴を河川水辺の国勢調査結果より見てみよう。図3.4.5は、2006年(平成18)における河川水辺の国勢調査より河川区域内の距離標1km毎の植物群落種などが地表を覆う面積の変化を縦断方向に示したものである。植物群落種の調査は、航空写真、堤防からの傍観調査等によっており植物社会学的に詳細に調査したものではない。これによると、河川縦断方向における河道特性および河川敷利用と植生群落種が密接に関係しあっていることが読



※平成18年度調査に基づいて作図した。
 左岸20～21kの開放水面積は調査結果に記載されていないため、同区間の右岸と同じ値を用いた。

図 3.4.5 植生群落別面積の縦断分布図 (H18 河川水辺の国勢調査より)

み取れる。

以下にその特徴を記す。

・セグメント1-①= 102～89km

本区間は下流のセグメント1-②, 1-③に比べて開放水面の面積が少なく, その分, 自然裸地が多いという特徴をもつ。勾配が急であり, 河床表面に玉石が覆う面積が多く, 植生が進入する基盤として適さない空間が広いのである。開放水面が少ないのは勾配が急であること ($I_b = 1/190$, ⇒図3.2.1), 代表粒径が大きいこと ($d_R = 9.7\text{cm}$, ⇒図3.2.2) によろう。河原植生であるカワラハハコ群落等が卓越する区間もある他, ヤナギ類も多い特徴がある。また, 外来種であるシナダレスズメガヤ群落, ハリエンジュ群落も多い。右岸側の高水敷は扇状地河川であるにもかかわらず水田利用されている。灌漑用水が導水されているのである。また畑地も確認される。

・セグメント1-②= 89～80km

勾配が緩くなり ($I_b = 1/245$), 河床表面に玉石が覆う面積が減少すること, 細粒物質が砂州上に堆積できる空間が増えることにより, 自然裸地は上流に比べ少ない。河原はオギ群落, ヨシ群落が目立つ。洪水によりその一部は破壊され河原に戻ろう。高水敷化された所は, 公園として利用された(る)場所以外の所にハリエンジュ群落が進出している。

・セグメント1-③= 80～66km

さらに勾配が緩くなり ($I_b = 1/360$), 開放水面の面積が増える。河原はオギ群落となっている。自然裸地は少ない, 高水敷化された所はハリエンジュの進出が顕著である。

・セグメント1-④= 66～48km

セグメント2-1に接続する下半部は堆積空間であり, 砂州の変形・移動が上流の小セグメントに比較して大きいこともあり, 自然裸地がやや多くなっている。下流部は低水路幅が減り単列の砂州となること, 勾配が緩く ($I_b = 1/710$), 平水時の水路の水深が深くなり開放水面が減少してくる。河原はオギ群落为主体であるが左岸側にはヨシ群落も認められる。古くから高水敷であったところは畑地利用されている。一部に水田もある。ハリエンジュ群落, シナダレスズメガヤ群落の進出が顕著である。

・セグメント2-1-①および②= 48～34km

本区間の古くから高水敷であったところは畑地が多く, その中にかつて多数を占めたクワ畑が点在する。自然堤防の発達する区間であり, 表土は細砂を含む氾濫堆積物でありクワの栽培適地であったこと, 高度経済成長時代まで養蚕地帯であったことを反映している。低水路で中水敷化・島状化したところはヨシ群落为主体となっている。

・セグメント2-2-①および②= 3～34km

河岸沿いにヤナギ類, ヨシ群落, 高水敷は畑地, 水田, オギ群落のほか, その他の草本類として, ススキ群落, アズマネザサ・メダケ群落, セイタカアワダチソウ群落など種々の群落が存在する。人為的攪乱の影響が大きい区間である。

以上, 河川植生の分布特性は, 基盤材料, 洪水攪乱頻度と強度, 平水時の水位等の河道特性と, 河道特性および周辺社会条件に応じた意図的土地利用の差異に応じて小セグメントごとに変化している。すなわち小セグメントは河川植生の大局的分節化の単位となっている。

3.5 鬼怒川河道特性の共通性と特異性

山本は、沖積河川のセグメントスケールあるいはリーチスケール（蛇行長スケール）の種々の河道特性構成要素 Y_i を規定（説明）する主要因子として、平均年最大流量 Q_m 、河床材料の代表粒径 d_R 、河床勾配 I_b の3量を取り上げ

$$Y_i = f_i(Q_m, d_R, I_b) \dots\dots\dots (3.5.1)$$

の関数関係が成立するものとし、種々の河道特性を記載、分析、解釈した（山本，1994）。

鬼怒川のセグメント1の区間は、河床に新第三系の泥岩や更新統の礫層が現れている場所があるが、河床面積に占める割合が少なく沖積河川の特徴を失ってはいない。セグメント2-2の区間は、砂がなくなり通常の砂川の特徴を失いつつある。このような鬼怒川の個別河道特性と共通化された河道特性の差異を把握し、その原因を考察することにより沖積地河川の構造特性に関する知見の豊富化を図る。

(1) 平均年最大流量時に河床に働く掃流力

山本（2004 c）は、日本の一級河川沖積河道区間において平均年最大流量 Q_m 時（回帰年が2～2.5年）に低水路河床に働く平均掃流力と代表粒径 d_R （河床材料のうち小粒径成分であるマトリックス材を除いた河床材料の平均粒径）の関係を **図3.5.1** に示した。ここでは掃流力 τ を水の密度 ρ_w で除した摩擦速度の2乗 $u_*^2 = g \cdot H_m \cdot I_b$ で表してある。 g は重力加速度、 H_m は平均水深である。

この図は洪水という中規模攪乱の累積積分を時間平均値化した場の状態量であり、潜在的な自然河道（動的平衡河道）といえるものである。この **図3.5.1** の関係は沖積河川の構造を規定する最も基本的な関数形であり、これにより種々の河道特性項目特性を説明し得る（⇒注5）。

図3.5.1 に鬼怒川のセグメント毎に摩擦速度の2乗 u_*^2 と代表粒径 d_R の関係をプロットした（⇒表3.2.2）。

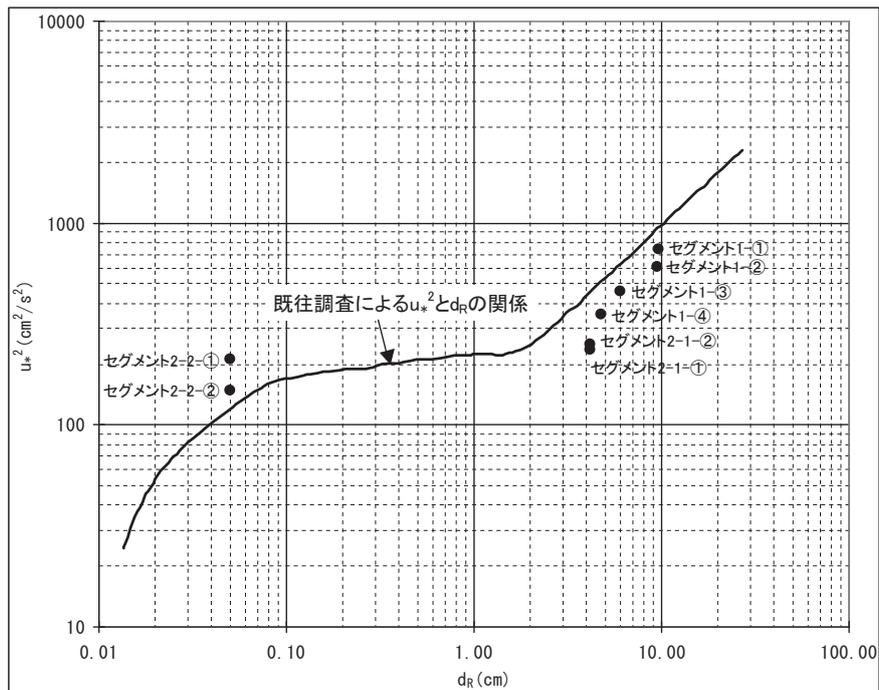


図 3.5.1 鬼怒川の河床材料代表粒径と掃流力の関係

セグメント1における代表粒径 d_r に対する摩擦速度の2乗 u_*^2 の値は、日本の他の河川より小さな値となっている。小さくなった理由として次のことが考えられる。

一点目は、平均年最大流量の評価における平均化の長さの問題である。川治ダム完成後の25年間の平均である $1380\text{m}^3/\text{s}$ を用いて評価したが、近年は $1500\text{m}^3/\text{s}$ を越えている。 $1500\text{m}^3/\text{s}$ で評価すると摩擦速度の2乗 u_*^2 の値は $1380\text{m}^3/\text{s}$ 時の値の約1.06倍となる。二点目は、掘削終了から15～30年の経過時間でしかないので河道掘削の影響がまだ残っており河積が動的平衡状態に至っていないということが考えられる。三点目は、各小セグメントの代表粒径の評価法およびサンプリングされた河床材料の代表性の問題である(⇒4.2, メモ2)。四点目は、河道特性を規定する関数関係(⇒図3.5.1)の持つ蓋然性の幅(関係線からの差異のばらつき)である。二点目の影響が強いと考える。

河床のC集団が表面を覆う面積の多いセグメント1-①においては、アーマ化により河積が縮小し代表粒径 d_r に対する摩擦速度の2乗 u_*^2 が沖積河川の平均的な関係より多少大きくなると予想されたが、そうならなかったのは河床低下の原因が河床掘削によるものであり、河岸の上・中層の堆積物は表層化の物質からなり河岸侵食を受けること、砂州が形成されており滲筋の変動があるまだ生きた河道であるからである。また、ダム直下流のように洪水によるアーミングを伴いつつ河床が下がった河道(河岸もアーマ化、河道の平瀬化)とは言えないのである。

セグメント2-1の区間は、河床材料が中砂と4cm程度の砂利からなる。砂利川から砂川へ遷移する区間であり、砂利川とも砂川とも言えないような摩擦速度の2乗 u_*^2 値となっている。

セグメント2-2における代表粒径 d_r (0.05cm)に対する摩擦速度の2乗 u_*^2 の値は、日本の他の河川より大きな値となっている。現河道は砂川と言えず、粘性土の穿入河道になりつつある。沖積粘性土が露出した区間は、河床に溝状水路が形成され、掘残されたところは平坦面を形成し草本類が進入し浮遊物質が堆積し始めている(⇒4.3)。河道として過渡期にある状態である。

川幅が縮小しつつある一方で、現河川が運んだ浮遊物質堆積物である河岸あるいは後背湿地堆積物である粘性土が侵食されている(⇒5.2)、砂川の河道スケールを規定するのは河床物質の移動し易さではなく、河岸侵食側の河岸物質(氾濫原堆積物・後背湿地堆積物)の耐侵食流速が規定することを示そう。

(2) 砂州形態

セグメント1および2-1における砂州のスケール、砂州列数、平面形態は、平均年最大流量時の川幅水深比の関数であり、その関係は一般的なものである。その他の河道特性についても同様である。

セグメント2-2の河道は、現在、砂川と言えず砂州がほとんど消滅し穿入河道の特性を持つ(⇒4.3)。

(3) 植生

河川植生の分布特性は、基盤材料、洪水攪乱頻度と強度、平水時の水位という物理化学環境に応じて群落分布しているが、人間による河道掘削や上流ダム群による人為的インパクトの影響により、また高水敷の意図的土地利用により、植生は人為の影響を受け、まだ遷移状況にある。

4. 河道特性の変化とその規定要因

4.1 河道変化を促した主要因と土砂収支

鬼怒川の河道は1960年（昭和35）以降大きく変化した。流域と河道に働きかけた人為的な活動が主要因である。以下にこれら要因について記す。

(1) 河道掘削，ダムの建設，砂防工事

鬼怒川からは良質な砂と砂利が取れ，古くは関東大震災の復旧工事材料として使用された。砂利採取が本格化したのは，高度経済成長時代の1960年代であり，ピークは1964年（昭和39）であった。1964年（昭和39）から砂利採取が終了した1991年（平成3）までの砂利採取許可累積量の変化は図4.1.1のごとくであり，合計2890万 m^3 にも達している。この間の直轄区間の河積増加，および上流にある3ダムおよび砂防施設の累積土砂量の変化も同図に示す。表4.1.1には河床低下量，砂防施設貯砂容量，3ダム堆砂量，砂利採取許可量の年変化量を，表4.1.2には3ダムの年間堆砂量の変化を示した。

ダムの堆積土砂量の内，約半分を占めるシルト・粘土は鬼怒川河道区間を通過して利根川に流出してしまうこと，また生産土砂量の15～25%を締める砂分はこの間鬼怒川河道から利根川の流出していることを考えると，砂利採取許可量の2倍以上が河床掘削されたものと推察される。ちなみに80～107km砂利区間では1964（昭和39）～1998年（平成10）の36年間の河床低下量は約2900万 m^3 である。この間の許可砂利採取量は1030万 m^3 の約3倍に当る。

この砂利採取によりセグメント1および1-2の河床は，ある計画幅で掘り下げられ2～3m低下した。セグメント2-2の砂も採取され，上流の多目的ダムの建設，砂防工事による砂供給量の急減もあって，現在では河床にほとんど砂の無い穿入河道となっている。

鬼怒川上流域のダムは1956年（昭和31）に完成した五十里ダムをはじめとし，1966年（昭和41）に川治ダムが，1983年（昭和58）に川治ダムが完成している。さらに男鹿川左支川である湯西川に湯西川ダムが建設中である。それらのダムの流域面積および1998年（平成10）までの土砂堆積量および比堆砂量は以下のようなものである。また中禅寺湖に流入する土砂は全て中禅寺湖に堆積する。

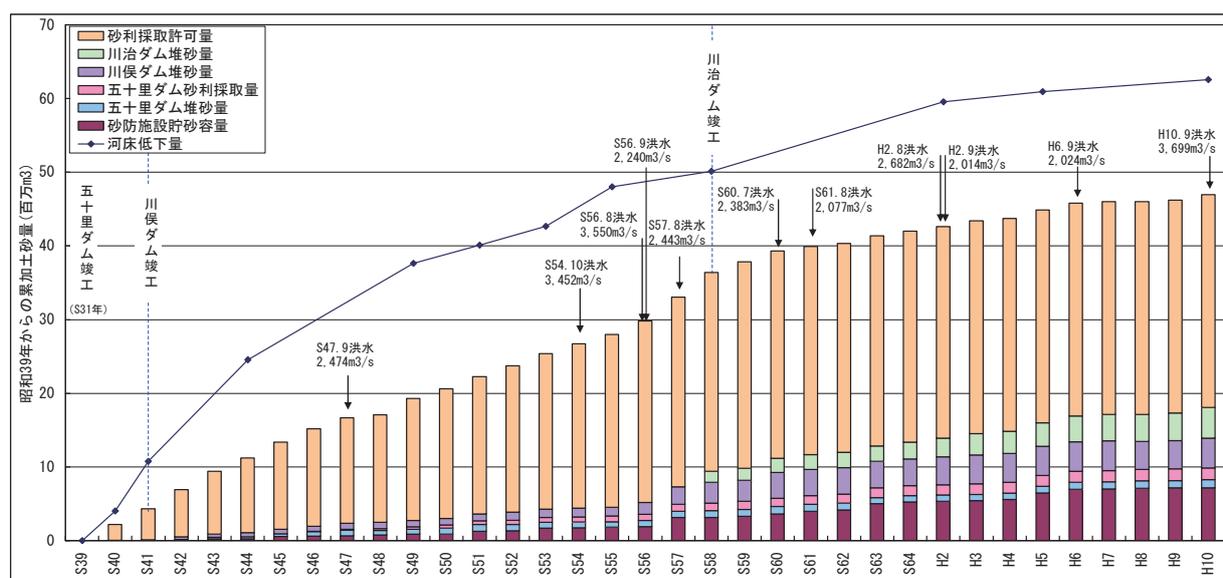


図 4.1.1 河床低下量と砂利採取量及びダム・砂防施設の堆砂量の累加量の変化

表 4.1.1 河床低下量，砂防施設，ダム施設の堆砂量，砂利採取許可量の変化

期間	年数	河床低下量 (万 m ³ /年)	砂防施設 貯砂容量 (万 m ³ /年)	3ダム堆砂量 (万 m ³ /年)	砂利採取許可量 (万 m ³ /年)
S39 - S41	1964 - 1966	2	539	0	212
S41 - S44	1966 - 1969	3	460	8	197
S44 - S49	1969 - 1974	5	262	13	128
S49 - S51	1974 - 1976	2	123	19	105
S51 - S53	1976 - 1978	2	128	22	122
S53 - S55	1978 - 1980	2	268	7	118
S55 - S58	1980 - 1983	3	71	44	118
S58 - H02	1983 - 1990	7	134	31	25
H02 - H05	1990 - 1993	3	46	37	4
H05 - H10	1993 - 1998	5	33	14	0
総計			6256 万 m ³	714 万 m ³	1496 万 m ³
				1496 万 m ³	2890 万 m ³

表 4.1.2 ダム堆砂量の変化と年堆砂量および比堆砂量

期間	年数	五十里ダム 堆砂量 (万 m ³ /年)	川俣ダム 堆砂量 (万 m ³ /年)	川治ダム 堆砂量 (万 m ³ /年)
S39 - S41	1964 - 1966	2	6	0
S41 - S44	1966 - 1969	3	25	19
S44 - S49	1969 - 1974	5	20	6
S49 - S51	1974 - 1976	2	25	3
S51 - S53	1976 - 1978	2	10	11
S53 - S55	1978 - 1980	2	7	2
S55 - S58	1980 - 1983	3	69	55
S58 - H02	1983 - 1990	7	18	14
H02 - H05	1990 - 1993	3	10	6
H05 - H10	1993 - 1998	5	8	1
総計			680 万 m ³	408 万 m ³
面積 km ²			271.2	179.4
1983 ~ 1998 における 平均年堆砂量 (万 m ³ /年)			13	8
1983 ~ 1998 における 比堆砂量 (m ³ /km ² /年)			482	442
観測開始年から 1998 年における 比堆砂量 (m ³ /km ² /年)			737 (34 年)	711 (32 年)
				1576 (18 年)

1983 (昭和58) ~ 1998年 (平成10) におけるダム流域における比堆砂量およびダム堆積量の調査記録のある年から1998年までの平均比堆砂量は表4.1.2に示した。1983年 (昭和58) 以前のデータを含めて評価した比堆砂量の方が、1983年 (昭和58) 以降のデータを用いた比堆砂量より多い。1981年 (昭和56)，1982年 (昭和57) と連続した洪水があり流出土砂量が大きかったことが影響している。

なお各ダムの完成年および流域面積は、五十里ダム (1957年 (昭和32) 完成，A=271.2km²)，川俣ダム (1966年 (昭和41) 完成，A=179.4km²)，川治ダム (1983年 (昭和58) 完成，A=323.2km²)，川俣ダム流域除くと143.8km²)，湯西川ダム (未完成，A=102.0km²)，中善寺ダム (A=125km²) である。

砂防および治山工事が大谷川 (流域面積117.88km²，中善寺湖流域を含まない)，川治ダム上流

を中心になされており，土砂の流出防止と土砂災害の防止に努めている．主な土砂供給源である稲荷川に1982年（昭和57）日向砂防ダムの嵩上げが完成し，2001年（平成13）までの貯砂率は約7割となっている（計画貯砂量1280千 m^3 ）．流域面積Aは5.8 km^2 であり，比堆砂量 $q_s = 966\text{m}^3/\text{km}^2/\text{年}$ （19年平均）である．砂防ダムでありダムから流出してしまうシルト・粘土を考えると，比生産土砂量は1300 $\text{m}^3/\text{km}^2/\text{年}$ 程度であろう．

現在，五十里ダム，川俣ダム，川治ダムの建設により，その上流からの生産土砂は，少量のシルト・粘土を除いて全てトラップされてしまう．その流域面積は612 km^2 あり，中禅寺湖ダム流域125 km^2 を除いた鬼怒川流域の山地面積1015 km^2 の60%に当る．大谷川筋における砂防ダムの建設，流路工の設置により大谷川筋の土砂供給量の減少，また電力ダムの建設は，戦前における鬼怒川への供給土砂量を70%以上減少させたであろう．

1940年代以前の山地からの比供給土砂量を4ダム流域の堆砂実績から推定された比供給砂量，残山地からの比供給土砂量（中善寺ダム上流含まず，大谷川を含む）より，流域平均比供給土砂量は750 $\text{m}^3/\text{km}^2/\text{年}$ とすると，山地からの供給土砂量（中禅寺湖流域125 km^2 を除く）は年76万 m^3 であり，そのうち扇状地の主構成材料である砂利分を15%とすると年11.4万 m^3 の砂利が供給される．これが鬼怒川の沖積谷に1万年間供給されたとすると11400万 m^3 となる．現鬼怒川の沖積谷幅を2500mと見積もり，長さ60kmとすると平均堆積厚さは7.6mとなる．**図3.3.1**に示した堤防下の地質縦断図によると砂利層は3～4m程度しかない．完新世において五行川筋・小貝川筋に鬼怒川の流路があった時期もあるので供給土砂量の推定は概略妥当であろう．

この一万年の間には男体山，日光白根山の噴火があり，スコリヤや軽石を流域に堆積させたはずである．この供給物の鬼怒川への影響は，砂利区間においては流下してしまうので大きくなかったと推定されるが，砂川の区間には砂の供給量の増加による河床上昇の増加があったであろう．

(2) 河川横断構造物の設置

2.6で記したように，セグメント1においては2つの頭首工が，セグメント2-2には7つの床止工が設置されている．

佐貫頭首工（107.3km地点）と勝瓜頭首工（66.8km地点）は左岸側に可動堰があり右岸側は固定堰である．勝瓜頭首工は**図4.1.2**の構造図に示すように可動堰部分の床盤の高さが固定堰より低いので流路を左岸側に呼び込んでいる．岡本頭首工（82.6km地点）は全面可動堰化されている．

横断構造物はその構造物の標高が固定されるため，河床変動の規制要因となる．

(3) 侵食基準面の変化

鬼怒川は0km地点で利根川と合流する．合流点地点の利根川は，鬼怒川と同様河床低下が60年代以降生じ，平水時の水位が2m程度低下している．鬼怒川に対して侵食基準面の低下であり，その影響は上流に及ぶ．

(4) 多目的ダムおよび水利施設の建設による流況変化

2.4において鬼怒川の洪水について記した．**図2.4.1**の年最大流量の経時変化および当該年を挟む10ヶ年平均年最大流量の移動平均値によると，上流ダム群の建設による洪水流量への影響は以下の様である．

60年代，70年代は，川俣ダム（1966年（昭和41）完成）が完成しており，洪水流量の低減期と考えられるが，1983年完成の川治ダム以降は，むしろ洪水流量が増加している．60年代，70年代は，

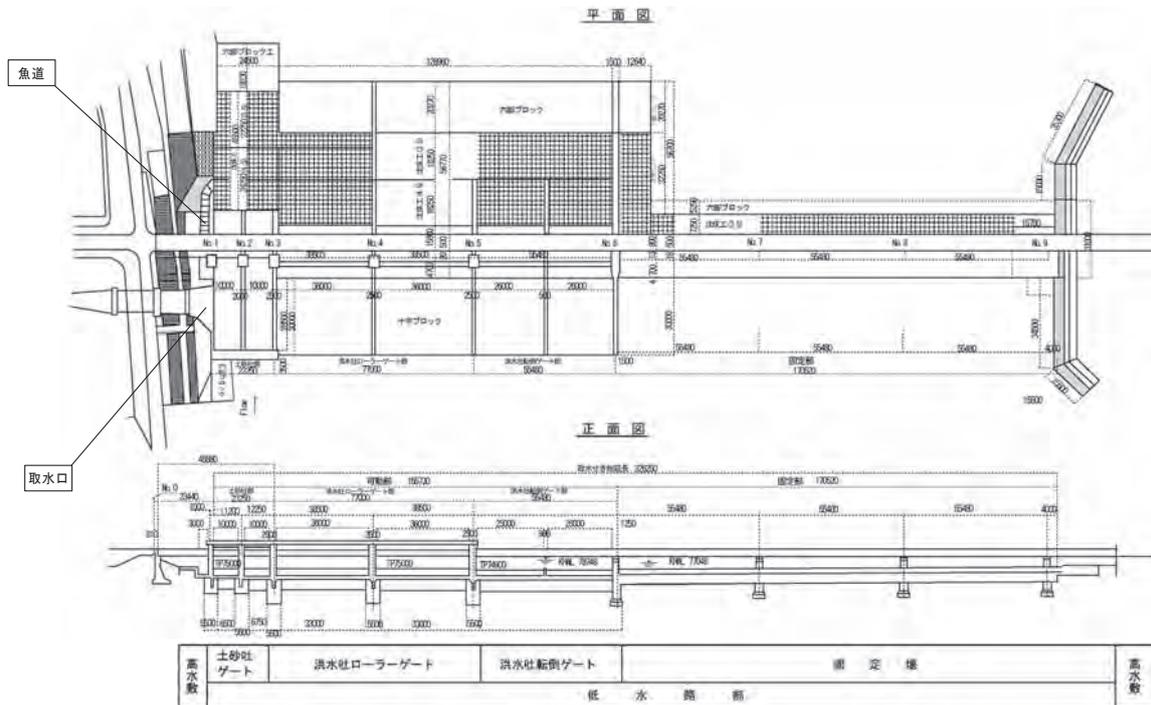


図 4.1.2 勝瓜頭首工構造図

豪雨が少なかった時期であり、本図よりダムによる洪水流量の低減量を評価できない。

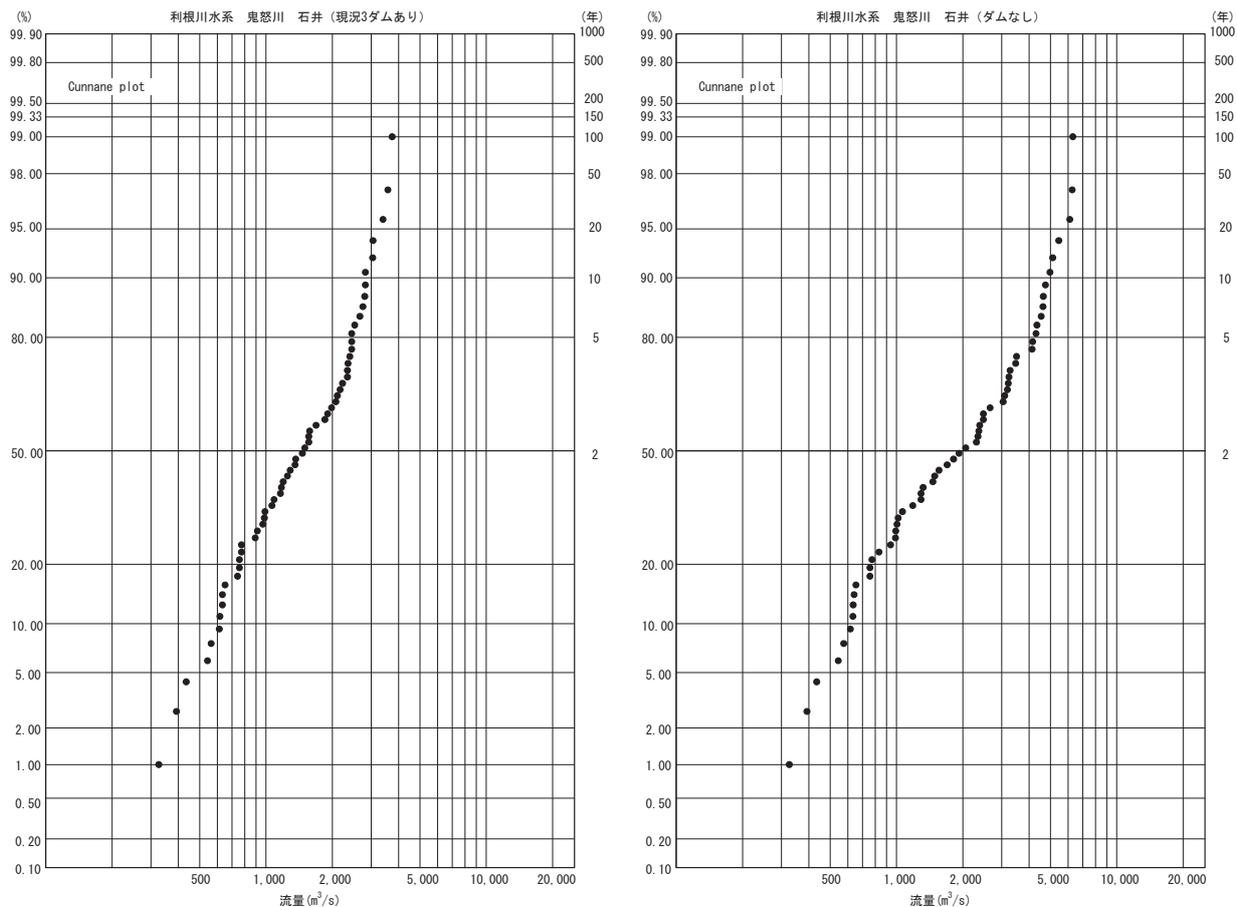
ダム群の影響は、1956年（昭和31）に完成した五十里ダム以前の洪水流量の分析が必要であるが、年最大流量の測定が連続的に為されていないので実証的に比較できない。しかしながら、平均年最大流量は現在より大きかったと推定される。その根拠は以下のようなものである。

- ・洪水流出解析による鬼怒川の3ダム有り、自然状態（ダムなし）の確率流量計算により作図された石井地点ピーク流量年超過確率図（**図4.1.3**）によると5年確率洪水で自然状態はダム有りの1.5倍、2年確率洪水で1.4倍程度の洪水流量となっている。なお年最大流量超過確率は、1936（昭和11）～2002年（平成14）における降雨実績より各年度の連続一雨流域平均雨量の年最大降雨量を評価し、その降雨のハイトグラフを用いて流出計算を行い石井地点の年最大流量を求め、各年最大流量の標本値をカナン（Cunnane）公式によりプロットしたものである。
- ・**表2.4.1**の主要洪水流量の記録によると、30年代、40年代において洪水ピーク流量および発生頻度も高い。14年間に生じた主要6洪水の平均値は約4000m³/sである。川治ダム完成（1983年（昭和58））以降14年間の上位6洪水の平均値は約2400m³/sである。

以上より、3ダム建設以前の平均年最大流量は現在より1.5倍程度大きかったと推定される。

豊・平・低・渇水流量は利水開発によって変化する。一般に利水開発により平常時の流況は安定する。その影響が、河道特性の変化に及ぼす影響は大きくないが、河原植生、水生動物の重要な生育・生息条件となる。取水施設による取水は下流での流量減、上流での水面積の増加をもたらす。頭首工の上流と下流で生物の分布や群落・群集構造の差異をもたらす。鬼怒川では夏季の渇水により頭首工下流で瀬切れ状態になることがある。

なお豊水流量と低水流量時の水位差は10cmオーダである。



(左図=現況3ダム(五十里ダム、川俣ダム、川治ダム)、右図=ダムなし)

図 4.1.3 石井地点ピーク流量年平均超過確率図

4.2 河床材料の時空変化

鬼怒川の河床材料の調査は1938年(昭和13)(安芸, 1944), 1964年(昭和39), 1996年(平成8), 2003年(平成15)に実施されている。1992年(平成4)には, 山本(1994)による線格子法による河床表層材料の調査がなされた。これらの資料により河床材料の変化を探る。

なお, それぞれの河床材料調査法は以下の様である。

1938年(昭和13)の河床材料調査は, 礫床においては表層約10cmを剥ぎ, 河床深さ0.5～1m, 幅および長さ約0.5mにおいて130～200kgの砂礫を採取し, これを標準篩によって篩分けたものである(安芸, 1944)。ただし100mm以上は100mm通過百分率の値と最大粒径の値(本論では中軸長と解釈)しか記載されていないので, 最大粒径を100%として粒度分布形を作成した。砂川においては100kg程度採取している。表層材料を除いていること, 河床材料の採取量が多いこと, 掘削などの人為的影響が少ないことより, 砂州の移動層の材量をかなりの確に捉えているものと判断される。

1964年(昭和39)の河床材料調査は60%通過粒径 d_{60} の記録が残るが, 調査資料が存置せず材料の採取法および河床材料の粒度分布形が不明であるので分析の対象から外した。

1996年(平成8)の河床材料の調査法は, 水際から3mの範囲を目安として表層面の木片, 腐食物および水草などを取り除いた後, スコップ等を利用して採取した。採取量を目安は表4.2.1, 表4.2.2の基準に準拠している。また採取材料の中に10cm以上の礫があった場合は, その大きさ(定義が記載されていないが, 中軸長として解釈する)と個数を記録した。表層を含む材料を採取したもので表層下の材料(砂州移動層の材料)の粒度分布とはいえない。水際のもので滲筋に近い所(河床低下域)の大粒径が多い表層材料を含む材料を測定したものである。表層河床下(砂州移動層)の河床粒度構成を測定したものでないこと, 全採取重量の記録が無いこと, 75mm以下の粒度分布形の整理しかなされていないので分析の対象からはずした。ただし最大粒径のデータは河床表層のアーミング程度の資料となるので利用することにした。

2003年(平成15)の河床材料調査法は, 表層30cm程度を剥ぎ, その下の材料を採取し, 採取量は1996年(平成8)の目安にしたがった。河床材料の通過河積曲線は, 125mm以上は篩いに残留する炉乾燥重量の全資料に対する割合と最大粒径の中軸長を用いて描いた。ただし採取された土砂量は最大で27kgであり, これを除けば15kg程度以下である。すなわち15cm径の石一つで採取材料の約30%を占めることになり, 精度の良い砂州移動層の構成材料測定とはいえない。すなわち採取量が不足である(⇒メモ2)。なお採取された河床材料は, 一旦河床掘削によって平

表 4.2.1 採取する試料の最少質量の目安
(土の粒度試験方法 JIS A 1204-1990)

試料の最大粒径 (mm)	試料質量 (g)
75	6000
37.5	4500
19	1500
4.75	500
2	200

表 4.2.2 採取する試料の乾燥質量の目安
(骨材のふるい分け試験 JIS A 1102)

試料の最大寸法 (mm)	試料質量 (kg)
100mm 程度のもの	35
80mm 程度のもの	30
60mm 程度のもの	25
50mm 程度のもの	20

坦化され、その後砂州が再生された後のものであるため、採取地点が濬筋近くでない限り砂州の移動層の材料を採取したものと判断される。すなわちダム建設の影響を受けた後の河床材料となっているものと見なされる。

河床表層材料の調査法は山本(1971, 1976)の方法に従い実施した。中軸長を礫径とした。河床面上の河床材料を線格子法により採取し、粒径 d の石が河床面上に占める面積の支配密度の累加関数 $S(d)$ を評価した。採取した一つの石の面積支配確率は $1/N$ (全採取石個数 N)であり、河床面の石の粒度組成が河床面下でも同じ組成を持っていれば、表層下の粒度分布(通常の篩分試験による重量累加曲線) $F(d)$ と同じものなる(山本, 1971, 1976)。すなわち、 $S(d)$ と $F(d)$ と差異を測定することにより河床表層と表層下の材料との差異やアーミングの程度を知ることができる。1994年(平成6)の調査資料は河床を見渡し、平均的な材料が存在する地点を測定したが、感覚的なものであり何処を採取したか記録が残っていない。2008年(平成20)の資料は玉石集団が集まっている地点を測定したものである。

以上のように河床材料調査法およびそのデータ整理法に問題があり、的確に鬼怒川の河床材料の実態を捉えることが困難であるが、データの質を吟味しながら河床材料の特性を分析する。

なお、礫床である小セグメントの代表粒径 d_r は、戦後の資料は採取量が少なく代表性に乏しいことより1938年(昭和13)の資料を基に評価することにした(⇒表3.2.1)。河床材料分析のための採取重量が130～200kgと多量なこと、マトリックス材は人為的影響でこの50年で変化が生じたと推定されるが、代表粒径は径の大きい上位2粒径集団で規定されることより変化が少ないと考えたことによる。

[1] 鬼怒川を流下する土砂の粒径集団と流入割合

図4.2.1に1938年(昭和13)および2003年(平成15)の2つの年代、すなわち戦前の鬼怒川および流域の人為的改変量の少ない時代(30年代と以下言う)、改変が終わりある程度時間が経過した時代(平成期と以下言う)の河床材料の粒度分布形を小セグメント毎に示した。

上記した河床材料調査による鬼怒川の河床材料および表面材料の粒度分布形より、検討対象区間の河床材料は、12～40cmの玉石集団、1.5～12cmの砂利集団、2～15mmの小砂利集団、0.2～2mm(主は0.2～0.8mm)の中・粗砂集団、0.060～0.2mmの細砂集団、さらに細かいシルト・粘土集団からなると評価した(⇒注6)。なお、集団のネーミングは、日本で使用されている通称を参考にしたが、鬼怒川の河道特性分析のために便宜的に付したものであり、本論でしか使用しないものとする。

これらの粒径集団が検討対象河道空間に流入し、縦断方向および横断方向に篩分けられた結果が河道地形となり、河床材料の分布形となったのである。

人為的改変量の小さかった1930年代において、全流入土砂量に対する各粒径集団の流入量の割合は、シルト・粘土集団が40～60%と推定され最も多いが、氾濫原堆積物として堆積および河床材料のマトリックス材の一部として堆積する以外は、利根川に流下してしまい河床材料の微小部分となっても主構成材料になることはなかった。

全流入土砂量に対する中・粗砂集団の流入量は15～30%と推定され、セグメント1のマトリックス材料として10～20%の構成材料となった。セグメント2-1では30～60%となり砂川とも砂

利川とも言えない中間的特性を持つ河道であった。セグメント2-2では河床材料の主構成材料となったが下流利根川への流下量も多かった。

全流入土砂量に対する細砂集団の流入割合は不明であるが5～10%位あるのでないかと推定する(利根川下流のセグメント3の主河床構成材料である。また鬼怒川の河畔砂丘の構成材料でもある)。この材料はセグメント2-1および2-2の自然堤防堆積物および河岸構成材料となったが、低水路の河床材料となることはなく、ほとんどが利根川へ流出した。

全流入土砂量に対する砂利集団の流入割合は10～15%であろう。セグメント1の主河床材料構成材料となり、セグメント2-1の河床材料の30～50%を占めた。

全流入土砂量に対する小砂利集団の流送割合は小さく、小砂利集団を主河床材料構成とする小セグメントを形成できなかった。セグメント1およびセグメント2-1の河床材料のマトリック材の一部として埋もれてしまうのである。

全流入土砂量に対する玉石集団の割合はそれほど多くないと推定される。せいぜい1～2%程度であろう。推定の根拠は以下のようなものである。ここ一万年間の砂利および玉石集団の堆積量の割合を以下のように評価する。セグメント1-①および②では玉石集団の割合が多くチャンネル・ラグ・デポジットであるC集団と言えない。一方、セグメント1-③および④では玉石集団の割合が少なくC集団とみなされよう。そこで、砂利と玉石の堆積区間55kmの内、上流22km区間のみ玉石集団が堆積し、そこでの玉石および砂利集団の堆積量を多少大目に見積もり30%が玉石集団と仮定し、さらに堆積幅および堆積厚さが縦断方向に変らないとすると、砂利集団の12%が玉石集団の堆積量となる。全流入土砂量に対する砂利集団の流入割合10～15%であるので玉石集団の割合は1～2%程度となる。

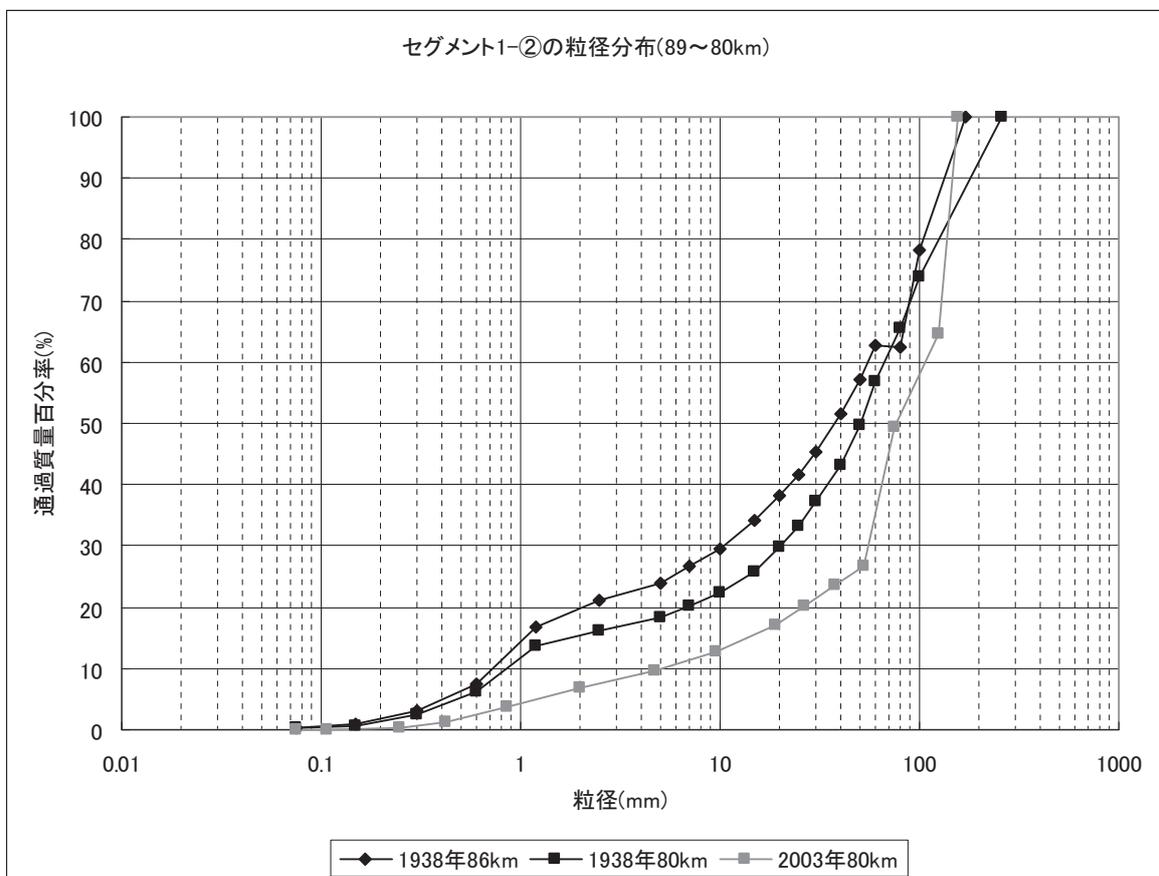
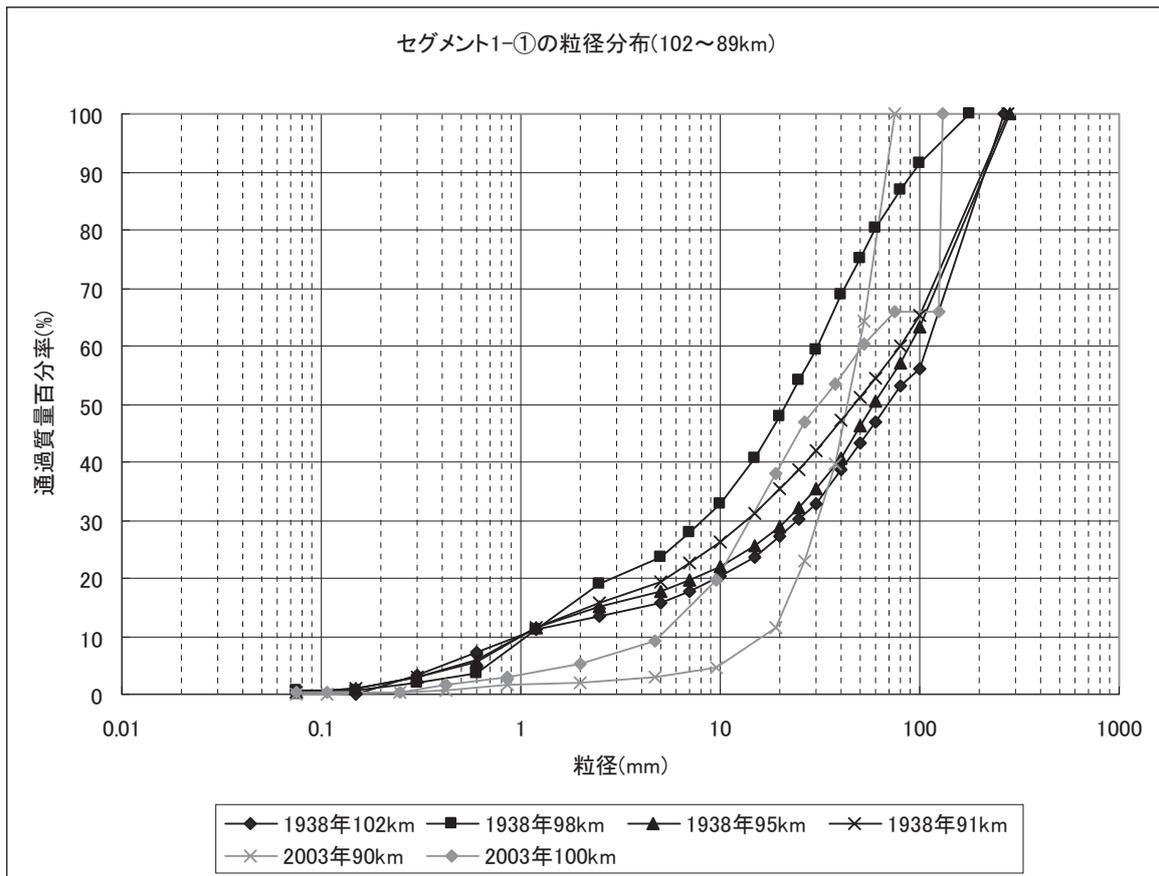


図 4.2.1 セグメントおよび年代ごとの粒度分布図 (1)

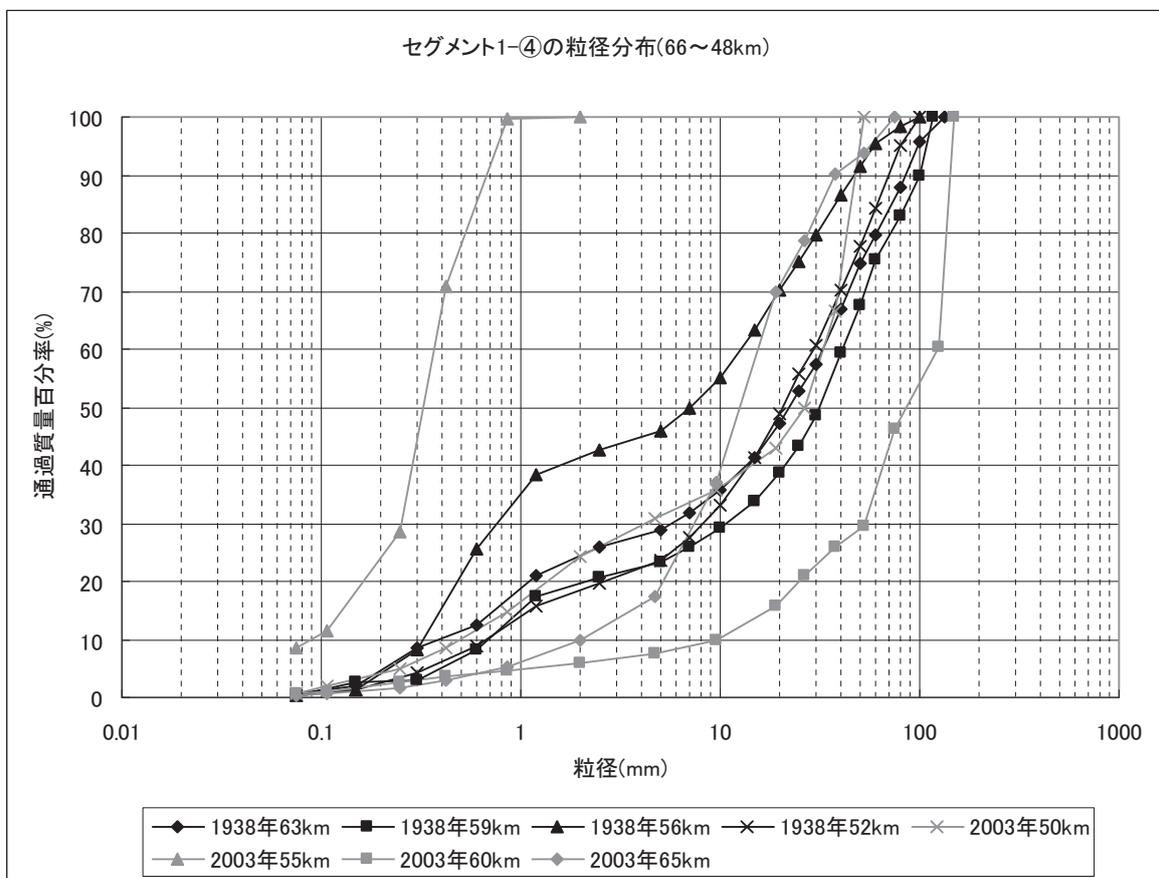
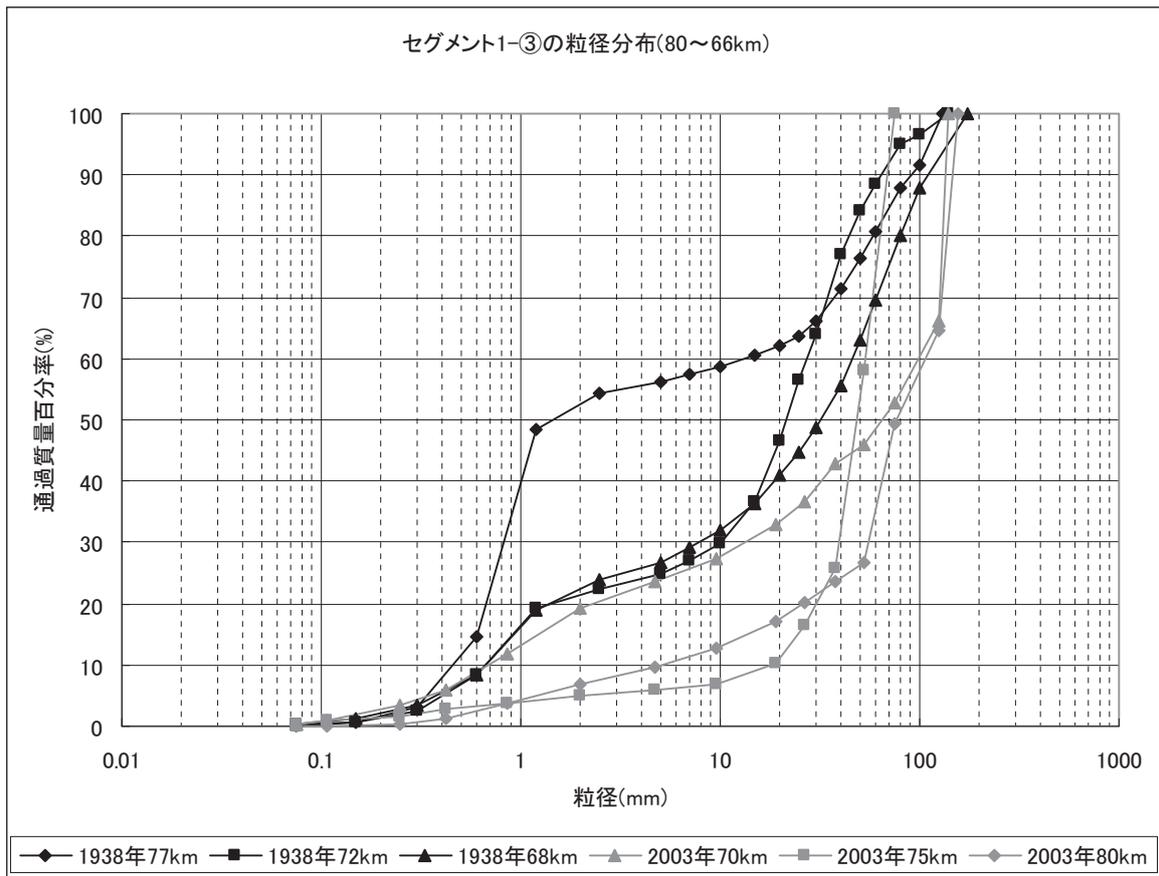


図 4.2.1 セグメントおよび年代ごとの粒度分布図 (2)

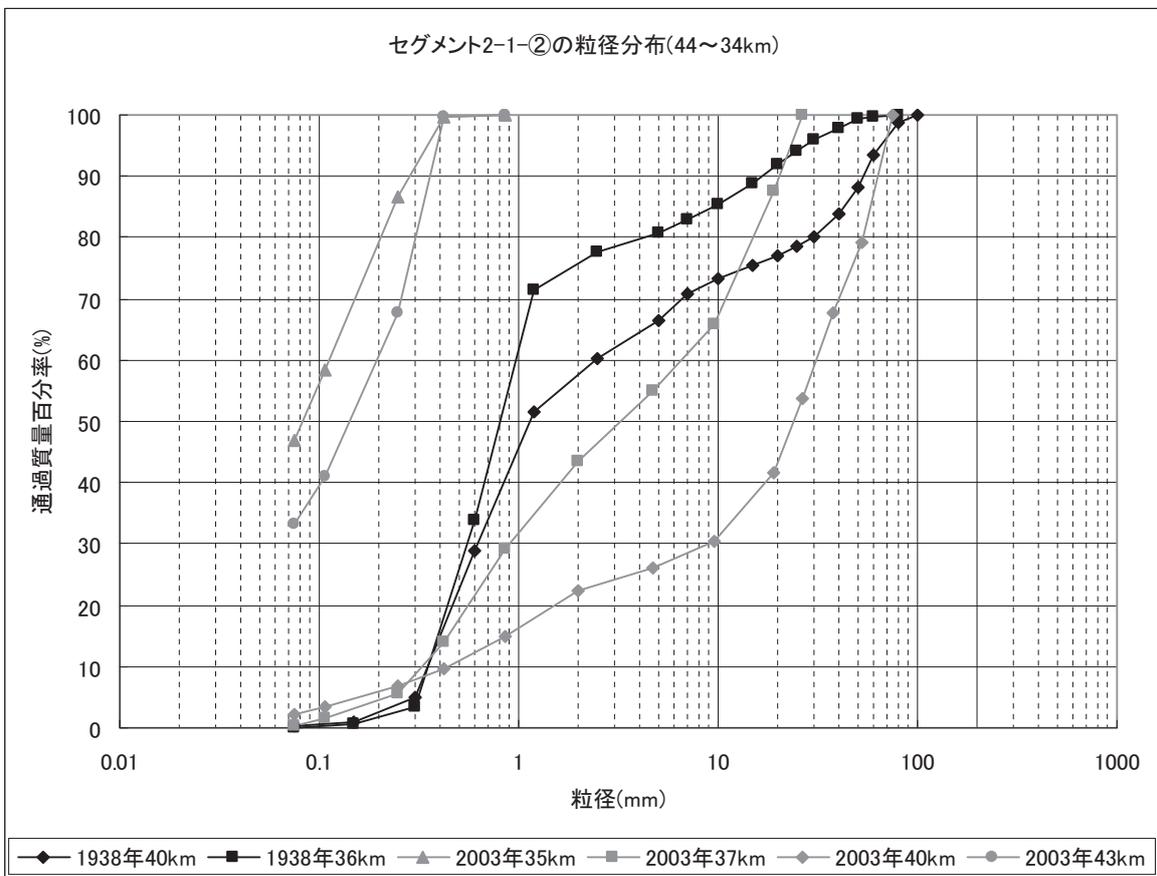
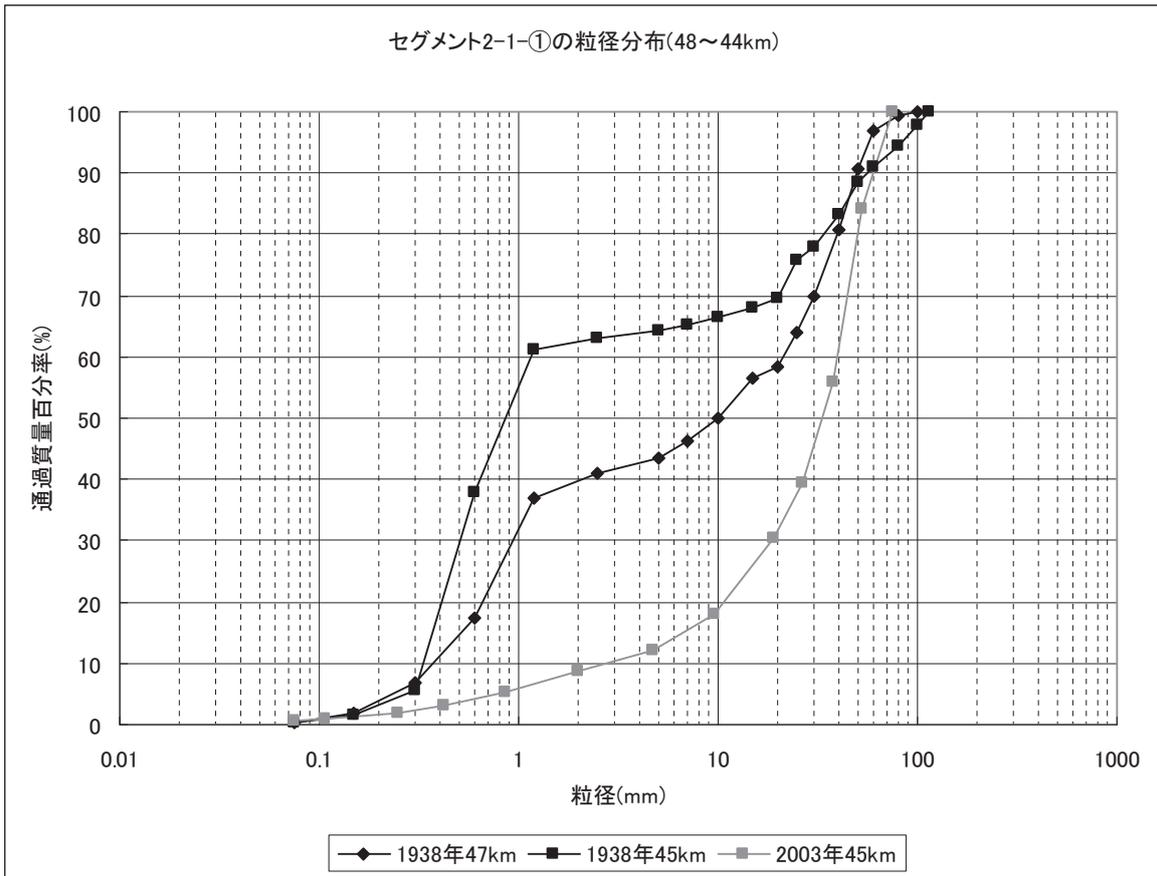


図 4.2.1 セグメントおよび年代ごとの粒度分布図 (3)

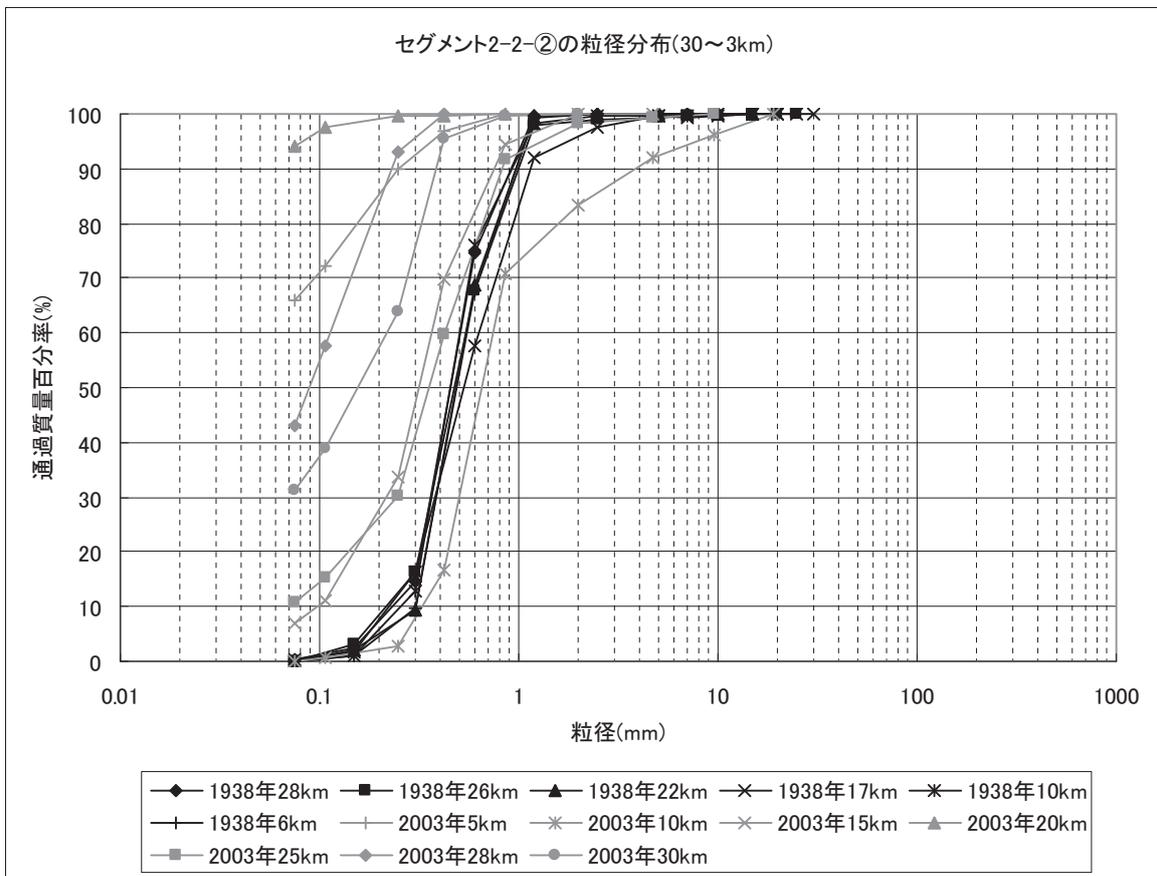
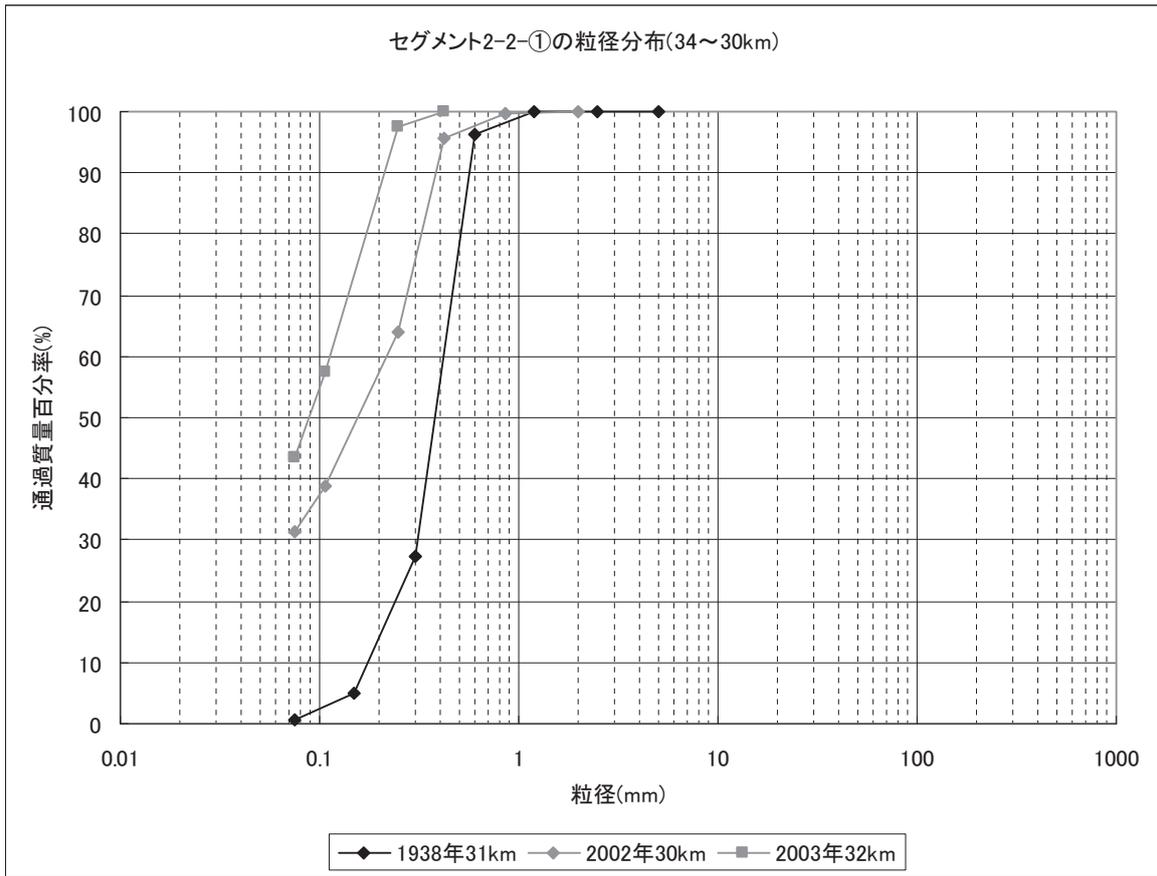


図 4.2.1 セグメントおよび年代ごとの粒度分布図 (4)

[2] 各小セグメントの粒径集団割合の時間変化とその原因

図4.2.2に1938年（昭和13）、2003年（平成15）における低水路表層下の河床材料の粒径集団毎の割合について、その縦断方向の変化を示した。ただし2003年（平成15）におけるセグメント1における河床材料調査は採取量が少なく、河床構成材料の代表とするのは問題が多い。これより、2つの時代における河床材料の構成割合の変化とその要因をさぐる。

① セグメント1

セグメント1の河床材料は、玉石（12～40cm）、砂利（2～12cm）、小砂利（0.2～2cm）、中・粗砂（0.2～0.8mm）の4つの粒径集団からなる。

30年代、セグメント1-①では玉石集団の構成割合が10～30%と多く、この集団はチャンネル・ラグ・デポジット（chanell lag deposit）集団とは言えない（⇒注6）。河床構成材料のメイン集団は、玉石集団および砂利集団の混合物である。セグメント1-③、1-④において玉石集団はチャンネル・ラグ・デポジット（chanell lag deposit）集団と見なされ、河床構成材料のメイン集団は砂利集団となる。この変化は河床勾配および河床に働く掃流力と調和的である（⇒図3.2.6）。

平成期は、30年代に比べ中・粗砂集団の割合が1/3～1/5となっている。セグメント1-③および④において玉石集団が増加した様に見えるが採取量が少ないので（玉石集団は1個程度しか採取されていない）結論とすべきではない。

② セグメント2-1

セグメント2-1区間では、河床材料は砂利集団、小砂利集団、中・粗砂集団の3つからなる。

30年代は、砂利集団および小砂利集団と中・粗砂集団が河床構成材料の半々位であったが、平成期には中・粗砂集団の割合が50%から10%程度に減少し1/5程度となった。

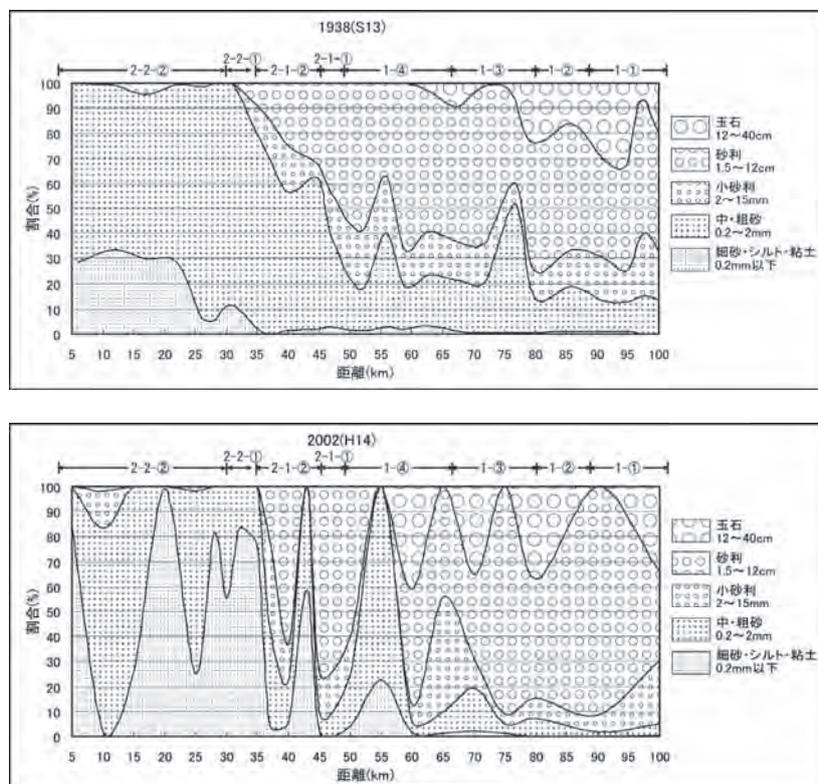


図 4.2.2 1936 年および 2003 年の粒径集団の割合縦断図

③ セグメント2-2

30年代および60年代においては河床材料が中・粗砂集団であったが、平成期には細砂集団とシルト・粘土集団からなる材料である地点が増加した。

図4.2.3は1938年(昭和13)、2003年(平成15)の表層下の最大粒径縦断方向変化、1992年(平成4)、1996年(平成8)、2008年(平成20)の表層の最大粒径縦断方向変化を示したものである。

30年代の表層下の最大粒径は、セグメント1-①、1-②で30cm弱、セグメント1-③で17cm程度、セグメント1-④で13～10cm程度、セグメント2-1では玉石集団の抜けた10cm程度であった。平成期においては、一見、最大粒径が小さくなったように見えるが採取量が少ないので結論とすべきでない。30年代と最大粒径が変わらない地点、大きくなっている地点があるので、最大粒径はあまり変わっていないと見なしたほうが良いと判断する。最大粒径が大きくあるいは小さくなる合理的理由も見つからない。

平成期の表層材料の最大粒径は、セグメント1-①、1-②、1-③で30～25cm程度、セグメント1-④では60kmより下流で20cm程度である、セグメント2-1では玉石集団が存在せず10cm以下となっている。なお1996年(平成8)のセグメント2-1における水際の表層材料の最大粒径は、表層下の最大粒径より小さく砂利分が抜けて砂集団となっているものもある。小洪水によってセグメント1から供給された小砂利および中・粗砂集団が水際に堆積したのであろう。

30年代の表層材料の資料が無いので最大粒径が平成期と異なっていたか実証的に比較することができない。セグメント1-③および1-④における玉石集団の割合は30年代より平成期には多くなったと推定されるが、玉石集団の移動速度は遅いので30年代の表層最大粒径は平成期と同様なものであったであろう。

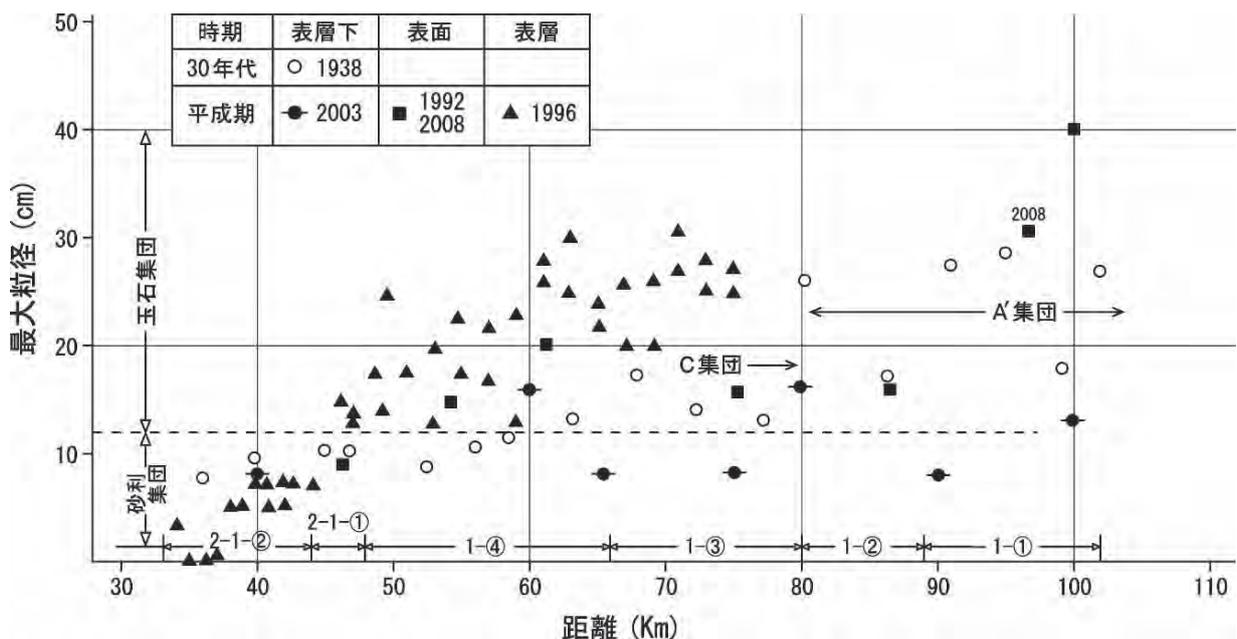


図 4.2.3 表層下および表層の最大粒径の縦断変化

以上の変化は、上流山間部におけるダムの建設（1956年（昭和31）：五十里ダム，1966年（昭和41）：川俣ダム，1983年（昭和58）：川治ダム）と砂防工事の実施による山地部からの供給土砂量の急減（⇒4.1），各粒径集団の移動速度の差異によりもたらされたものである。セグメント2-2においてはこれに加え，河岸および河床下の土質構造とその侵食形態が関係している（⇒4.3）。

3.2において山地部からの供給土砂量は戦前に比べ30%程度に減少したと評価した。中・粗砂集団は，洪水時，セグメント1では浮遊砂およびワッシュロード的に移動し，セグメント2-1では浮遊砂，セグメント2-2では掃流砂あるいは浮遊砂形態で移動する。ダム築造等による砂供給量の減少は速やかに伝わるのである。平成期においてセグメント1および2-1の中・粗砂集団の河床材料中に占める割合が30年代に比べ1/3～1/5となったのは，砂分の供給量が1/3～1/4程度減少したのが主因である。ちなみに掃流力が同じであれば中・粗砂集団の輸送能力は河床材料中に占める中・粗砂集団の割合に比例すると見なされている（レーン・カリンスキーの浮遊砂公式，技術検討によく使用される。ただし実証的検討が為されていない）。

一方，砂利集団は掃流砂形式で移動し，さらにダム下流の山地河床に堆積している砂利が下流への供給源となるので砂利および玉石供給量の減少の影響が現れるのに時間がかかる。平成期に入ると砂利集団の供給量減少の影響が現れ，セグメント1において12cm以上の玉石集団の材料が増加傾向にあると推察するが，粒度分布形の変化として確認できていない。

セグメント2-2においては，中・粗砂集団の供給土砂量が1/3～1/4に減少し，一方，セグメント2-2区間の中・粗砂集団の輸送能力はそれほど減少しないので，河床から中・粗砂集団が抜け出し，河床および河岸は沖積粘性土層および洪積シルト層である区間が多くなり（⇒4.3），中・粗砂集団が堆積している区間が少なくなった。河床に中・粗砂から構成される砂州が消滅し，沖積粘性土が河床に露出し溝状水路が形成され河床の形が複雑となり低水路横断方向に水深の差異や洪積層が床止め機能を持つなど，平水時に流速の遅い場所が生じやすくなった。細砂集団が堆積しえる場所（中・粗砂集団と細砂集団が混合した粒度構成となっている場所もある）や細砂混じりシルトが薄く堆積できる場所が生じたのである。ただし，この細粒堆積物は平均年最大流量程度の洪水時には河床から吐き出されよう。河床材料調査で採取される材料が細砂混じりシルトとなる機会が増えたのである。

[3] セグメント1における表層材料と表層下の材料の差異とその原因

1992年（平成4）11月，上平（100km），宝積寺（86km），石井（75km），大沼（61km），大道泉（54km），川島（46km）の低水路において線格子法によって表面の礫100個を採取し，その中軸を測定し，それより河床表面礫個数分布加積曲線を作成した。なお石下地点は砂分が多いので，通常ふるい分け試験の結果（1990年（平成2）2月調査）を河床材料の粒度分布曲線とした。表層河床材料の粒度分布形を図4.2.4に示す。これによると上平地点（100km）は，88km以下のセグメントより勾配が急なこともあって，粒径20cm以上の玉石が存在するが，54～86km区間は20cm以上の玉石が見られなくなる。この区間の粒度分布は，測定地点が砂州上のどの位置であったかによって変化する。川島地点（46km）は，扇状地と自然堤防帯の変化点であり，ここでは砂利集団と粗・中砂集団の混在物となっている。

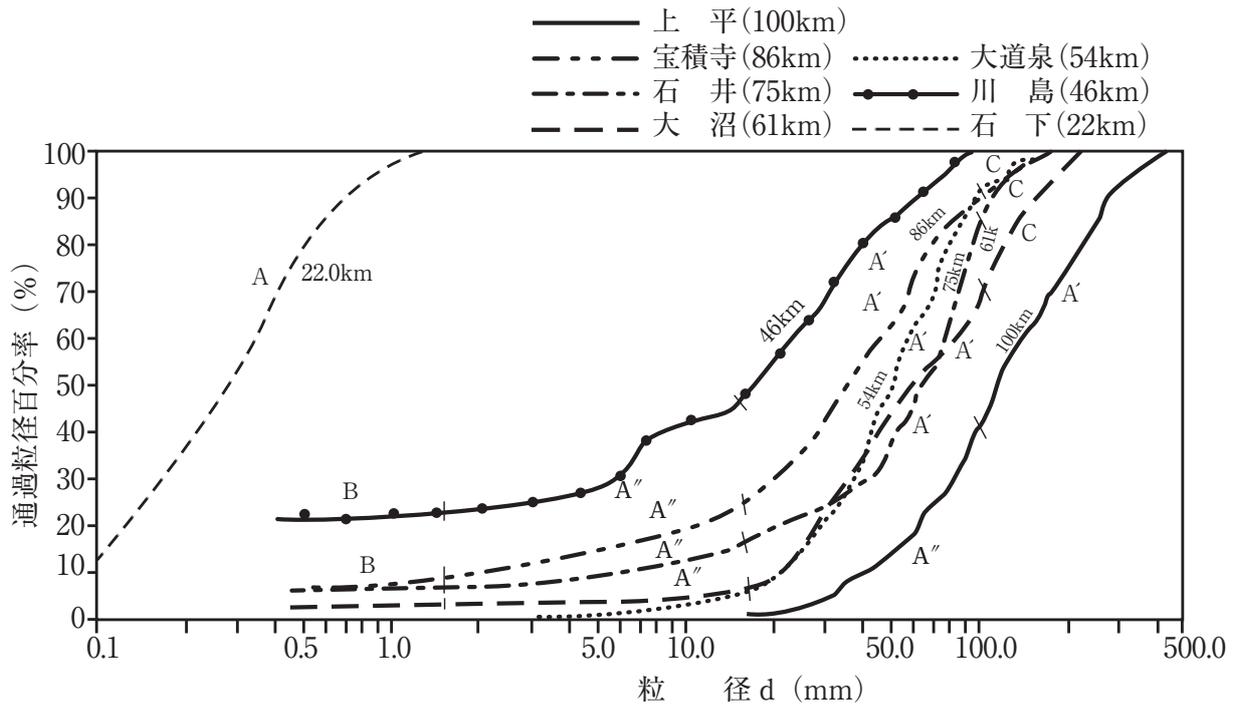


図 4.2.4 鬼怒川表層河床材料の粒度分布

表層下の河床材料は、セグメント1-①、1-②(102～80km) 区間において20cm以上の玉石集団が存在するが、セグメント1-③、1-④(80～48km) 区間においては見られない。ちなみに那珂川右支川大谷川開運橋下流(鬼怒川合流点から0.6km地点)の河床表層材料の粒度分布を図4.2.5に示す(2008年(平成20)4月23日、線格子法による調査、中軸長測定)。粒径12cm～40cmの玉石集団が60%を占め、35%はマトリック材の中・粗砂であり、多少砂利集団が存在する。図4.2.4の上平(100km)地点表層材料の玉石集団の粒径とはほぼ同等である。玉石集団の多くは大谷川から供給されていよう。

前記したように、セグメント1の河床材料は、ほぼ玉石(12～40cm)、砂利(2～12cm)、小砂利(0.2～2cm)、中・粗砂(0.2～0.8mm)の4つの粒径集団からなる。砂州上では洪水時の水深と流速が場所により、また洪水流量の変化により流速の速い位置が変化する。その結果、砂州上の位置、時期により表層材料の構成材料が変化し、また深さ方向にも粒度分布形が変化する。

その実態を、2007年(平成19)9月洪水後(石井地点ピーク流量、2819m³/s)の96～95km区間(セグメント1-①)で見してみる。表層に玉石集団が集合したところ(砂州における流れの集中部、早瀬)では、写真4.2.1(2008年2月撮影)のように玉石集団が表層を覆い粒径が大きくなっている。図4.2.6は玉石集団が集中した95.5km地点の粒度分布を示したものである(線格子法による表層材料の粒度特性調査による)。この粒径は1992年測定の上坪(100km)の表層材料とはほぼ等しい。セグメント1-①の河道区間では、洪水による河床侵食空間において玉石集団が集中し、堆積空間では玉石集団より一階層小さい砂利集団以下のものが大部分となる。また洪水終期に流速が遅くなる砂州前縁線の下流沿いに写真4.2.2(2008年(平成20)2月撮影)に示すように中・粗砂集団の砂が堆積する。ただし流水の落ち口となる部分は洪水終期に河床が低下するので玉石集団が集中する。1938年のセグメント1-①における河床材料(表層下)には12cm以上の玉

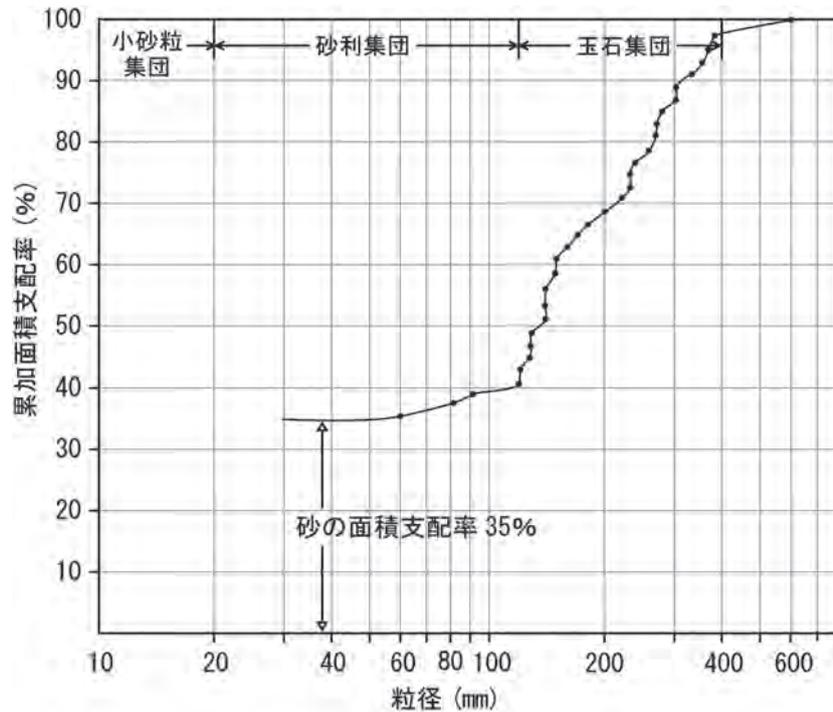


図 4.2.5 大谷川開運橋下流の表層材料の粒度分布



写真 4.2.1 95.5km 付近の 2007.9 洪水後の河床の様子 (C 集団による表層のアーミング化の状況) (2008 年 2 月)



写真 4.2.2 95.5km 付近の 2007.9 洪水後の河床の様子 (B 集団の堆積の状況) (2008 年 2 月)

石集団が30%程度存在する。玉石集団の平均粒径を25cmとし河床中に30%存在するするとし、玉石が動かないとすると50cm程度河床が下がると玉石集団が表層60%以上を占めるようになる(⇒注7)。洪水時における河床低下域は玉石で覆われてしまうのである。セグメント1-①においては、平均年最大流量程度の洪水時、玉石集団が砂利集団より少なければ玉石集団は動くとして評価されるが、集合すると移動しなくなる(⇒メモ3)。表3.2.2より、平均年最大流量を1500m³/s時の25cm粒径に対する無次元掃流力 τ_{25cm} を評価すると0.019、主流部はそれの6～8割増し以上(断面平均流速の3割増し程度)となるので無次元掃流力 τ_{25cm} は0.029～0.034となる。玉石集団が分散していれば移動しえる掃流力であるが、集合すると移動し得ない。流速の遅くなる砂州頂部付近では分散していても移動し得ない。100年確率規模の洪水であれば水深が2.5倍程度

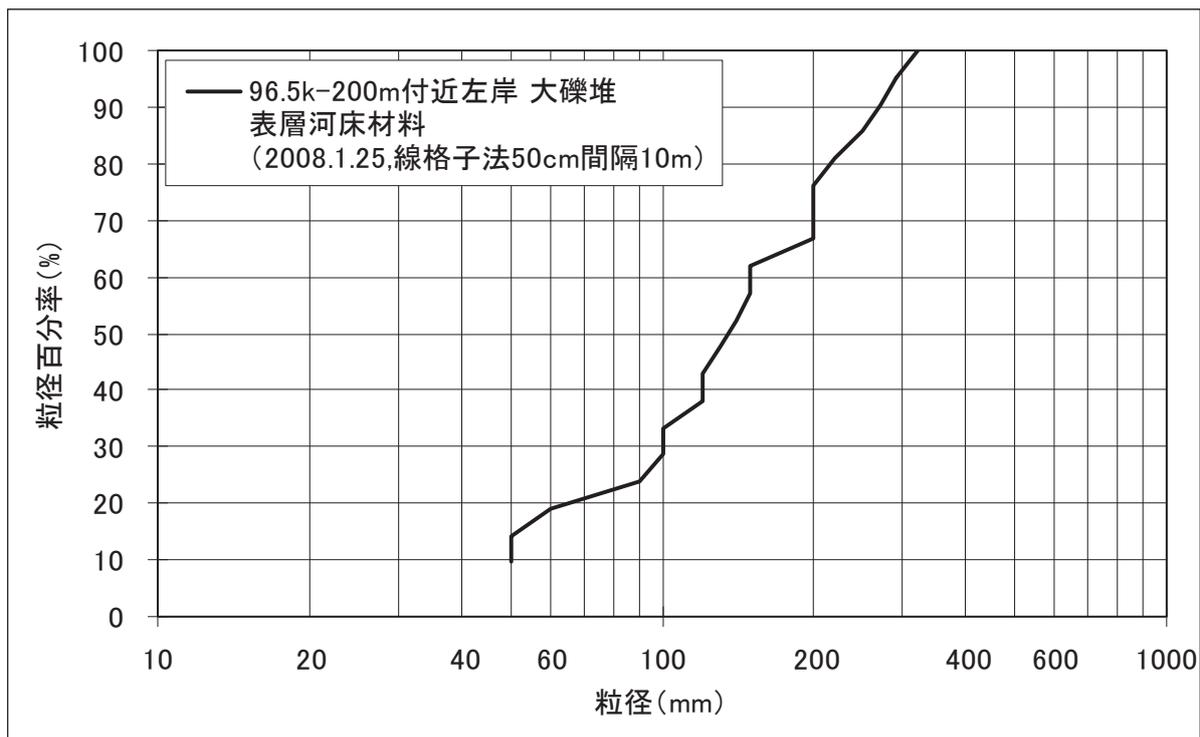


図 4.2.6 96.5km 付近の玉石の表層材料粒度分布図 (2008 年 2 月調査)

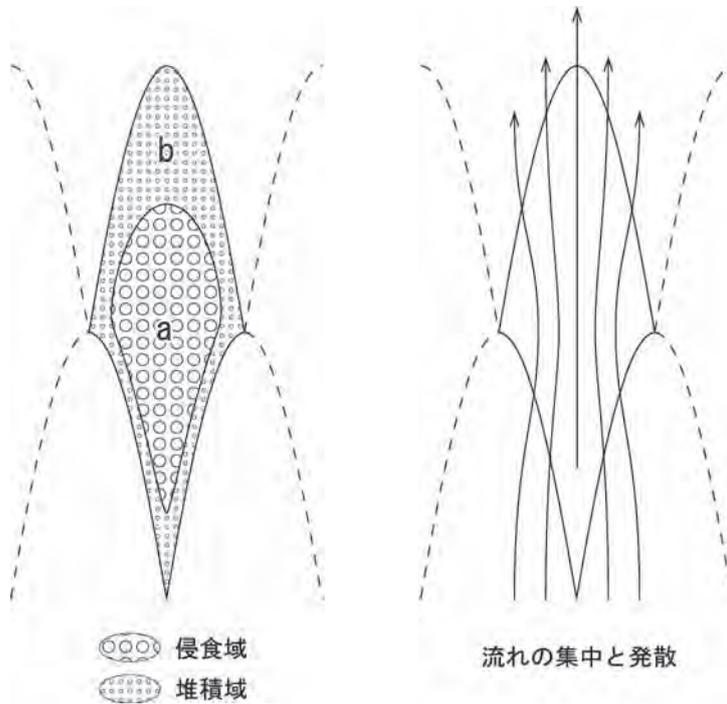
であるので、滲筋に集中している玉石集団でも移動する。

図4.2.7に洪水時の多列砂州上流れの概念図を示した。流れは砂州形態に合わせて集中と発散を繰り返し主流は蛇行する。洪水流量が大きいほどフルード数が増し慣性力が相対的に大きくなるので直進し、流量が小さいほど流れの蛇行程度が増す。

セグメント1-①では、玉石集団が移動し得るような洪水中は砂利集団および玉石集団が砂州前縁線前の斜面でそのほとんどが堆積し、粗・中砂集団は浮遊して多くは前縁線を飛び越え下流に流れるが、掃流形式で流れるもの、前縁線の背後で生じる剥離渦に取り込まれるものがマトリックス材となり河床構成材料となる。洪水終期には砂州頂部は空中に露出し網状流路となる。洪水減衰期に表層から抜け出した粗・中砂集団は砂州前縁線前の斜面に堆積し distal deposit となる。また砂州前縁線付近が溝状に侵食され(櫛の歯状に溝が形成されることがある)、その粒径が大きくなることもある。洪水流量の変化に応じて、流速、流向が変化し、河床の侵食域、堆積域が変わり、土砂の粒度構成が変わる。すなわち、供給土砂に種々の粒径集団が存在する場合には、河床材料の採取位置および採取深さにより河床材料の構成材料は異なる。これが河床材料の粒度構成の把握を困難にする。

セグメント2-1区間では、表層河床材料の粒度分布(図4.2.4の川島46km)は、玉石集団が抜け落ちた砂利集団と中・粗砂集団からなる。ただし中・粗砂集団の表層における割合は、流水にさらされた時間、場所により異なる。

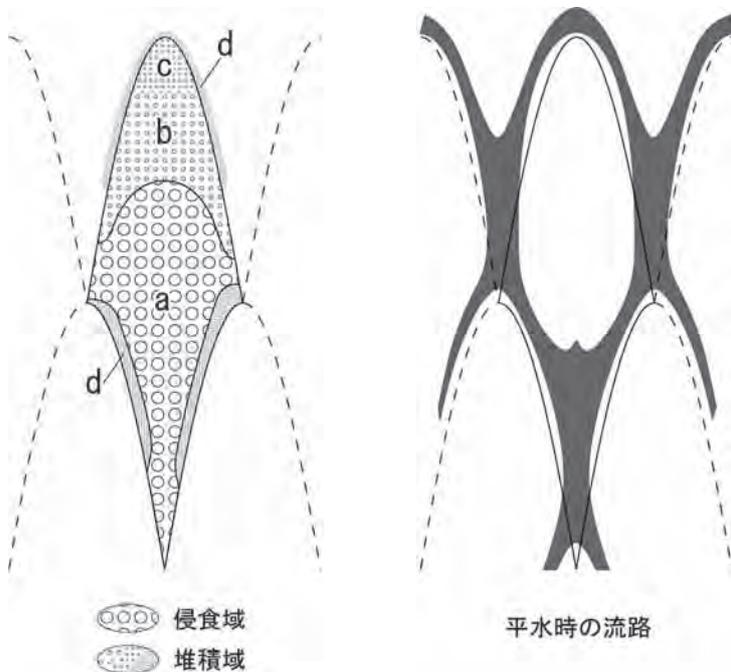
a) 洪水時の侵食域と流線



- a : 侵食域 C'+A'集団
- b : 堆積域 A'+A''集団

注) 洪水中 a 域に縦筋状に A'集団以下の材料が流れ、表層粒径が細かくなることがある。

b) 洪水終期の侵食域と堆積域



- a : 侵食域 C'+A'集団
- b : 堆積域 A'+A''集団
- c : " A''+砂集団
- d : " 砂集団 (distal deposit)

注) 砂集団は砂州前縁線前面に堆積する。小洪水で移流され消滅する。
cは小洪水、植生の進入によって粒度構成が変化する。

図 4.2.7 洪水時の多列砂州上の流れの概念図

[4] 縦断方向の粒径変化の要因

ところで3.2で記したように小セグメント毎に河床材料に差異があり、下流の小セグメントほど大粒径物質が少なくなり、相対的に細粒径物質の割合が多くなる。山間部から出た河川の河床砂礫の縦断的な粒度分布の変化を説明する説は、大きく二つに分類される。

- ① 流水による砂礫の選択運搬作用が支配要因だという説
- ② 流送砂礫の破碎・摩耗作用が支配要因だという説

中山他(1964)は、河床材料の円摩度の変化より推定し、②の寄与度は2%程度とした。Bradley他(1972)は、現地河川の岩質別粒度の縦断変化と回転ドラムによる岩石の破碎・摩耗実験結果より①のほうが河床材料の変化の原因として支配的だとした。一方、小玉他(1989)は、河床材料の同一粒径階級に属する礫ごとに岩種構成材料の縦断方向の変化を調べ②の作用が4~7割だとした(⇒注8)。さらに小玉(1990a)は特別に工夫した回転ドラムにおける岩石の摩耗率、粒径階級別の粒径変化率により、砂利河川での摩耗・破碎の影響を評価して4~6割程度としている。

以上示したように、①と②の河床材料縦断方向変化への寄与率の評価には大きな違いがある。

そこで1990年(平成2)2月鬼怒川を対象に次のような調査を行って、鬼怒川の扇状地における粒径変化がどちらの要因に規定されているか調べた(山本, 1994 d)。

(1) 調査の前提

調査方法を立案するに際し、過去に行われた岩の摩耗試験などの結果を基に、岩質が異なれば破碎・摩耗しやすさが異なるとの前提条件を設けた。この条件下では以下のような仮説が成り立つ。すなわち、河道縦断方向に河床材料を採取し、ふるいにかけていくつかの粒径階層に分ける。さらに各階層ごとに岩質の組成割合を調べる。破碎・摩耗説が成り立つと仮定すると、ある特定の岩質の石は摩耗しやすいので川を流下するにつれて粒径を減じるが、別のある特定の岩質の石は流下してもなかなか摩耗しない。このため、河道縦断方向に河床材料の粒径階層別の岩質組成割合を調べれば、破碎・摩耗しやすい岩質は下流に行くに従い大粒径階層での存在割合が減少し、小粒径階層での存在割合は増加するはずである。もし破碎・摩耗作用が山地部で概ね終わっているならば、上下流を通じ各粒径階層における岩質の存在割合は一定となるはずである。

鬼怒川の山地域の岩質は図2.2.1に示したように、玄武岩、安山岩、花崗岩、石英閃緑岩、流紋岩、石英斑岩、粘板岩、砂岩、チャートなどさまざまな硬度、破碎特性を持つ岩石からなっているため、調査原理のところで述べた岩質ごとに摩耗特性が異なるという前提条件によく合致する。また、砂利川区間が70km近くあり、長く急流であるので岩石の摩耗が起きやすい環境にある。さらに支川の流入が田川のみであり、その合流流入地点が砂利川の末端である。支川からの特定岩質の供給の影響を考慮する必要がない。

(2) 調査対象地点と調査方法

調査地点は図4.2.4に示す上平(100km)、宝積寺(83km)、石井(75km)、大沼(62km)、大道泉(55km)、川島(46km)の6地点であり、扇状地の扇頂から扇端まで及んでいる。川島より下流では河道は、自然堤防帯へと移行し、河床材料が中・粗砂となるので岩質組成の判定が難しくなる。

河床礫のサンプリング方法は以下のようである。

- ① サンプリグ地点は、河床に存在する砂州の頭部付近で裸地の所とし、砂礫のサンプリグは長軸が80mm以上は面積格子法による表面礫のサンプリグを、それより小さい粒径は大礫を取り除いたサンプリグ対象地点の表層の土砂を重量約100kg程度採取し（厚さは最大粒径以下）室内でふるい分け試験を行った。メッシュの大きさは、粒径に応じて10cm, 20cm, 30cmとした。格子数は361点である。
- ② 格子点直下の石を表4.2.1に示す各粒径階層別にその個数を調べる。粒径階は長軸で判断し、そのうち粒径階ごとに50個を無作為に抽出する。50個より少ない場合は全量を採取する。次に採取した個々の礫の重量および三軸を計測し、その礫の大きさ d を長軸長 a 、中軸長 b 、短軸長 c より $(abc)^{1/3}$ として求めた。この粒径を再度、表4.2.1の粒径階層別に区分し直した。

表 4.2.1 粒径調査における階層区分（単位 mm）

粒径	640 以上	320 640	160 320	80 160	50.8 80	38.1 50.8	25.4 38.1	19.1 25.4	9.52 19.1	4.76 9.52	2.0 4.76	0.84 2.0	0.42 0.84	0.25 0.42	0.105 0.25	0.074 0.105	0.074 以下
区分	面積格子法				ふるい分け試験												

- ③ ふるい分け試験より、粒径2mm以上の各階層については、各階層より100個の石を無作為に選んだ。
- ④ 次に岩質の判定を行った。
 岩質の判定は、粒径9.25mm以上の階層の石は個々の重量を測定したうえで、個々の石をハンマで砕いて肉眼により観察した。
 粒径4.76～9.52mmおよび2.0～4.76mmの階層の石に対しては、無作為に100個の石をサンプリグした後、100個の全重量を測定し、外見の色調から個々の石をグループ分けしてグループごとの石の個数と各グループの全重量を測定した。
 なお、粒径2.0mm以下の階層については岩質調査の対象から外した。
- ⑤ 岩質は次のとおりに区分した。
 - ・ Gr系……花崗岩，閃緑岩など
 - ・ Po系……玢岩，斑岩など
 - ・ Da系……石英安山岩，流紋岩など
 - ・ Tb系……石英安山岩（流紋岩質），溶結凝灰岩～凝結角礫岩
 - ・ An系……各種安山岩，玄武岩など
 - ・ Ch系……チャート
 - ・ Ss系……硬砂岩，ホルンフェルスなど
 - ・ Si系……粘板岩

岩質の同定は、地質の専門家に依頼して行った。なお本調査では河床材料の粒度分布形および縦断方向の変化がわからないので、別途1992年（平成4）11月にほぼ1990年（平成2）の調査地点で線格子法によって表面の礫100個を採取し、その中軸を測定し、それより河床表面礫個数分布

加積曲線を作成した(山本, 1972). なお石下地点は砂分が多いので, 通常のふるい分け試験の結果(1990年(平成2)2月調査)を河床材料の粒度分布曲線とした.

(3) 調査結果

表層河床材料の粒度分布形は, すでに図4.2.4に示した.

次に河床材料の粒径階層ごとの岩質組成について記す. 石礫の採取法はランダム的であり, 採取個数が十分であれば岩質組成の割合の縦断方向変化は, この河川の岩質組成の変化を表わしているものとみなすことができる.

各粒径階層の岩質組成割合縦断方向の変化図を図4.2.8に示す. 図中の()内の数字は石質調査対象礫個数を示す. 25.4mm以下はほぼ100個の石が調査対象礫個数となっているが, 320~160mmの粒径階層は, 採取サンプル数が上流から57, 18, 13, 9, 3個しかなく, 下流4地点は統計的考察に耐えない. 同様, 採取サンプル数が20以下のものが, 粒径階80~160mmで川島地点, 50.8~80mmで宝積寺地点, 大道泉地点にあり, これらの3地点も考察の対象に耐えないと判断する(⇒注9).

図4.2.8によれば, 粒径320~160mmの階層を除けば, いずれの粒径階層においても岩質組成割合に大きな変化がないことがわかる.

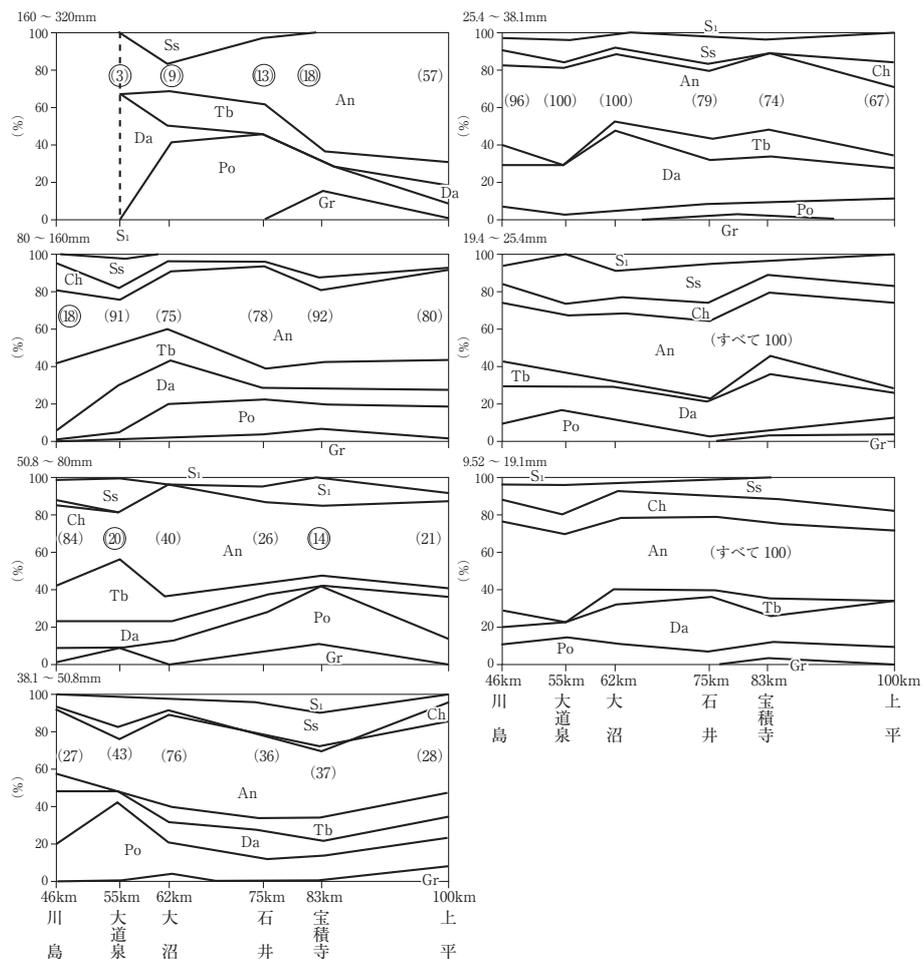


図 4.2.8 粒径階層別岩質組成率の変化 (○は 20 個以下の地点)

この結果は破碎・摩耗作用が河床砂礫の縦断的な変化の要因であるという説を支持しない。さらに以下の現象は破碎・摩耗説では説明し得ず、土砂の分級による現象としてしか説明できない。

- ① 破碎・摩耗が主因となって河床材料の縦断方向の変化が生じているとしたなら、その変化は徐々に変化していくものとなるはずである。扇状地河道区間での粒径変化は小セグメントごとに急変している。小セグメント内での粒径の変化が破碎・摩耗によるとしても、この急変の理由を説明し得ない。
- ② 頭首工による侵食基準面上昇は堰上流の河床材料を小さくする。これは土砂が分級堆積するものとして説明せざるを得ない。
- ③ セグメント2-2の沖積層の基底面には、最終氷期の海水面低下時の河川堆積物である砂利層が存在している。

以上、岩石の破碎・摩耗作用が河床材料の縦断方向変化の主要因であるという考えに対して疑問を呈した。

しかし磨耗・碎波と分級の作用がどの程度の割合で河床材料の縦断方向の変化に寄与しているかについては、定量的判断は行えていない。今のところ次のように判断しておく。

- ① 扇状地河道区間においても破碎・摩耗現象は存在する。小玉(1990b)は、梓川扇状地河道区間で安山岩礫の中径で大きいほうから50個採取し、割れ円礫の割合を調べ、割れ面の新しい礫が1~2割あることを示している。山本、平林は、1990年(平成2)2月の鬼怒川・大道泉橋(55km)地点で表層の石800個を対象に割れ具合の観測を行った。この結果、割れた跡が新しいものが70個、割れた跡の角がとれたような石は53個あった。これは全標本に対してそれぞれ8.8%、6.6%に相当する。なお割れ石の判定基準としては、石のごく一部が欠けた程度のものは割れた石とみなしており、破碎作用を強調したものとなっている。また凝灰岩はぼろぼろに崩れた形に割れているものがあつた。

割れた石は、両方がそこに存置しているものがあり、これは凍結融解作用(石礫中に存在している節理面に水が浸透し、それが凍結し膨張して割れる)で割れたと推定される。凍結融解作用による礫の破碎は河床表層近くのみ生じ、またこの影響程度は気候、岩質、粒径によって変化する。鬼怒川の洪水時の流速程度で石を河床に衝突させても石が割れることはごくまれであり、沖積河道部での礫の破碎原因に占める凍結融解作用の割合はかなり大きいのではないかと推定される。

凍結融解作用も含めて、この表層礫の10%程度の新しい破碎礫が河床材料の縦断方向の変化に及ぼす影響程度については、ある石径 d について時間 t を関数とした河床表層への存在確率、表層での破碎確率、表層下での破碎確率(ほぼ零)と、その石がある距離 x を移動する移動確率等がわかれば評価可能であるが、これを経験的に明らかにすることは不可能である。

この凍結融解による破碎は表面近くでしか生じないこと、礫は河床を転動するにつれて角が取れ丸くなるが粒径を大きく変えるものではないことより、破碎・摩耗による扇状地河川の河床材料の縦断方向変化に占める影響割合は小さいと考える。

- ② 小礫成分以下の材料は、粒子同士のぶつかり合いによる衝撃が小さく、破碎・摩耗作用による粒径変化は、ほとんどないと考える。

- ③ 沖積河川の河床および河岸堆積物は、ここ1万年間の堆積物であり、かつ堆積作用の卓越している所で、表層には新しい堆積物が次々に覆うので、酸性水の流れている河川以外では化学的風化作用による粒径変化も大きくないと判断される。

小泉他(1993)によると、北アルプス薬師岳高山帯における表層モレーンの岩屑風化皮膜の厚さは、1万年で2mm程度である。河床材料も表層に存在していれば、この程度の化学的風化作用を受けることになるが、前略したように河床表層に存在する確率が少ないので、化学的風化作用による河床材料の変化が縦断方向の河床材料の変化に寄与する影響は無視してもよいと考える。

なお更新統(10万年の時間オーダ)の段丘礫層では岩石が化学的風化を受け腐れ礫層となっているものがある。山本は沖積礫層下の更新統礫層のマトリック材は粘土化しているが礫は腐っていないのを観察している(多摩川、鬼怒川、神流川)。

以上より、またセグメント1における沖積礫層が薄いこと(⇒3.3)、さらに2.2において小セグメントの結節点が周辺段丘と関連していることより、鬼怒川セグメント1の河床勾配は、鬼怒川が現沖積谷に流下し始めた時の初期地形(地形場⇒注2)に規定され、山地より洪水によって運ばれた土砂は、その地形場の勾配、洪水流量に応じて上流の小セグメントから大粒径集団を堆積させ、その下流の勾配がより緩い河道区間では、大粒径集団が抜けた供給土砂が堆積し、大粒径集団の抜けた河床材料となったといえよう。

4.3 河床高・横断形状・平面形状の変化

[1] 河床高変化の概要

図4.3.1は1964年(昭和39)を基準とした10km区間ごとの平均河床高の経年変化を、図4.3.2には同様に最深河床高の10km区間ごとの変化を示す。図4.3.3には砂川区間の最深河床高縦断形の変化を示す。なお平均河床高は、低水路部とみなされる幅における平均河床(当該年度の河道形状に1300m³/s時の水面幅以下の平均河床高)であり、年度により評価される河道幅が異なる。

セグメント1の区間は1965年(昭和40)ごろから徐々に河床低下が進行し1980年(昭和55)から1983年(昭和58)にかけて再度河床低下速度が大きくなった。砂利採取が終わった1991年(平成3)以降は河床低下の進行が止まった。ただし60～70km区間の最深河床高は特異に1993(平成5)から1998年(平成10)にかけて低下した。これは、勝瓜頭首工下流左岸寄りの河床低下によるものである。

セグメント2-1の区間は1990年(平成2)頃まで河床が低下した。その後平均河床高の低下が止まったが、最深河床高の低下が継続している。

セグメント2-2の砂川では、1960年(昭和35)ごろから河床低下が急激に進行し、1970年(昭和45)から1980年(昭和55)は河床低下がそれほど進行していない。採算性のある砂はほぼ取りつくされたのである。1980年(昭和55)から最深河床高の低下速度が大きくなり、その進行が止まらない。

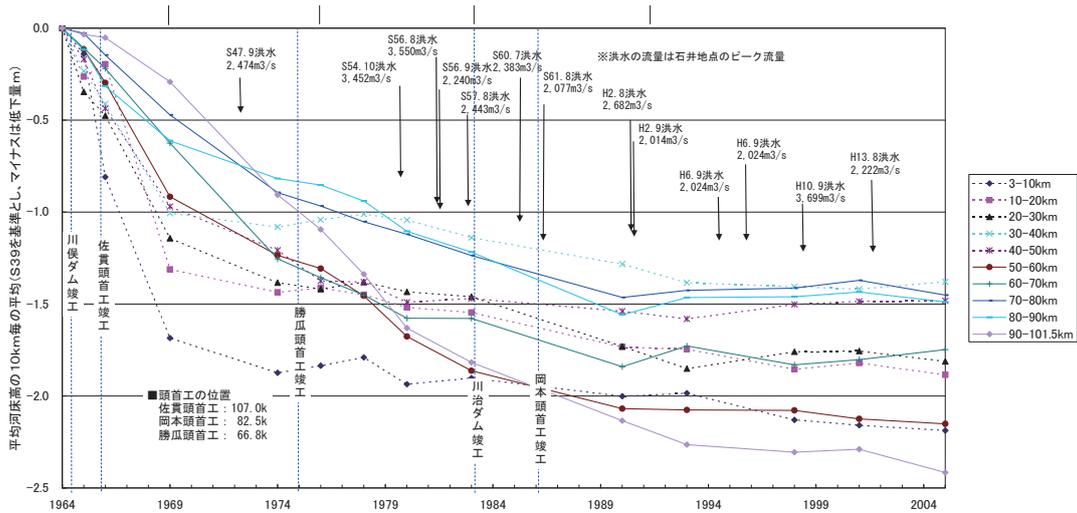


図 4.3.1 10km 区間ごとの平均河床高の経年変化

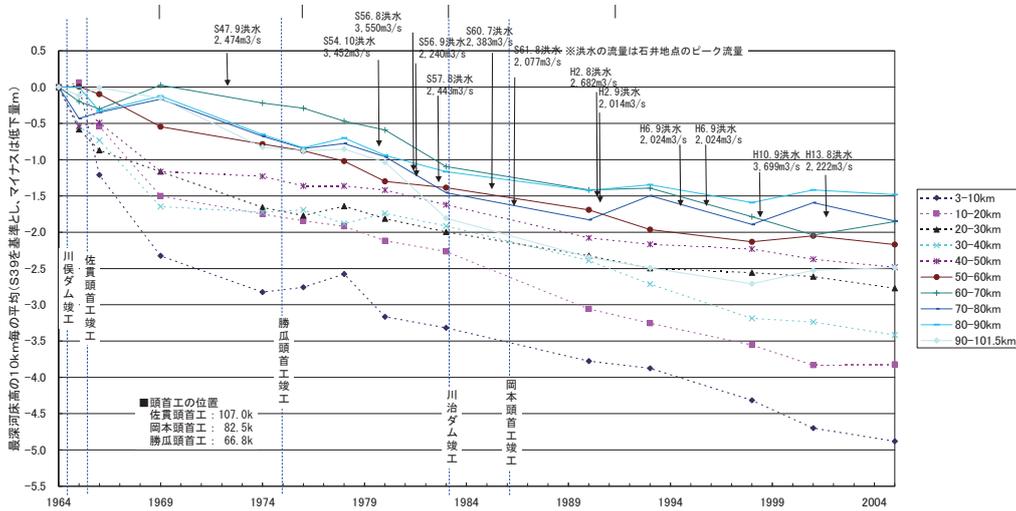


図 4.3.2 10km 区間ごとの最深河床高の経年変化

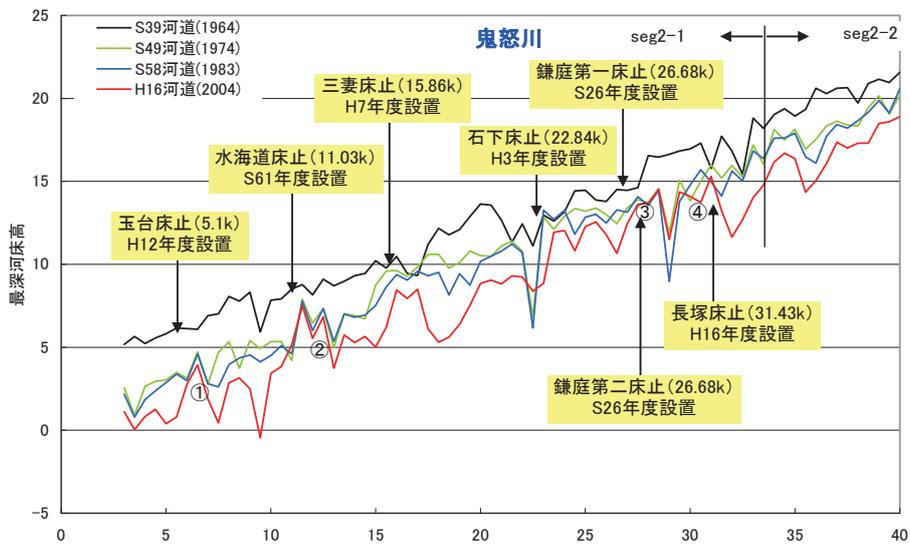


図 4.3.3 砂川区間の最深河床高縦断の経年変化

[2] 小セグメントごとの河道形状の変化

以下、セグメントごとに、典型的な河道形状の変化を詳述する。

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

102 ~ 99km区間の河道平面形状の変化を**写真4.3.1**に示す。**図4.3.4**に101km, 100km, 99kmの横断図の変化を示す。本区間は、明治末に派川西鬼怒川を締め切った所で、右岸には護岸が設置され、川幅が狭くなっている区間である。

流路幅は川幅が人為的に狭められているところは1964年(昭和39)から現在まで変化が少ないが、100km下流は川幅が狭くなっている。1964年(昭和39)において、101 ~ 100kmは1列、その下流は複列砂州が存在したが、2001年(平成13)には、101 ~ 99.5km区間は単列に、その下流は2 ~ 4列となっている。川幅水深比は狭いところで100弱、広いところで200強であり、101 ~ 99.5kmは2列の砂州となる特性を持つ区間であるが、低水路が屈曲し右岸に流水が寄るので単列的となるのであろう。なお100.75km付近にはサイフォンが横断し、河床低下による被災を防ぐため異型ブロックによる帯工が設置されている。**写真4.3.1**および横断形状図より河床掘削は昭和50年代から昭和末までなされたようである。新上平橋が架かる99.5km左岸側の高みは平成6年においても存在している。橋梁付近は掘り残されたのである。この掘り残された高みが掘削されたため、1985年(昭和60)においては99.2kmまで単列であったが、現在2から3列の砂州に変わり滲筋が変化した。

95 ~ 92km区間の河道平面形状の変化を**写真4.3.2**に示す。**図4.3.5**に95km, 94km, 93km, 92kmの横断図の変化を示す。本区間は昭和40年代に深さ2 ~ 3m, 幅320m程度に河床掘削され、掘り残された左右岸は高水敷化した。ただし92.5kmの氏家大橋の架かる部分は掘り残され平成になって掘削された。

この河床掘削が現在の川幅の規定要因となっているが、今河道は砂州の再形成に伴う河岸侵食を伴いながら川幅を広げている過程にあるようである。2001年(平成13)の2回の洪水(石井2222m³/s, 2190m³/s)により94.2km左岸は約100m侵食された。

1964年(昭和39)においては、堤防間は河原であり、4 ~ 8列の砂州が存在したが、現在は2 ~ 4列の砂州となっている。2001年(平成13)における川幅水深比は200程度である。

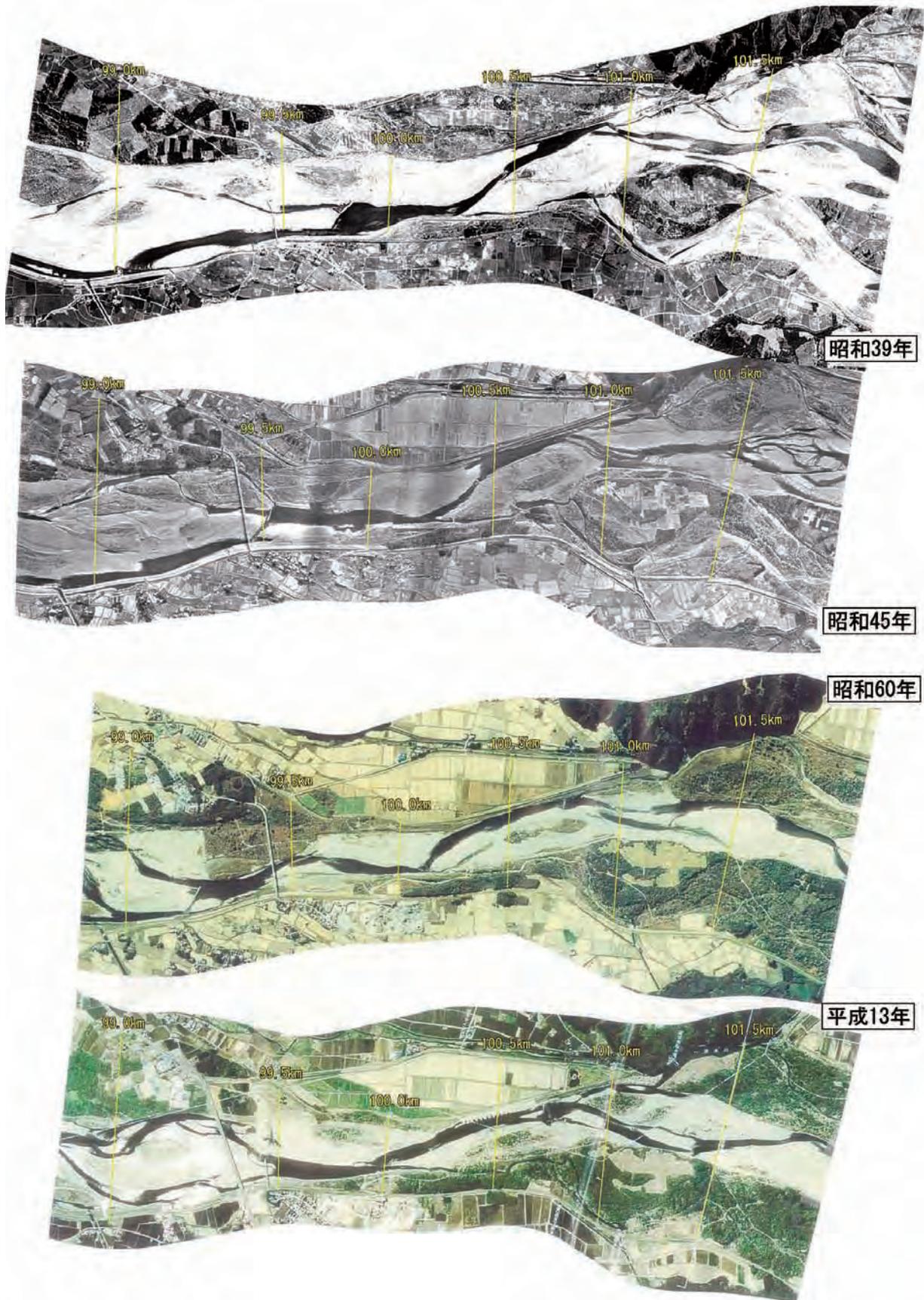


写真 4.3.1 航空写真による河道の変遷 (102km ~ 99km)

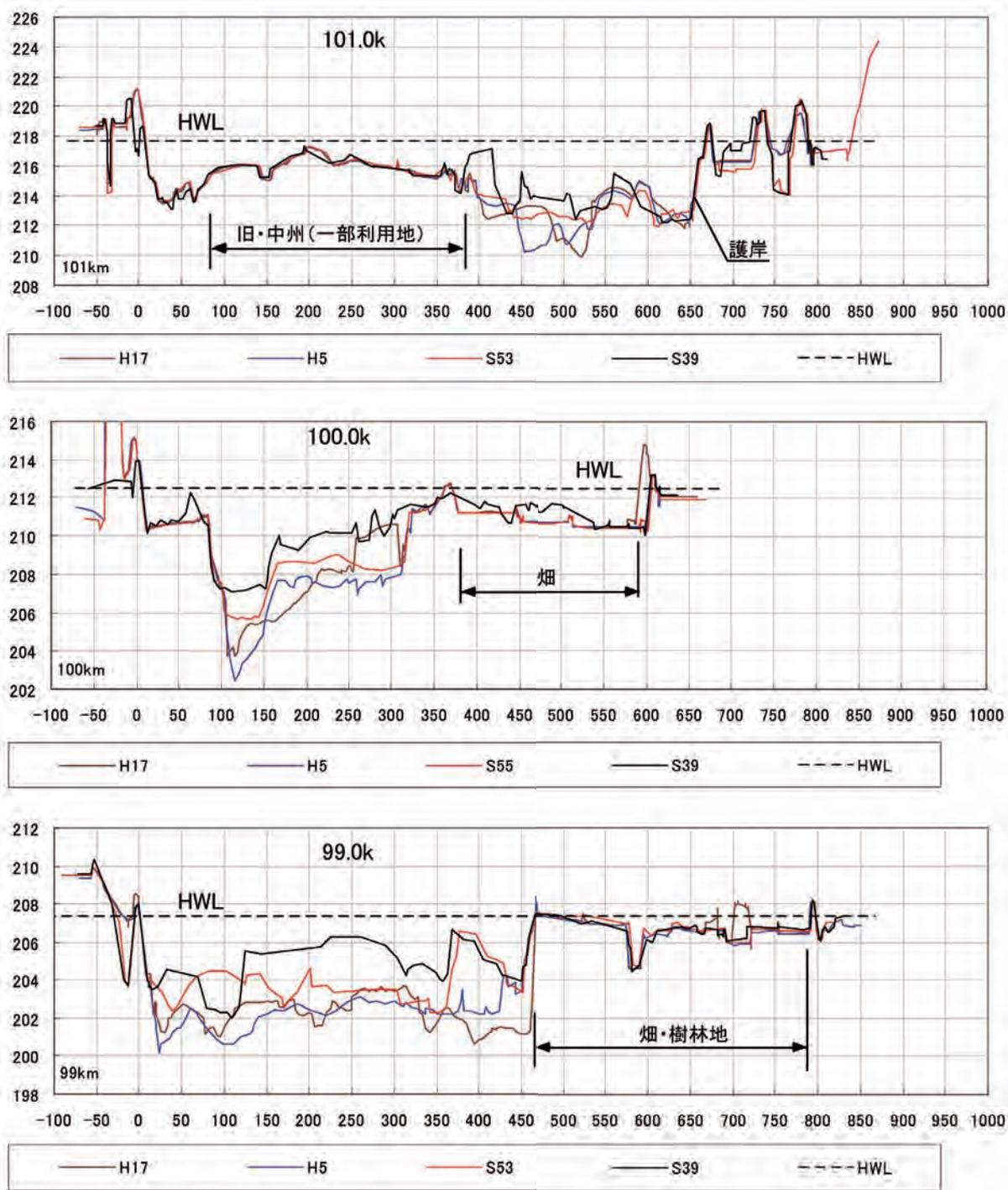


图 4.3.4 101, 100, 99km 地点横断面图

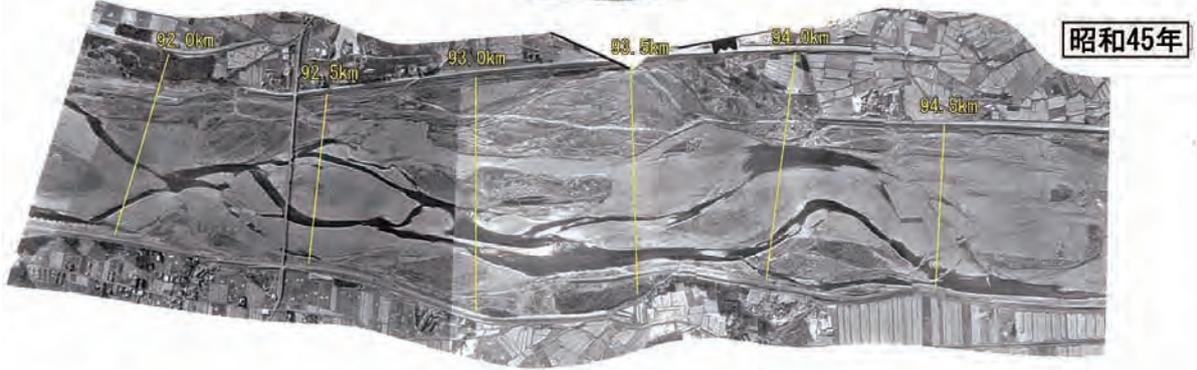
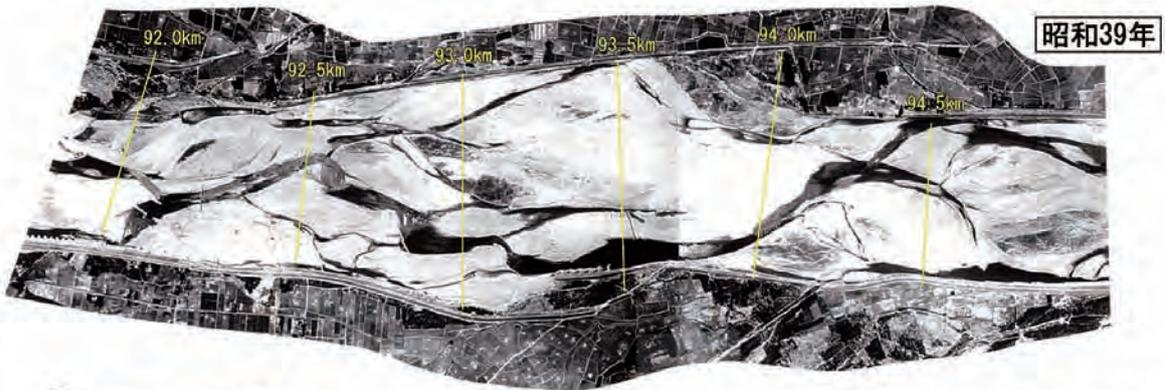


写真 4.3.2 航空写真による河道の変遷 (95 ~ 92km)

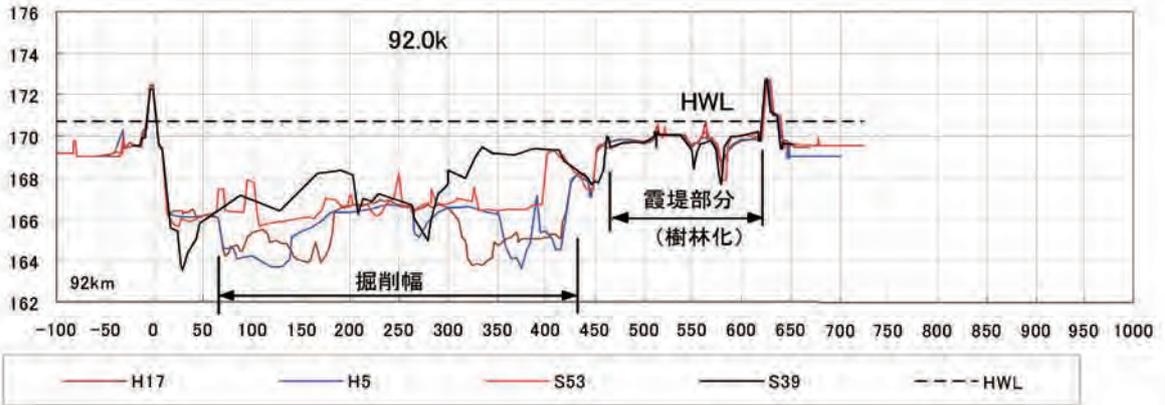
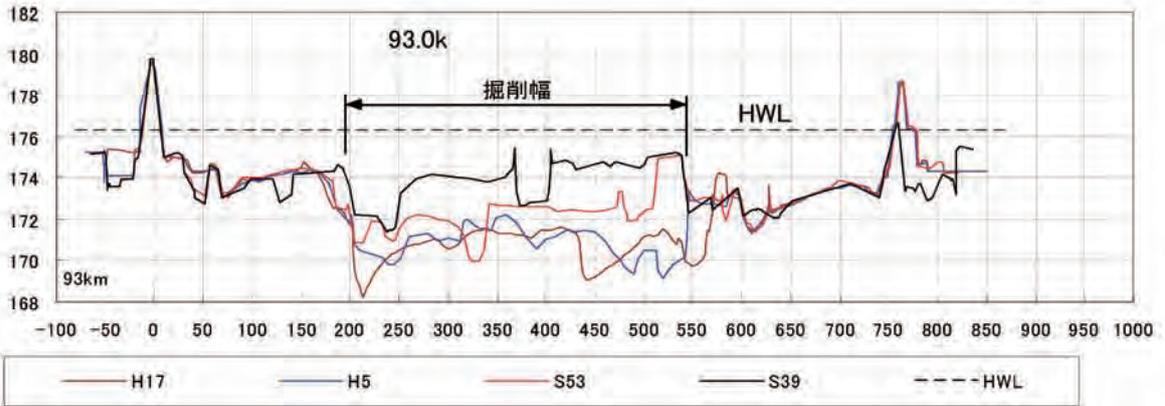
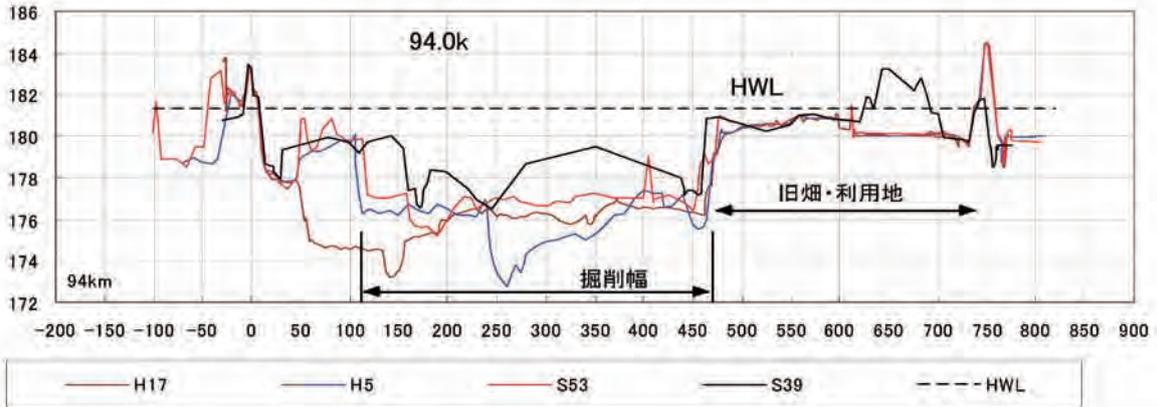
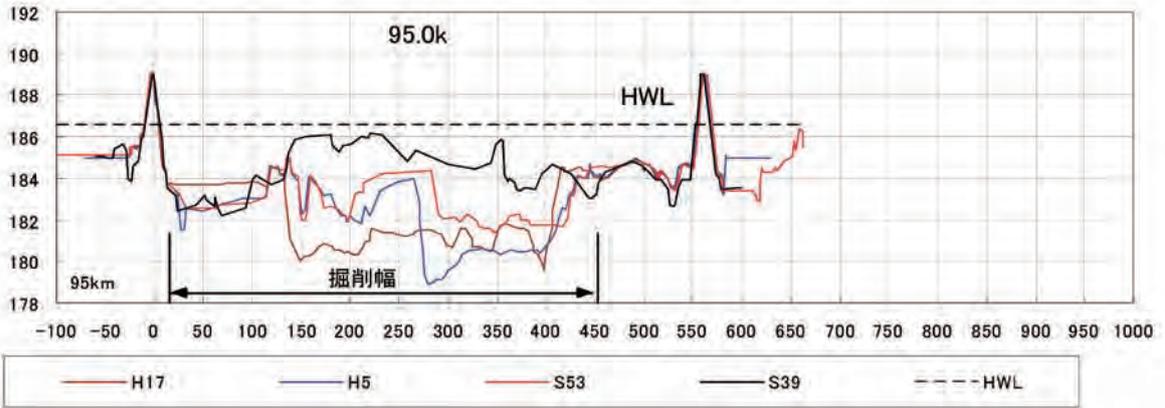


图 4.3.5 95, 94, 93, 92km 地点横断面图

(2) セグメント 1 - ② = 89 ~ 80km

81.5 ~ 85km 区間の河道平面形状の変化を写真4.3.3に示す。図4.3.6に85km, 84km, 83km, 82kmの横断図の変化を示す。83km左岸には宝積寺の洪積台地がせまり、ここに新鬼怒川橋、東北本線が架かり交通上の重要地点となっている。また1986年(昭和61)岡本頭首工が建設された。本区間は昭和40年代から50年代に深さ2~3m, 幅320m程度に河床掘削され、掘り残された85~83.5kmの左岸側は高水敷化し、公園として利用されている。ただし82.7~84km付近の右岸側は掘り残されたままである。このような掘削形態および岡本頭首工の建設と頭首工機能保全のため平成に入り頭首工直上流が掘削されたという経緯より、砂州形状の変化が複雑である。

1964年(昭和39)においては、83kmの宝積寺台地が河道側に突出していたこと、またこの地点で川幅が狭くなっていたこと、堤防平面形状の曲がりによりこの地点の左岸が水衝部であったが、本地点を含めて左岸に低水路護岸が設置され、流れがスムーズとなったこと、川幅水深比が100~150程度と小さくなり、砂州の配置形態が大きく変わってしまった。なお本区間の滞筋部は、昭和の終わりには新第三系のシルト・泥岩岸が露出するようになり、これが砂州形態に影響を与えている。

82.8kmに建設された岡本頭首工は可動堰であり、土砂の流下を堰幅で許すが、左岸側に床版高が可動堰より低い土砂吐きがあり流水を呼び込むため、現在、堰下流の左岸側に深掘れ部が存在し、そこには新第三紀層が露出している。82km左岸は2001年(平成13)の2回の出水(石井2222m³/s, 2190m³/s)により最大70mループ状に河岸侵食された。



写真 4.3.3 航空写真による河道の変遷 (85 ~ 81.5km)

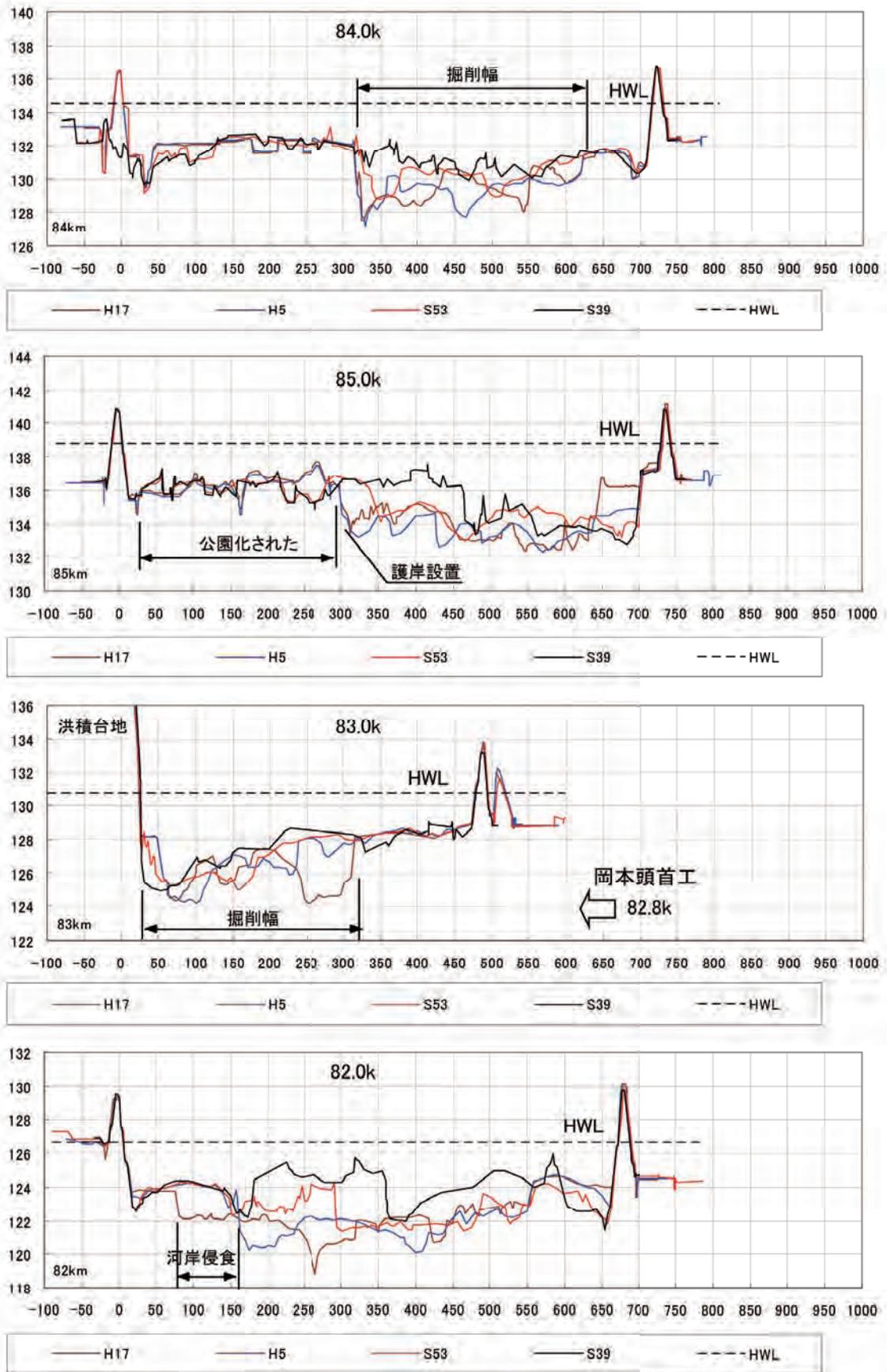


図 4.3.6 85, 84, 83, 82km 地点横断面図

(3) セグメント1 - ③ = 80 ~ 66km

74.5 ~ 71km区間の河道平面形状の変化を**写真4.3.4**に示す。74km, 73km, 72km, 71kmの横断形状の変化を**図4.3.7**に示す。

本区間は昭和30年代後半には河床掘削が始まったようである。横断図を見る限り掘削幅を決めて掘削したかはっきりしない。なお69km左岸に田川放水路(1973年(昭和48)完成)が流入している。

1964年(昭和39)に450 ~ 710mあった低水路幅は、2001年(平成13)には300 ~ 350m程度となっている。砂州の列数も6列程度から2 ~ 3列程度となっている。流水の集中する河岸は侵食され崖状となっている。70km左岸, 69km左岸, 68.7km右岸, 67.7km左岸付近は侵食が進み、それが下流に移動することが読み取れる。69.6kmには潜り橋である喜楽橋が架かっている。

67.5 ~ 64km区間の河道平面形状の変化を**写真4.3.5**に示す。**図4.3.8**には67km, 66km, 65km, 64kmの横断図の変化を示す。本区間は昭和30年代後半に河道掘削が始まっている。本区間の特徴は、1969年(昭和44)、66.75km地点に勝瓜頭首工が建設され、それが本区間の河道特性の変化を大きく規定したことである。**図4.1.2**に示すように可動堰部(ゲート部床盤高Y.P.74.2m)が左岸側にあり、洪水流水を左岸に導き、また頭首工の建設と同時に左岸側400m程度の幅で掘削されたこともあり、64.5km地点まで、流路が左岸側に固定した。67.5km地点の右岸が2002年(平成14)に河床が低下したのは、勝瓜頭首工直上流を頭首工の管理のために掘削したためである(⇒**写真4.3.5**)。

66.5kmについては近年の横断形状の変化と河床高の経年変化を**図4.3.9**に示す。勝瓜頭首工の固定堰を越流した流水が左岸側に集まるので、**図4.3.9**に示す低水路といわれる部分が**図4.3.10**のように侵食され、その進行がやまない。1980年(昭和55)から、より差別的侵食が進み、幅100m程度の溝となっている。溝状の部分は洪積層を刻んで流れている。勝瓜頭首工の維持管理のため直上流掘削は、頭首工下流への礫集団の供給量を減少させ、また洪積層の露出は河床からの礫成分の供給を制限するので、侵食地形となり砂州の形成がなされず1kmに達する溝状地形となったのである。河床低下速度は露出するであろう洪積砂・礫層の風化程度等の土質性状によって変わる可能性があるが、今後も河床低下は進行するであろう。

1964年(昭和39)に川幅400m程度で3 ~ 4列の砂州が形成されていた河道は、2001年(平成13)には狭いところで100m程度、広いところで250mとなり、広いところは複列の砂州となっている(64.5km)。

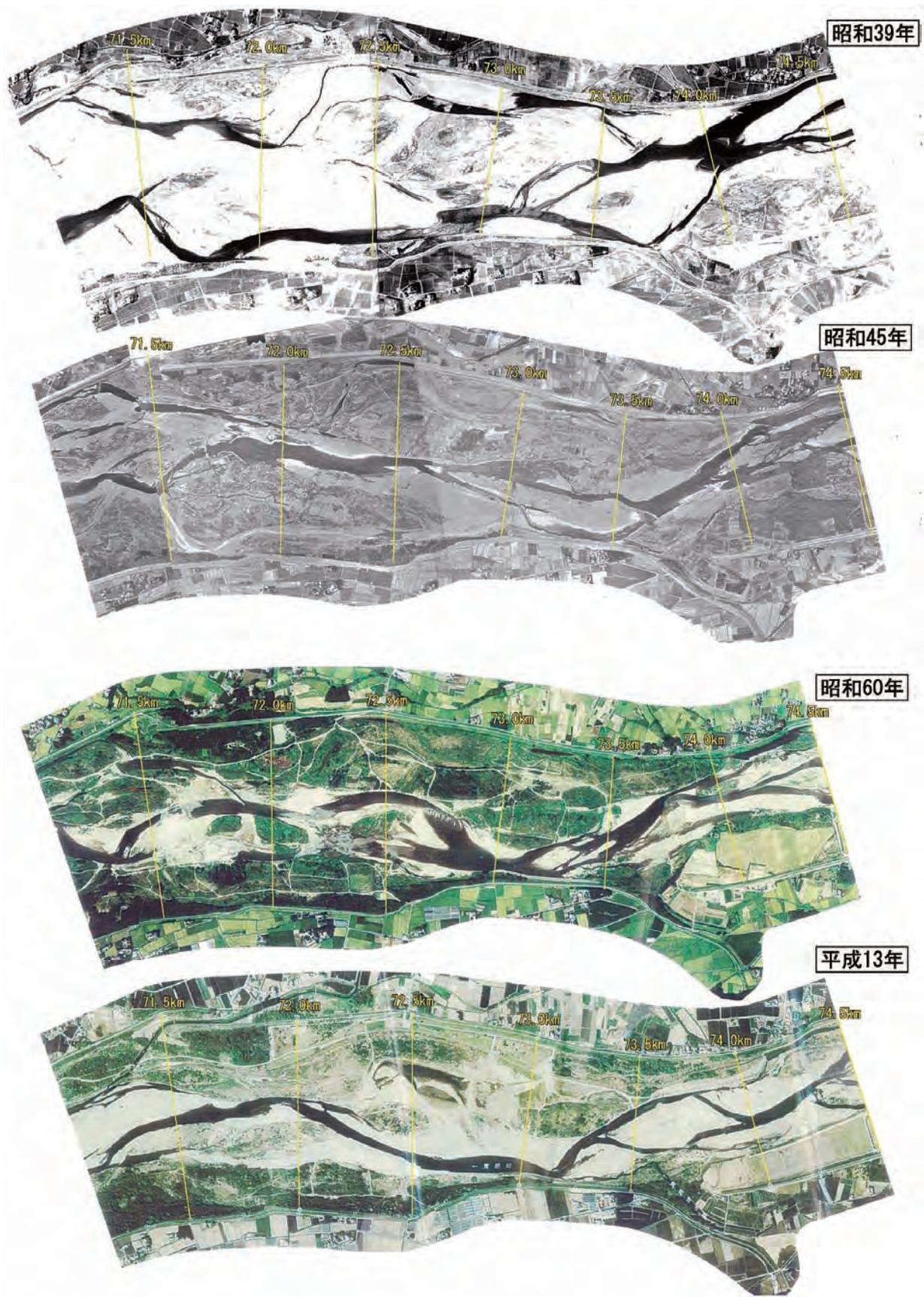


写真 4.3.4 航空写真による河道の変遷 (74.5 ~ 71km)

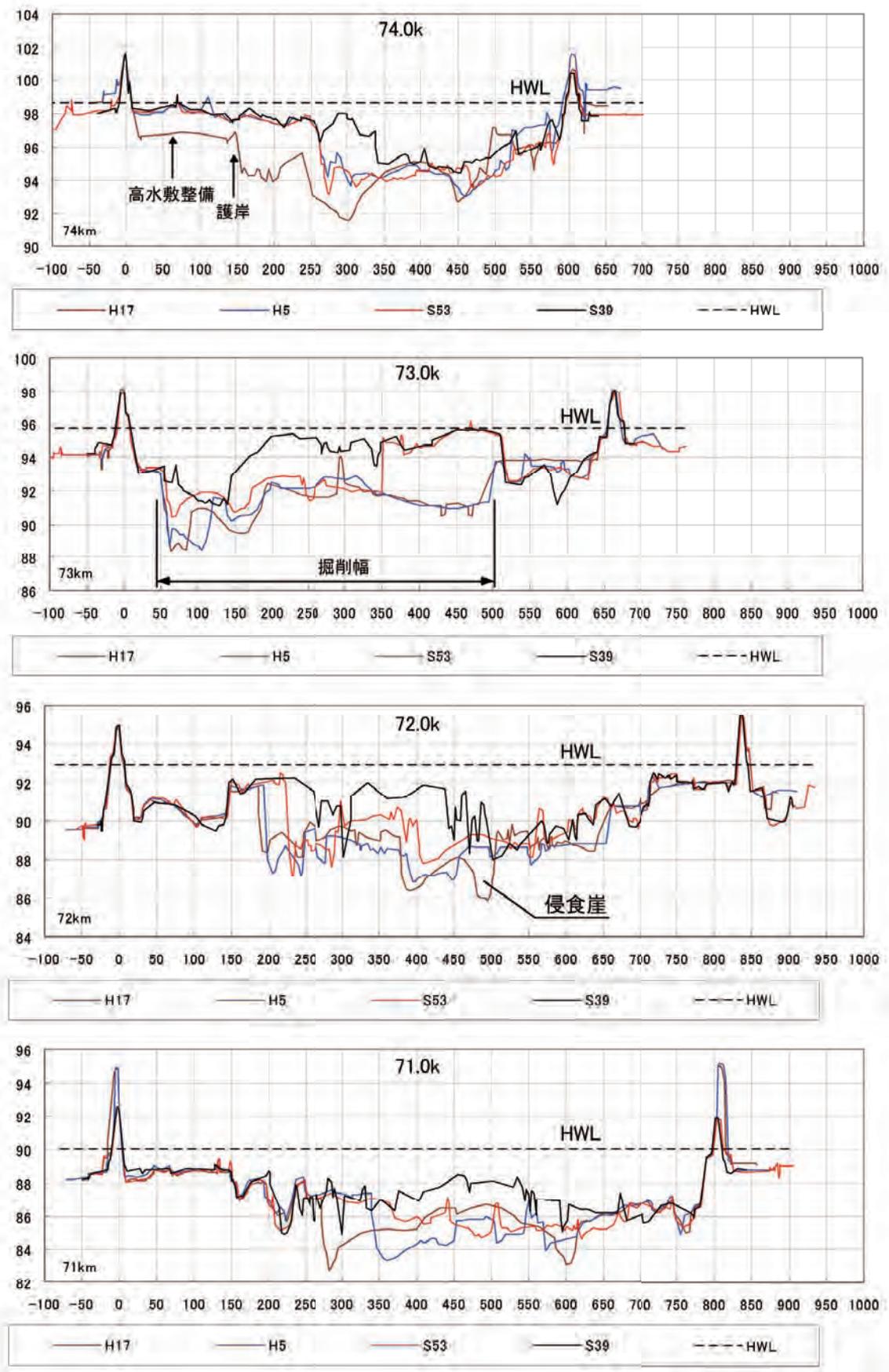


图 4.3.7 74, 73, 72, 71km 地点横断面图

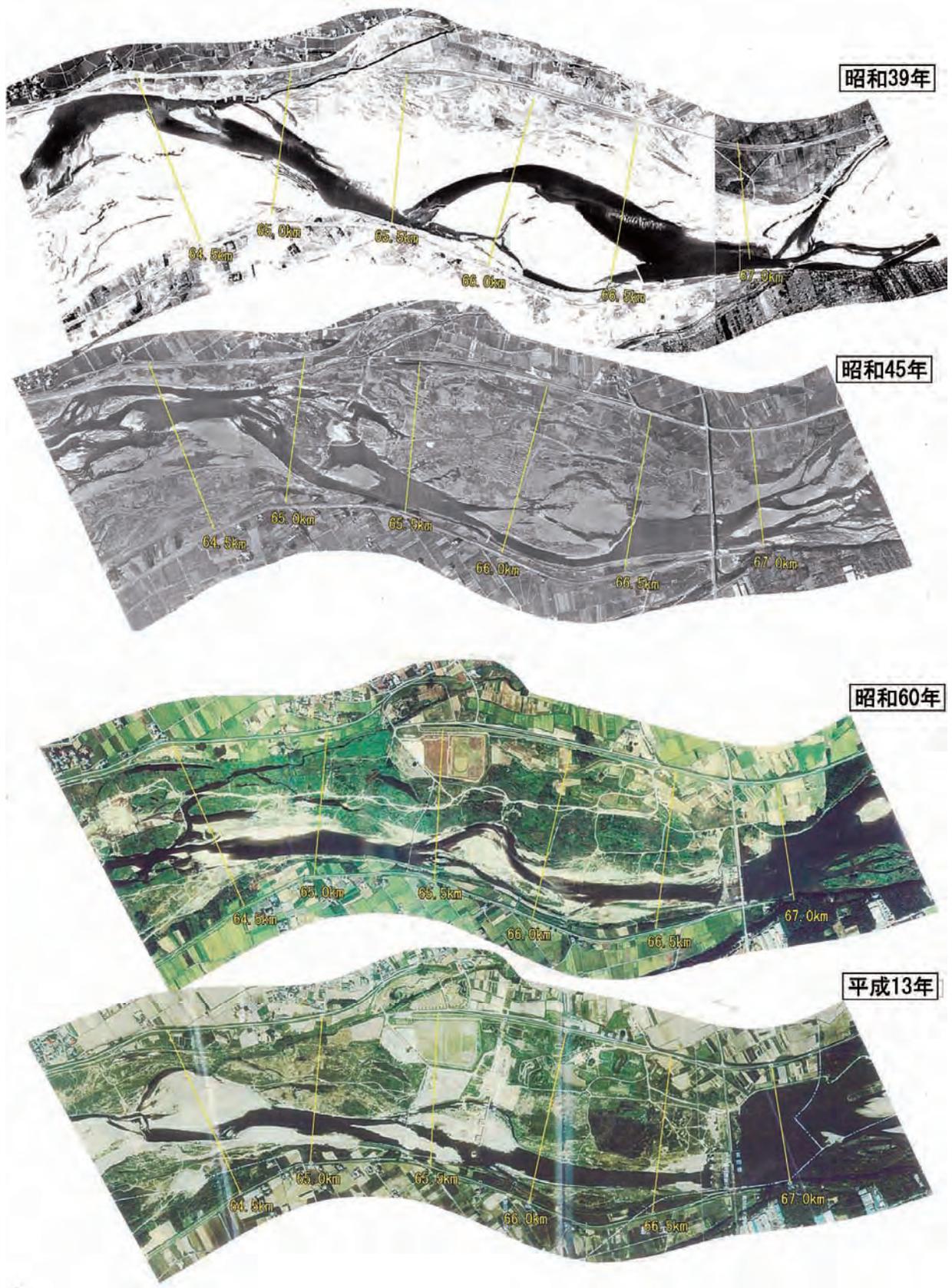


写真 4.3.5 航空写真による河道の変遷 (67.5 ~ 64km)

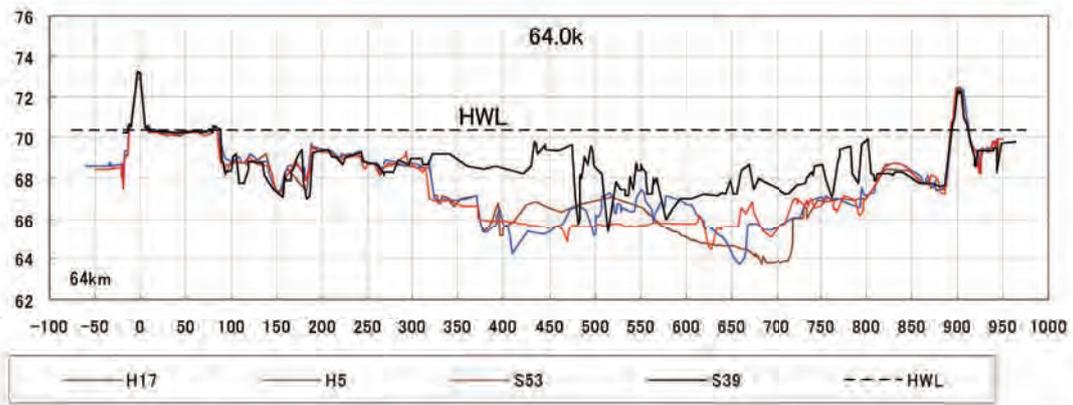
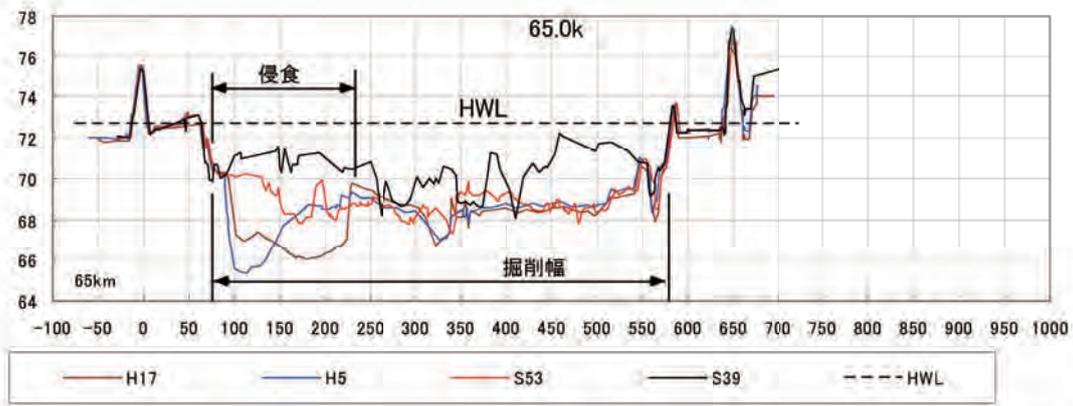
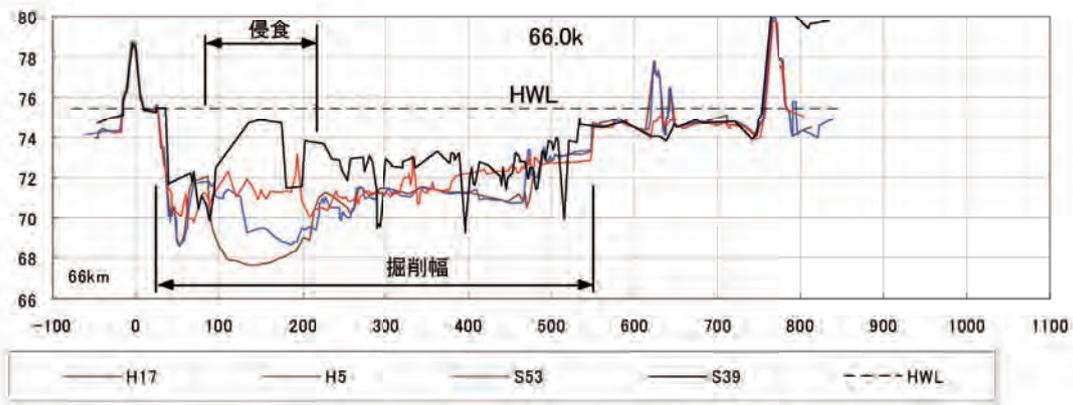
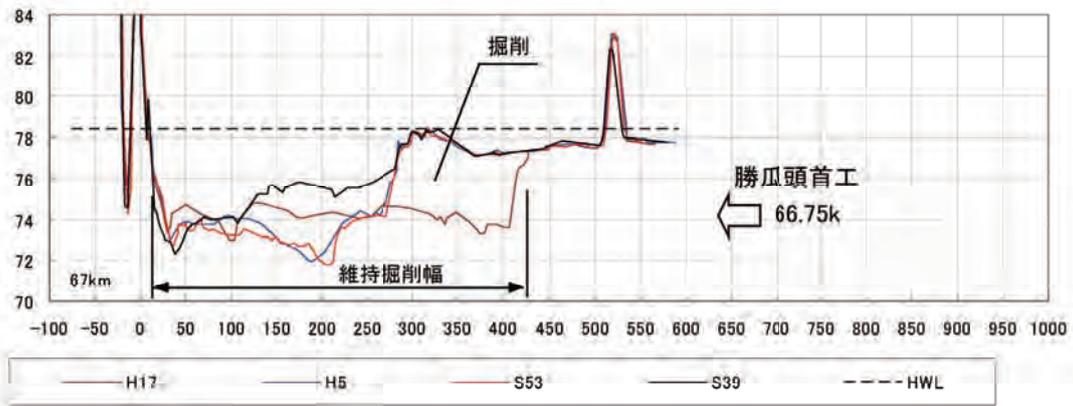


图 4.3.8 67, 66, 65, 64km 地点横断面图

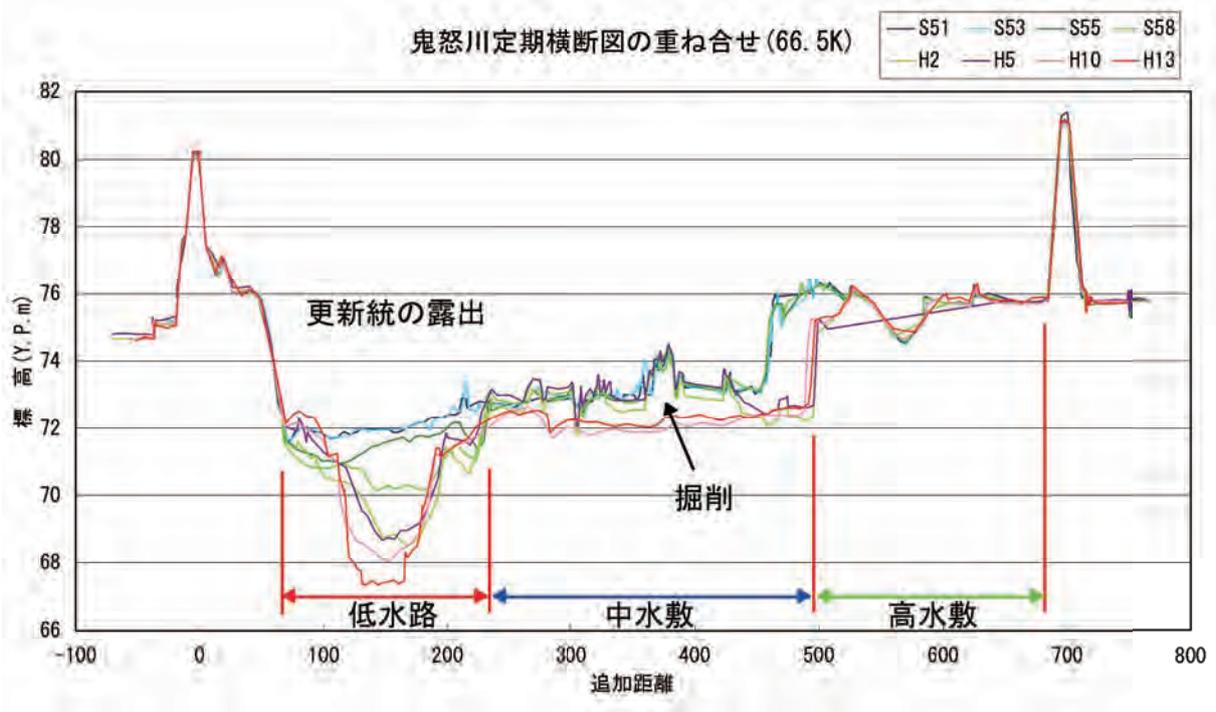


図 4.3.9 勝瓜頭首工下流部の横断形状の変化 (66.5k)

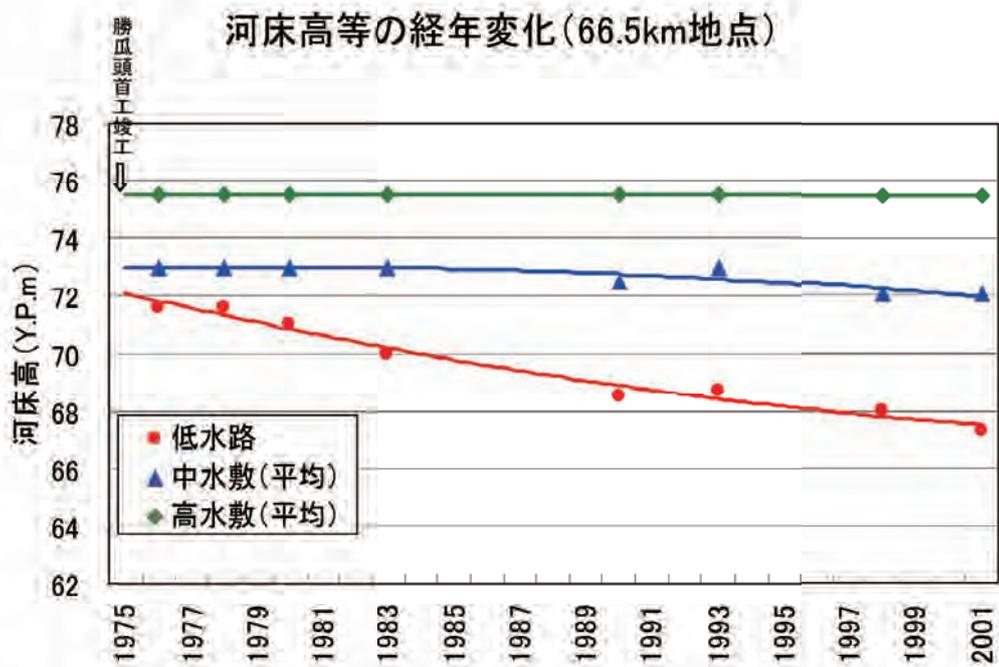


図 4.3.10 勝瓜頭首工下流部の河床高の変化 (66.5k)

(4) セグメント 1 - ④ = 66 ~ 48km

60.5 ~ 57kmの河道平面形状の変化を**写真4.3.6**に示す。60km, 59km, 58km, 57km地点の横断形状の変化を**図4.3.11**に示す。掘削は昭和30年代の終わりから始まり、40年代、50年代まで続く。昭和40年代の横断図より、幅400mで掘削しようとした意図が読み取れる。昭和50年代にも同様400m程度に掘削されたが掘削位置が異なっている。左岸側の高水敷整備の計画がありそれにあわせて掘削されたのである。左岸側には護岸・水制が整備された。

1964年(昭和39)、500 ~ 600mの移動床幅は、2001年(平成13)には300 ~ 400mに縮小している。5 ~ 6列の砂州から3 ~ 4列の砂州に変化した。1985年(昭和60)と2001年(平成13)の平面形状は大きく異なり、砂州の形状が変化した。右岸高水敷整備に伴う掘削と護岸工事の影響である。

(5) セグメント 2 - 1 - ① = 48 ~ 44km

47.5 ~ 44.5kmの河道平面形状の変化を**写真4.3.7**に示す。また47km, 46.5km, 46km, 45km, 44kmの横断形状の変化を**図4.3.12**に示す。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、堤防間幅も急減している。砂利採取は昭和30年代後半に始まり40年代が盛んであった。本区間は、標高Y.P.26 ~ 27mより下に洪積層が存在するようで掘削高はそこで止まっている。洪積層は風化しており有用材とならなかったのであろう。河床横断形の変化を見ると、河床にこの面高に対応する平坦面があり、昭和50年代からに洪積砂・礫層を切り込みはじめ、溝状化が始まっている。46.5kmより下流の水衝部の位置(深掘れ部)および横断形状が、ここ30年以上変化が少ない理由でもあろう。

1964年(昭和39)の河道は、砂利掘削の影響を受けており砂州形態が明確でないところがあるが、48kmで3列であり、川幅が急に狭まるので47kmで2列、下流は単列に変わる。2001年(平成13)では単列となっている。46.5kmおよび46kmの2005年(平成17)の横断図を見ると、低水路内に島状の地形(標高Y.P.39m)が存在し、その頂部は成長している。草本類の進入と浮遊砂の堆積が生じているのである。

なお明治初期の迅速図によると、河道位置は現在とほとんど変わっていない。

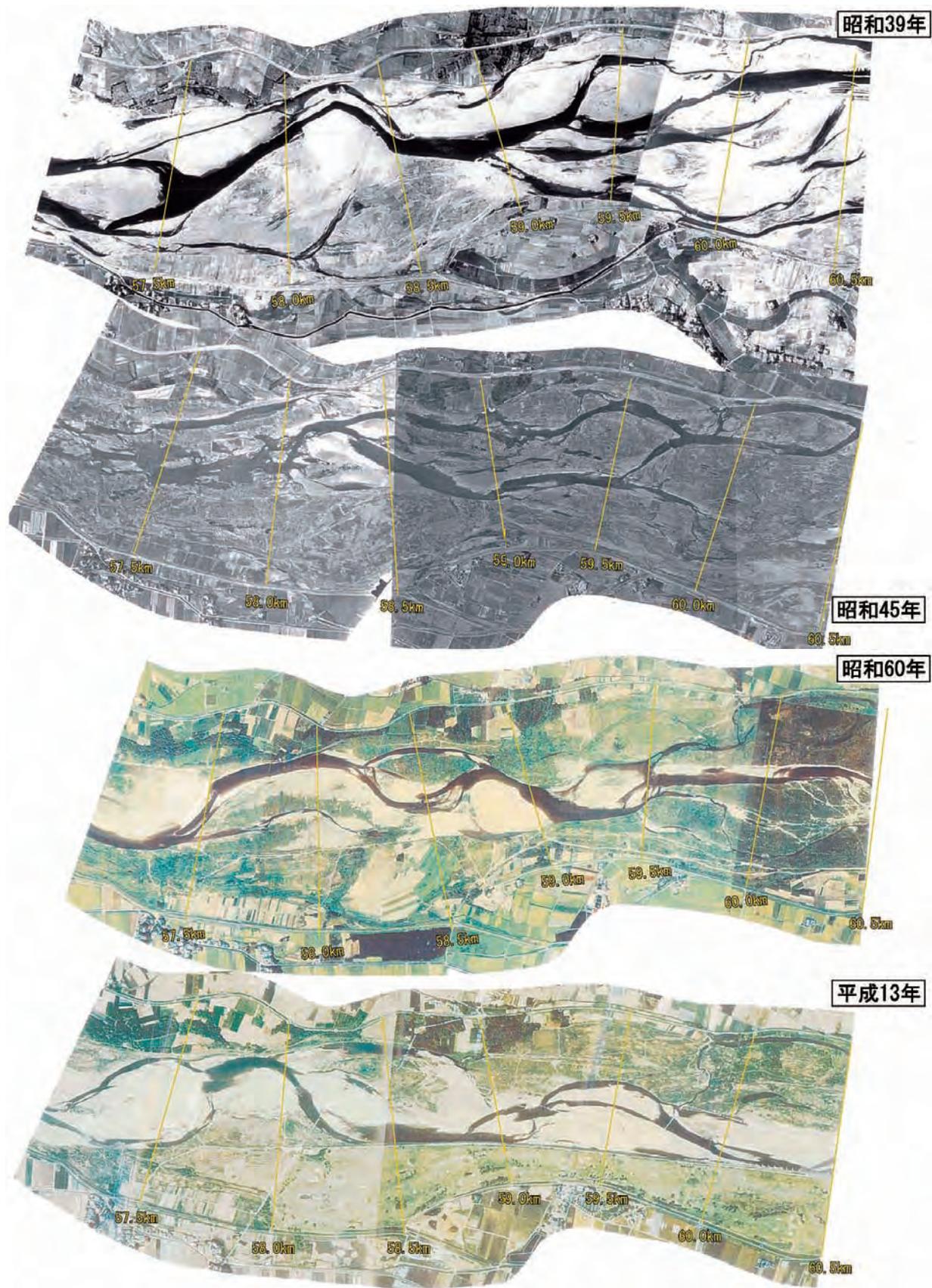


写真 4.3.6 航空写真による河道の変遷 (60.5 ~ 57km)

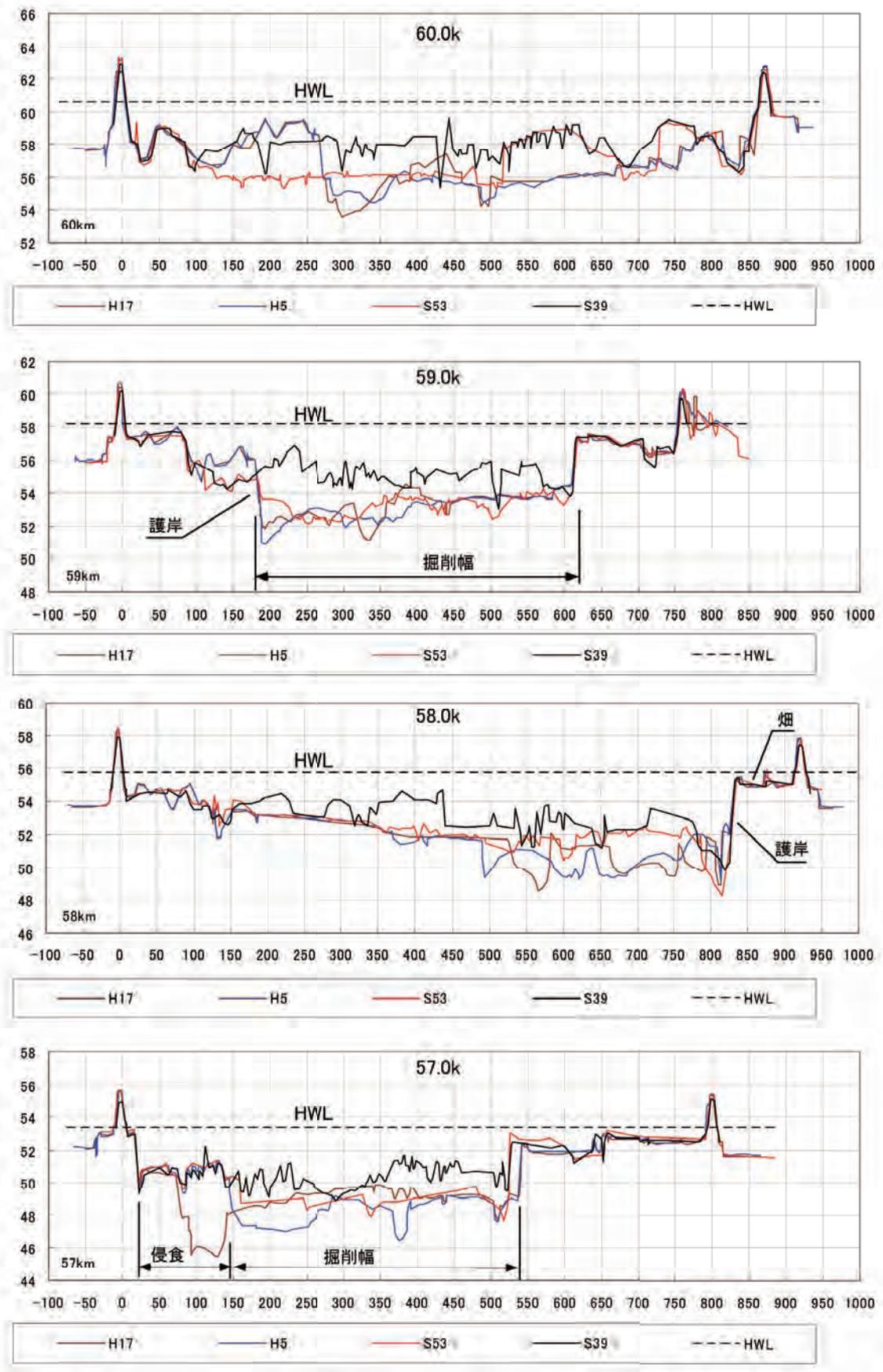


图 4.3.11 60, 59, 58, 57km 地点横断面图

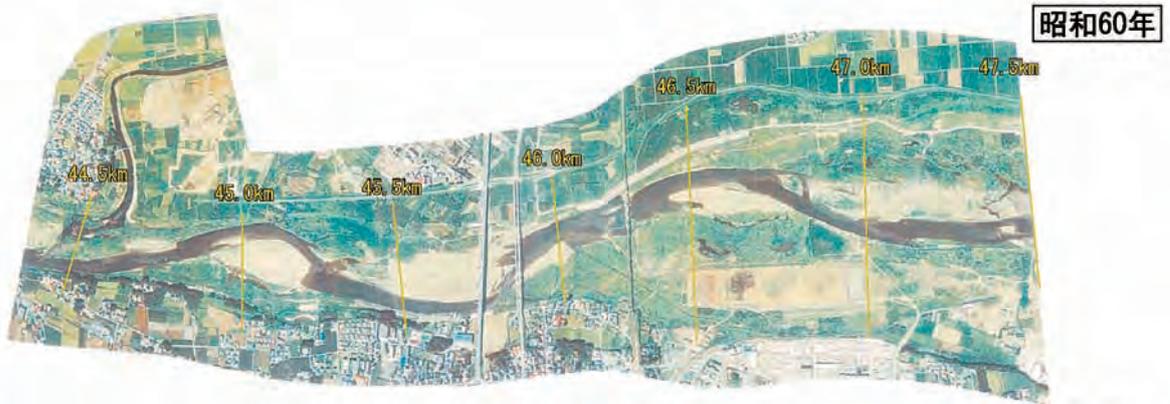
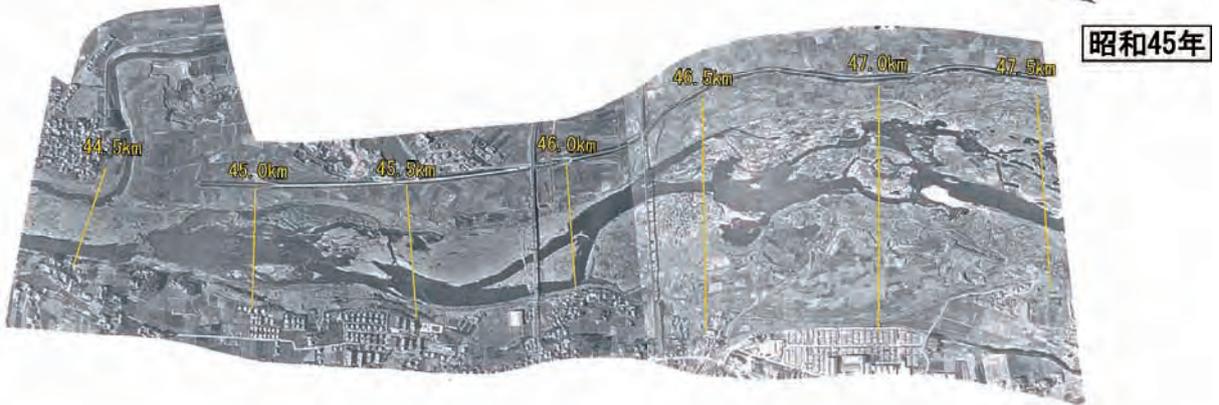
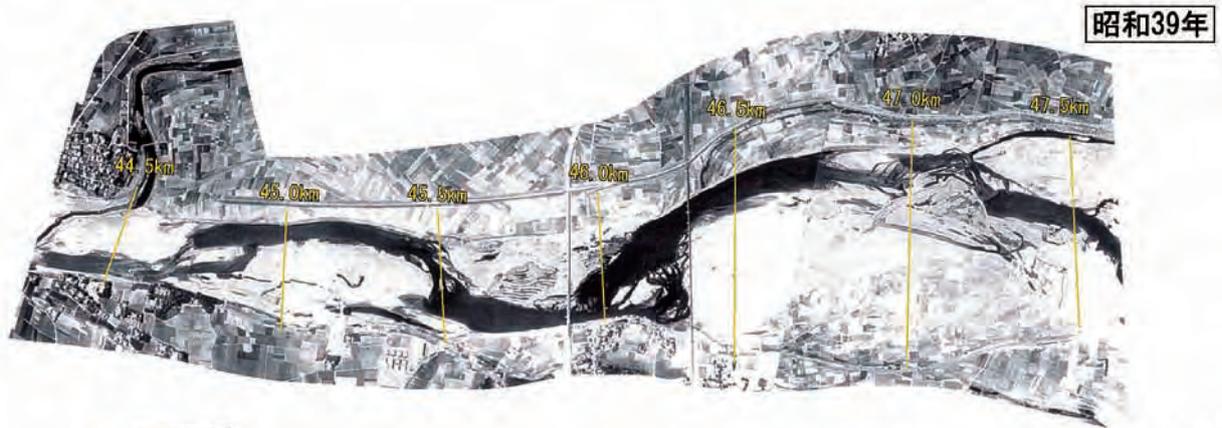


写真 4.3.7 航空写真による河道の変遷 (47.5 ~ 44.5km)

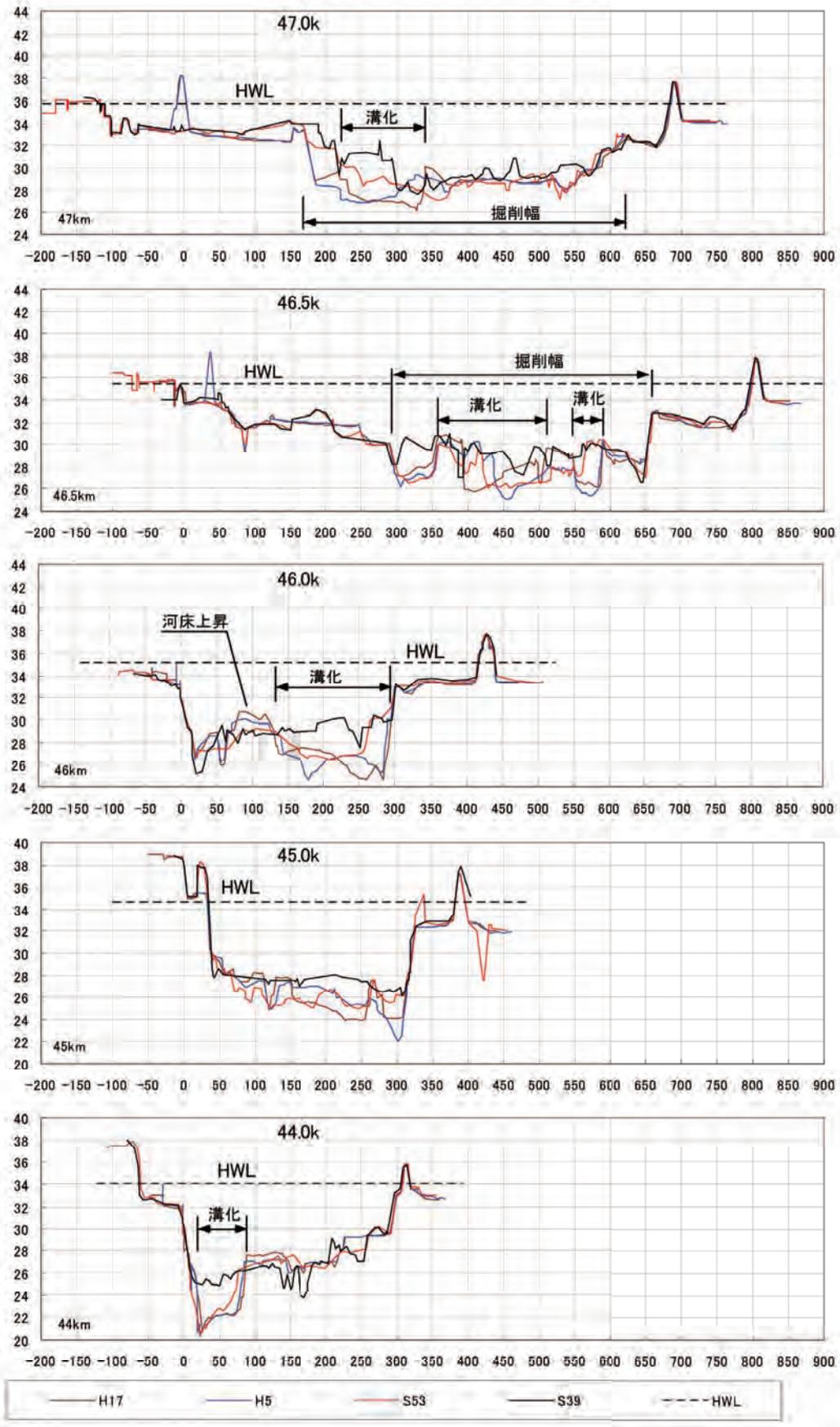


图 4.3.12 47, 46.5, 46, 45, 44km 地点横断面图

(6) セグメント 2 - 1 - ② = 44 ~ 34km

41 ~ 37.5km 区間の河道平面形状の変化を**写真 4.3.8**に示す。41km, 40km, 39km, 38km の河道横断形状の変化を**図 4.3.13**に示す。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。1964年(昭和39)の低水路幅は180mほどあったようで単列の砂利州が存在する。この砂利州は昭和40年代掘削された。

2005年(平成17)の横断形状を見ると低水路内に幅100mぐらいの溝が形成され、取り残されたところは草本が侵入し浮遊物質の堆積により河床が上昇している。溝の深さは3~4mであり、その底高はY.P.19m程度である。溝状の河道部分の土質は沖積後背湿地堆積物と推察される。砂利は薄くその上に載っているだけであろう。2001年(平成13)の航空写真を見ると、39.8~39.5kmは卵状に1964年(昭和39)の河岸位置の地点まで川幅が広がっている。1985年(昭和60)に低水路部に島状の地形が存在するので主流が二派となり河岸が侵食されたのであろう。

なお明治初期の迅速図によると河道位置は現在とあまり変わっていない。堤防の平面形状の曲がりや狭幅が激しい。堤防位置は近世の堤防配置が基になっている。旧堤防は、自然堤防の頂部を連ねた位置にあり、中世・近世初期の鬼怒川の流路位置を示している。近世において、この部分は人為的にショートカットされた可能性が高い。この区間の現河道特性を考えると河道平面形状は迂曲するより蛇行度の大きい河道となるが(山本, 2004 d), あまり曲がっていない。旧堤防や里道の配置状況から推定される水路平面形は迂曲している。現河道平面形は人為的作用の影響を強く受けていることを示唆する。

39.5km付近は758年において水路が**図 2.3.1**のA水路位置に移った地点である。この付近は、砂利川が砂川に変わる所であり、河床上昇速度が相対的に速い地点である。自然堤防を破って新しい水路を作ったのである。

(7) セグメント 2 - 2 - ① = 34 ~ 30km

本区間の河道平面形状の変化を**写真 4.3.9**に示す。34km, 33km, 32km, 31km, 30km地点の横断形状の変化を**図 4.3.14**に示す。1970年代後半になると1960年代の川幅150m程度の中に80m程度の溝状水路が形成され始め、最深河床高の低下と掘り残されたところの河床上昇が進行している。そこには草本類が進入している。溝状水路の側岸は粘性土である。採取された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くなるので、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。

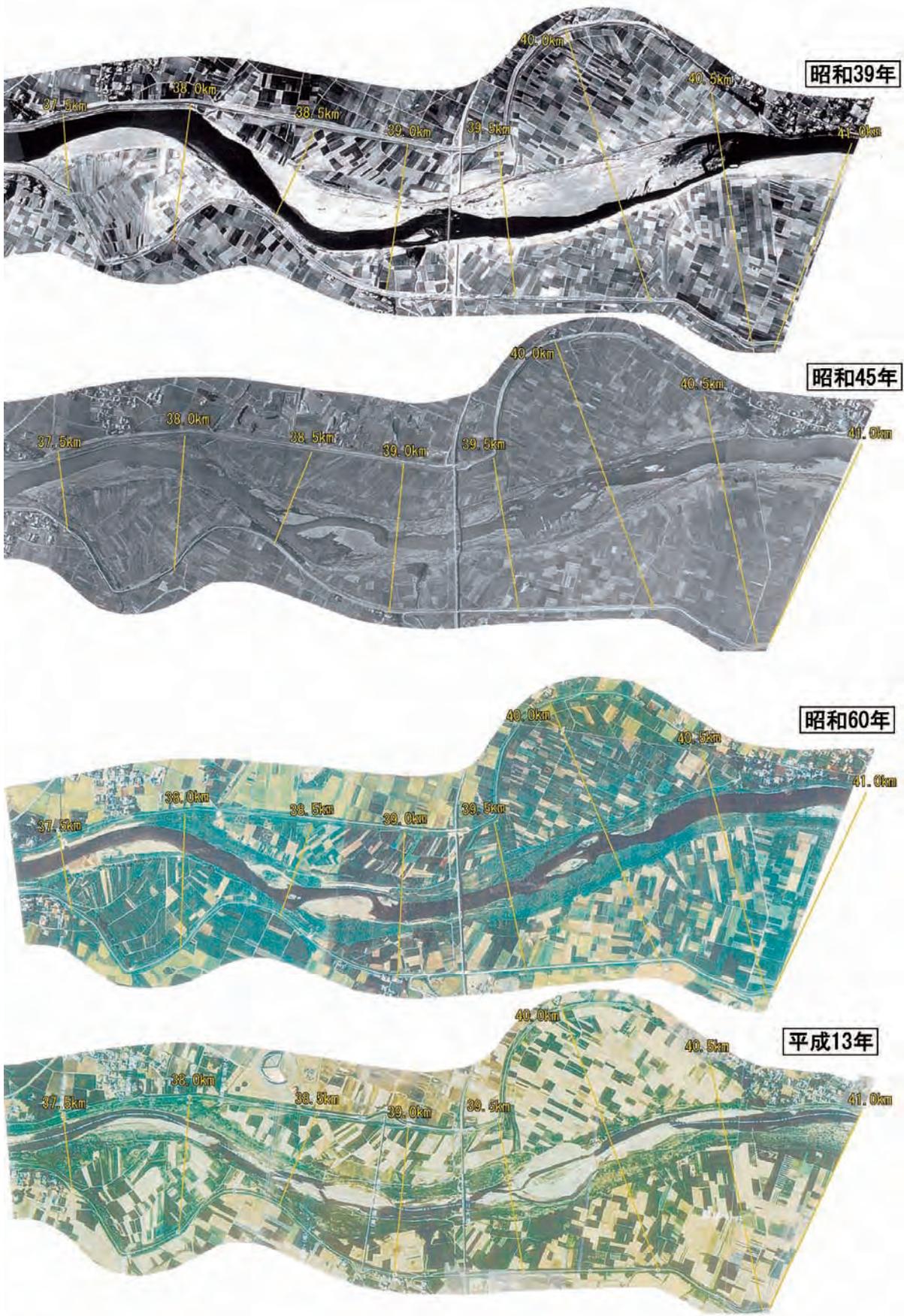


写真 4.3.8 航空写真による河道の変遷 (41 ~ 37.5km)

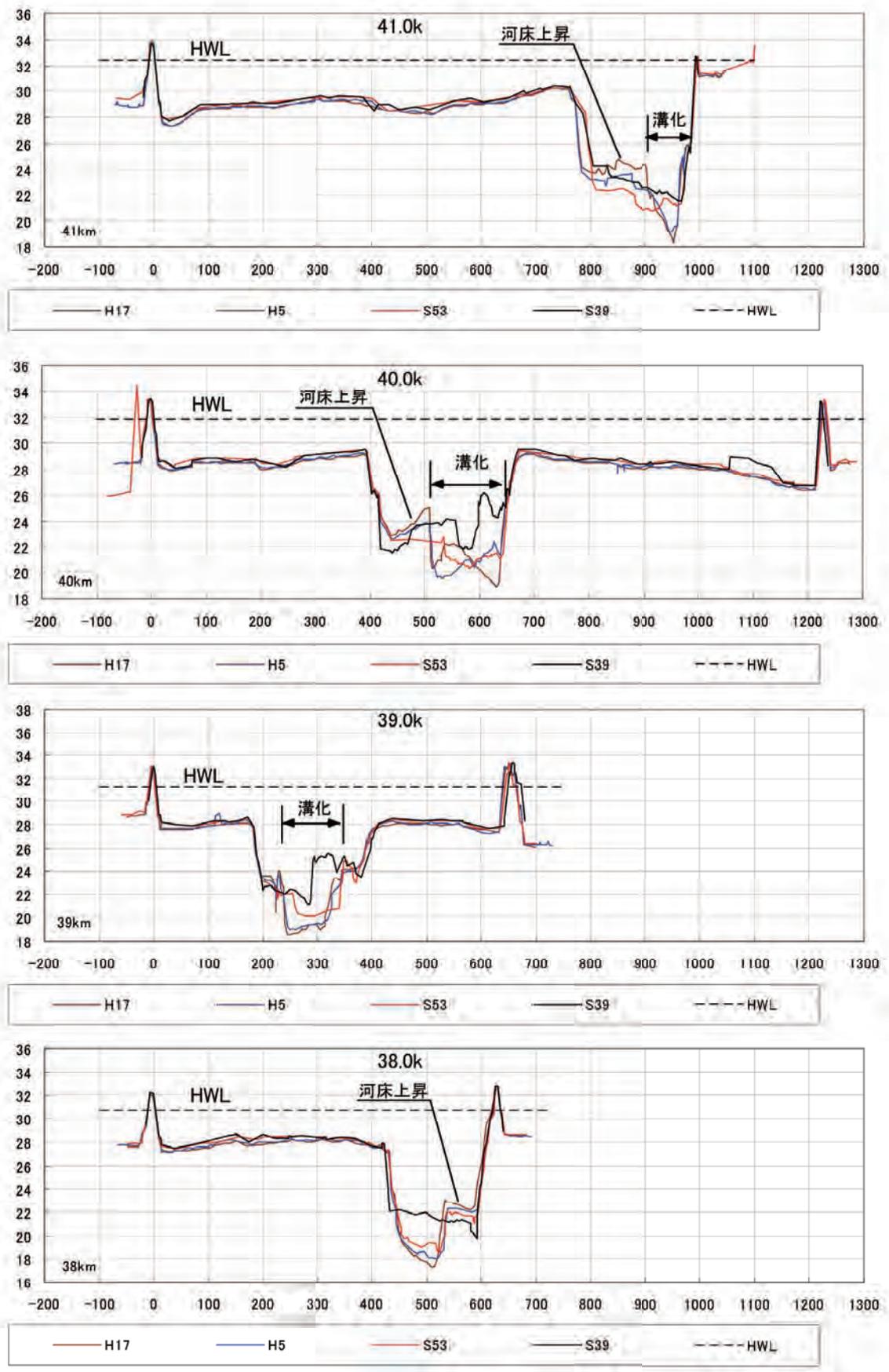


图 4.3.13 41, 40, 39, 38km 地点横断面图

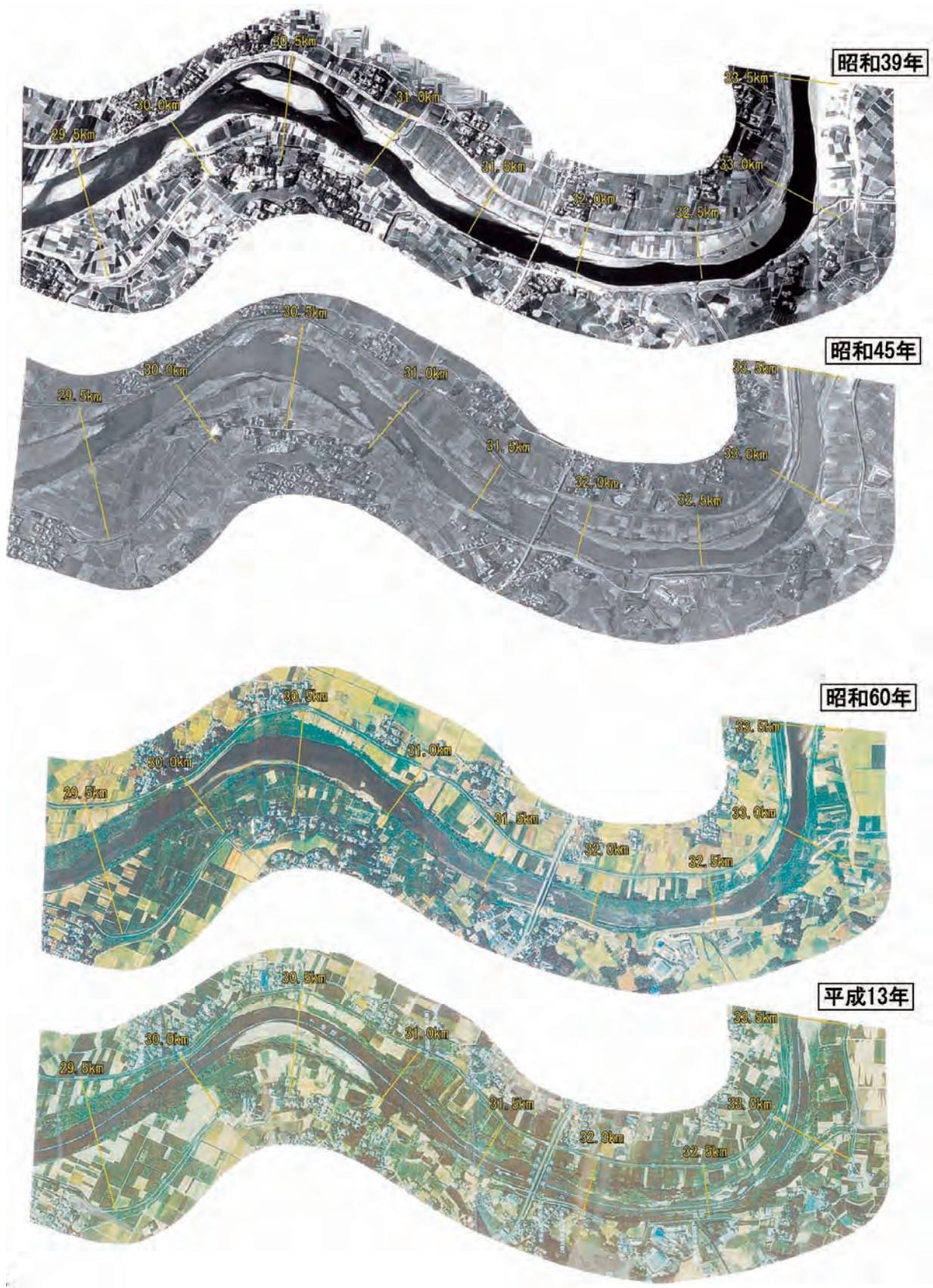


写真 4.3.9 航空写真による河道の変遷 (34 ~ 30km)

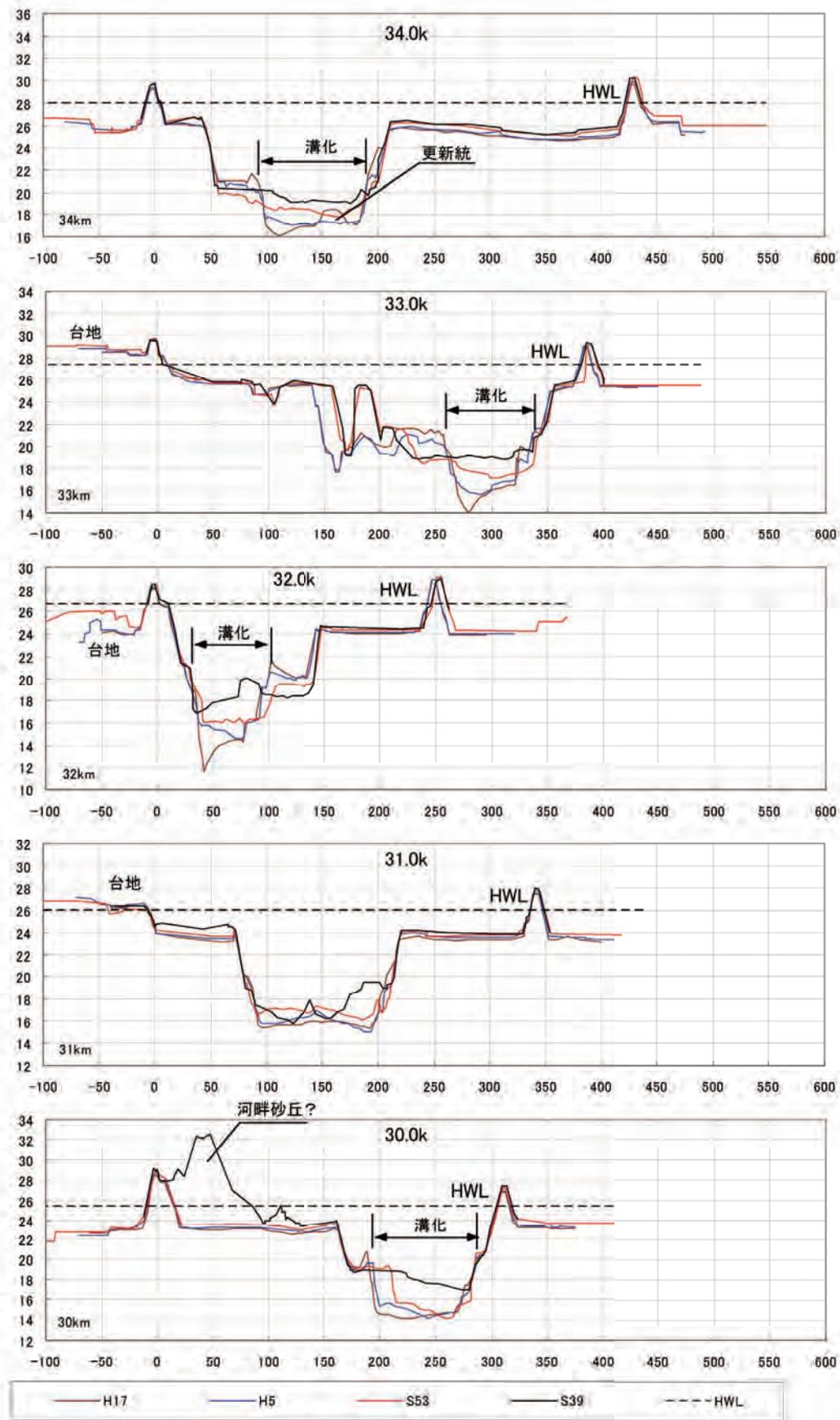


图 4.3.14 34, 33, 32, 31, 30km 地点横断面

(8) セグメント 2 - 2 - ② = 30 ~ 3km (ただし 6 ~ 2.5km 更新統堆積物を切る)

本区間は砂川 (0.5mm) の区間であったが、現在、河床には砂がほとんどなくなっている。

10世紀中頃鬼怒川は、鬼怒川・小貝川沖積低地の西側の流路Ⅲ (薄緑線) が主流となった。1629年 (寛永6) まで現小貝川19.5km付近で小貝川と合流し小貝川筋に流れていた。この時代の流路は現鬼怒川筋と自然堤防跡より **図2.3.1** の薄緑線のように推定される。

現鬼怒川29.5km地点から現小貝川19.5km地点間の流路Ⅲ (中世・近世初期) の河道平面形状特性は、流路長=25km, 蛇行度 $S=1.25$, 蛇行波数=5 ~ 6, 平均1蛇行流路長 $l_s=4.5$ kmである。最大1蛇行流路長 l_s は5.5kmあり、川幅は250m (1947年 (昭和22) の航空写真による), $l_s/B=22$, 蛇行流路長 l_s /蛇行波長 $L_s=1.25$ である。その下流河道の最小1蛇行波長 l_s は2.8kmで、川幅 B は180m (1947年 (昭和22) の航空写真による), $l_s/B=15.6$, $l_s/L_s=1.2$ である。

なお迂曲河道では1蛇行波長内に水衝部が3箇所以上あり蛇曲河道では2箇所であるので、 l_s/B の値の値が20前後であっても妥当である (山本, 2004e)。

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。近代改修によって直線化した以前の鎌庭の曲がりの曲率半径は $r=450$ mである。曲率半径 r を2.5で除して推定した川幅は180mであり、実際の河道幅も180m程度である。なお典型的な迂曲河道 (⇒注2) のループの曲率半径 R と川幅 B の比は2 ~ 2.5である (Leopold他, 1960, 山本, 2004f)。これにより旧河道の蛇行跡より川幅を推定し得る。

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道となっている。

図4.3.3より1960年代後半から河床低下が継続的に進行していることがわかる。上流からの砂集団の供給量がダム建設、砂防工事により大幅に減少していることに原因がある。河床低下による橋梁の落橋の恐れ等から本区間には、昭和の終わりから平成に入って、上流から石下、三妻、水海道、玉台の床止めが設置された。

29 ~ 25kmの区間は鎌庭放水路を含む区間である。平面形状の変化を**写真4.3.10**に横断形状の変化を**図4.3.15**に示す。1967年 (昭和42) に完成した放水路幅の拡幅 (60mから110m) の他は変化が少なく、横断形状を見ると放水路の上下流とも1964年 (昭和39) 以降河床低下したが、2003年 (平成5) 以降、上流では29.0kmを除きY.P.15mで下げ止まっている。下流は13m程度で下げ止まっている。粘性土の存在が示唆される。29.0kmには粘性土の下に砂層があった可能性がある (⇒**図3.3.1**)。

24 ~ 21kmの区間は、23km地点に架かる石下橋が河床低下に伴う橋脚基礎の浮き上がりにより被災し、その下流22.75kmに1991年 (平成3)、石下床止めを設置した区間を含む区間である。平面形状の変化を**写真4.3.11**に、横断形状の変化を**図4.3.16**に示す。1964年 (昭和39) には200m程度であった川幅は、石下橋上流では130m程度に、下流では80m程度の溝状水路が形成されつつある。ただし21.5km付近は島状地形が形成され、2つの溝が形成されている。

写真4.3.11に見るように、1985年 (昭和60) においては、すでに石下橋直下流左岸側が洗掘され、左岸から右岸に斜め下流に走る水面の波立ち (段差) が生じている。**写真4.3.12**は1990年 (平成

2) における右岸側を撮影したものである。横断図の変化を見ると石下橋上流はY.P.12m、下流はY.P.10m程度で下げ止まり、最深河床で2mの差異が生じている。

図4.3.17は石下床止め地点の土質構造図である。Y.P.10.5～12m程度に存在する沖積粘性土層をこの定点で破り、砂層を侵食したのである。22.5km地点はY.P.8mまで深掘れが進んだが、粘性土が現れ下げ止まった。22.0kmより下流は粘性土層の上面高がY.P.10m程度となっていると推定される。

12.0～9.0km区間は11.2kmに豊水橋が架かる。この下流において河床低下が進み、小さい滝状となり、橋の保護のため、1986年(昭和61)、11.03kmに水海道床止めを設置した。平面形状の変化を写真4.3.13に、横断形状の変化を図4.3.18に示す。1970年(昭和45)の航空写真には、豊水橋下流において斜めに走る水面の泡立ちが見え、ここで滝状を呈するようになったことが読み取れる。豊水橋は洪積台地に架設した橋であり、鬼怒川は洪積層の間を流れていた。この水路は文書記録にはないが、人為的に台地を掘削して開かれたものであろう。図4.3.19に水海道床止(11.3km)直下流の地質層序図を示す。水海道床止めは洪積層の上に乗っている。この下流は谷戸であり、河床低下による砂の消失によりその下の腐植土層が侵食され、段丘崖が小さい瀧となったのである。この洪積層が露出する区間は11.5km付近まで存在する。この洪積層露出区間の上・下流の最深河床高は、13.0kmでY.P.5m、10.5kmでY.P.4mとなっている。

7.0～3.0km区間は1629年(寛永6)、洪積台地を掘削した放水路であり、洪積層および谷戸間堆積物上を流下している。洪積層は海成堆積物であり、6.0km地点に架かる玉台橋付近には貝化石が露出している。1970年(昭和45)の航空写真に6.4km地点水面には波立ちがみられ、1985年(昭和60)では6.4～6.2kmに水面の波立ちが見える。この区間は洪積台地に挟まれた谷戸谷の地点であり腐植土層が現れたのである。現在はこの腐植土層を破り、その下部の粘性土を侵食している。洪積層を流れている6.5kmの最深河床高はY.P.4m、6.0kmはY.P.3m程度で下げ止まっている。

5.5kmより下流の洪積層を流れている区間では、図4.3.20に示すように最深河床の低下が継続している。浅海性の砂層である可能性が高い。3.0km地点においてY.P.2mで河床低下が下げ止まっており、洪積シルト・粘土層が露出した可能性が高い。

2000年(平成12)、河床低下対策として5.1kmに玉台床止めが設置された。床止工前後の地質横断図を図4.3.21に示す。谷戸の腐食層を破り侵食が進んだのである。Ac層は縄文海進時の粘性土で後背湿地堆積物より軟弱で耐侵食性が弱いのであろう。

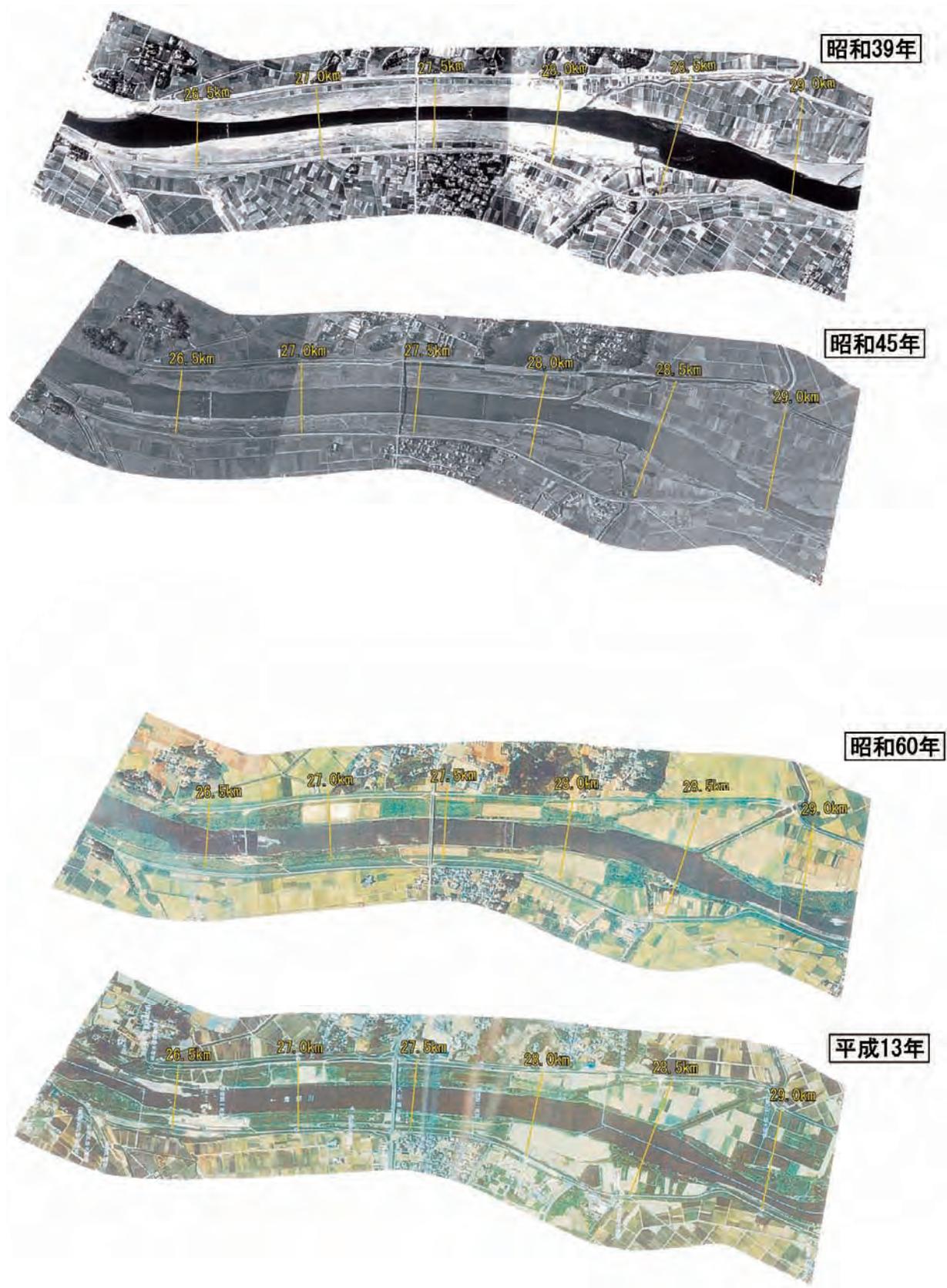


写真 4.3.10 航空写真による河道の変遷 (29 ~ 26km)

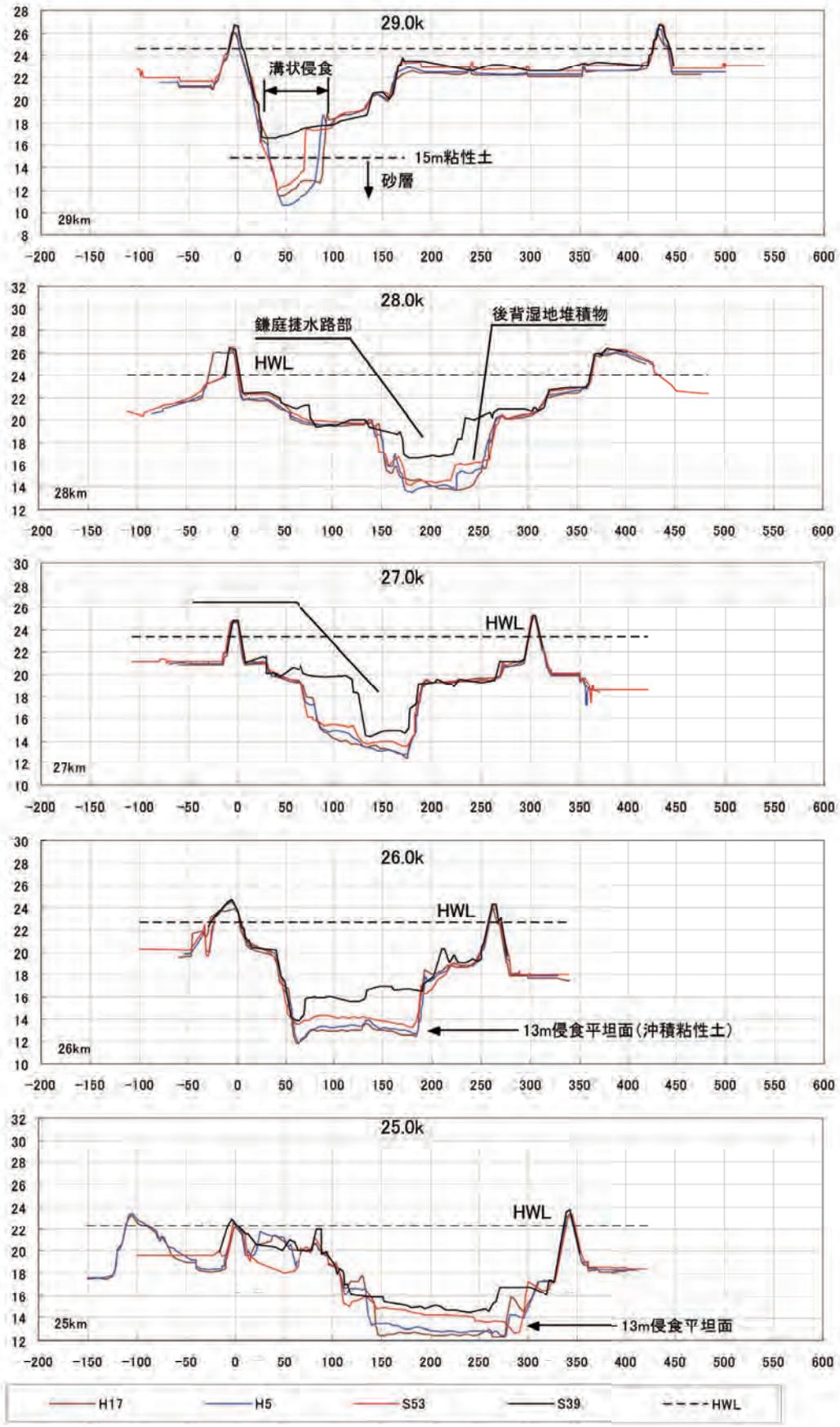


図 4.3.15 29, 28, 27, 26, 25km 地点横断面

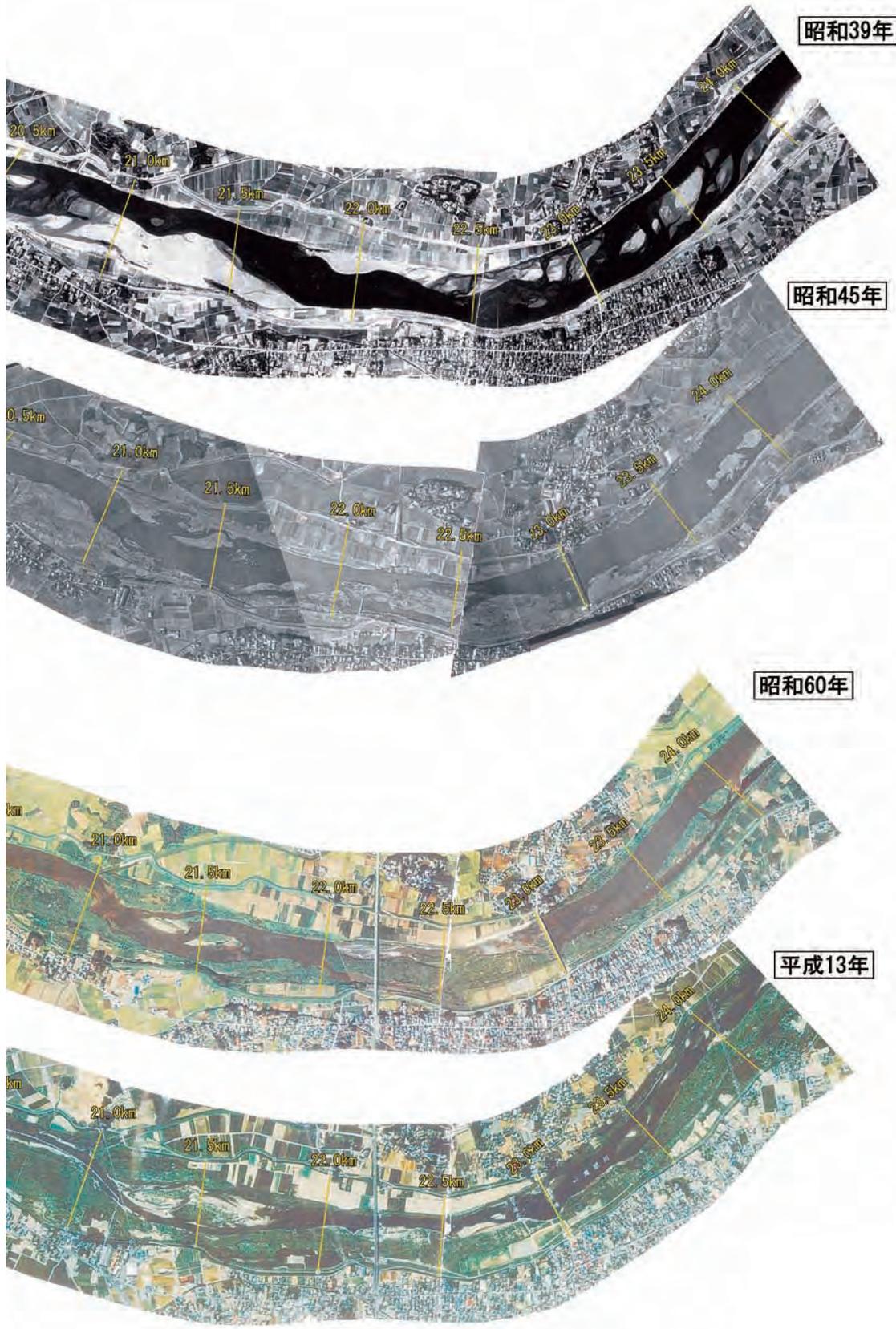


写真 4.3.11 航空写真による河道の変遷 (24 ~ 21km)

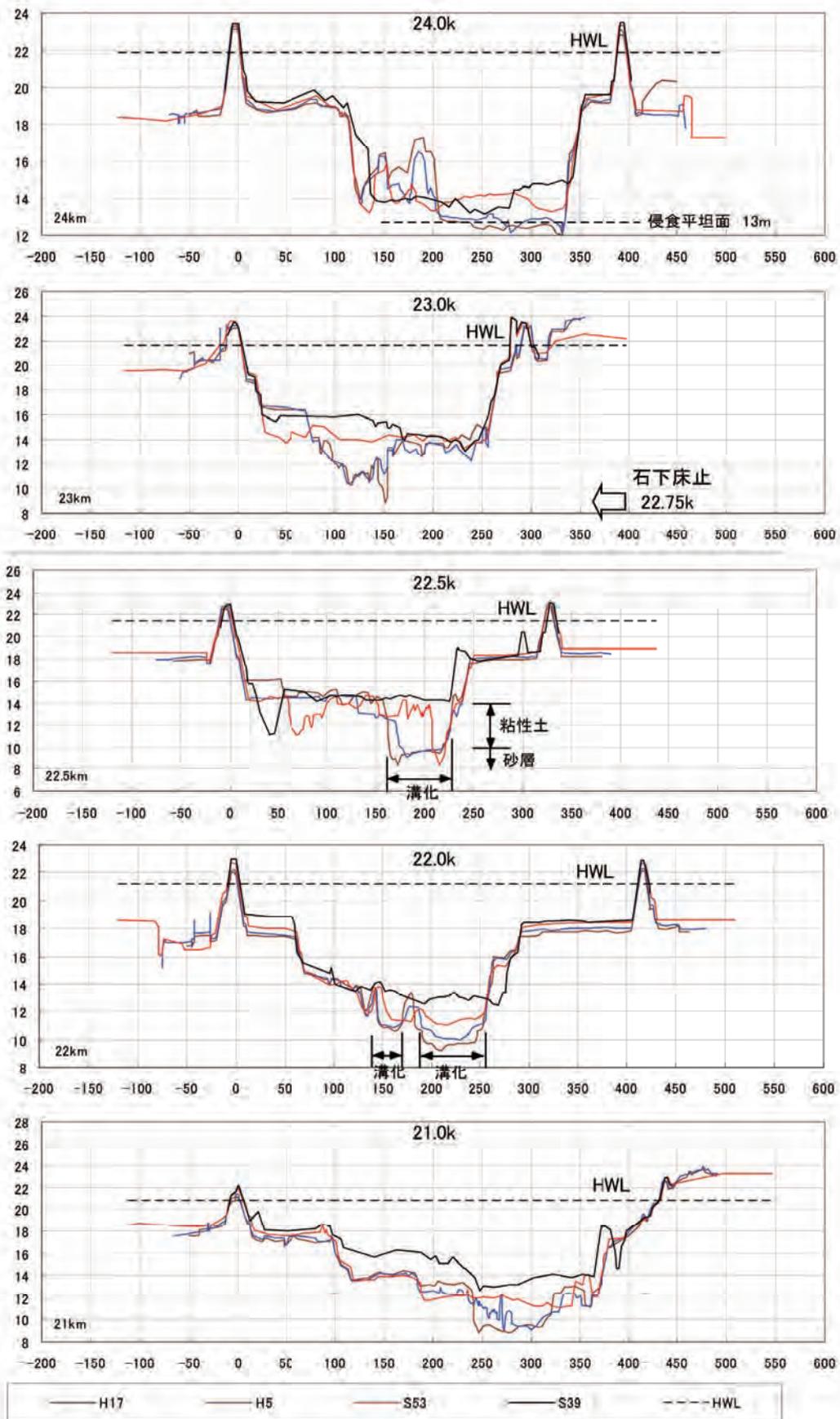


图 4.3.16 24, 23, 22.5, 21, 20km 地点横断面图



写真 4.3.12 石下橋下流右岸（河岸は沖積粘性土，水面に段差による波立ちが見える。1990.8.9 撮影）

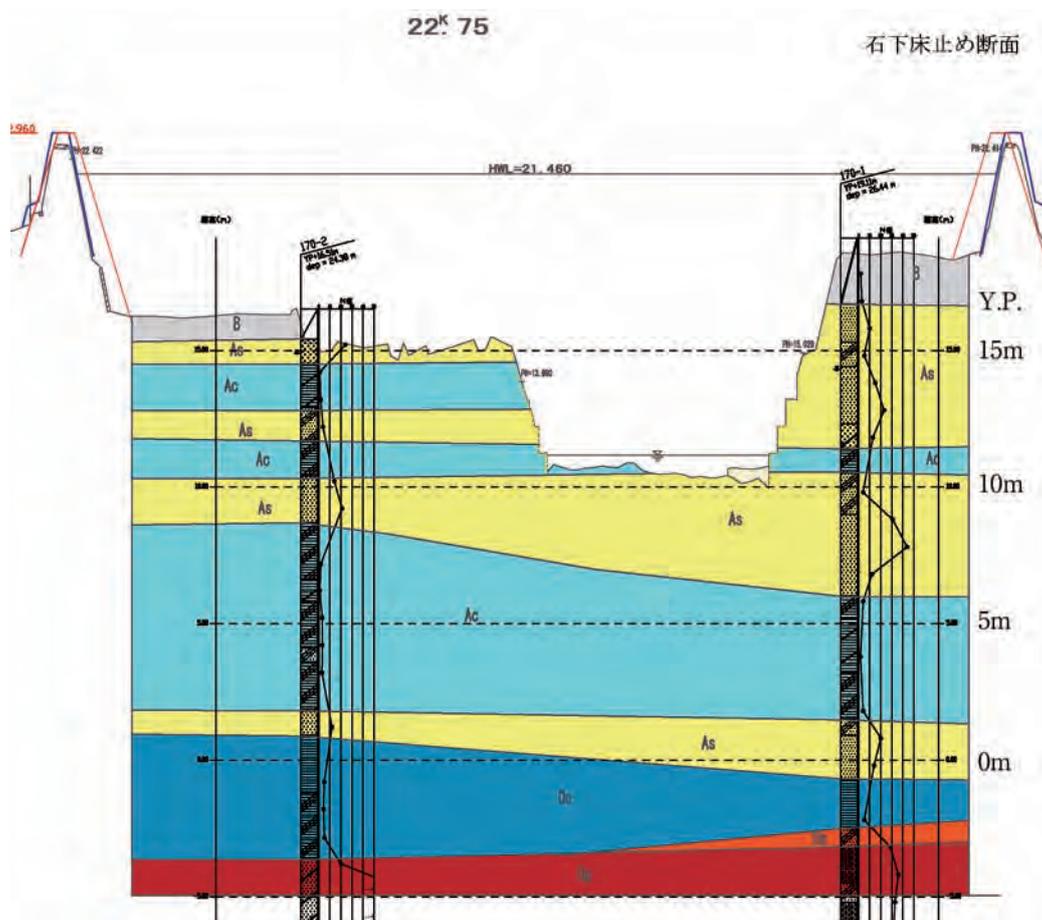


図 4.3.17 石下床止め土質層序図（縦：横＝1：10）

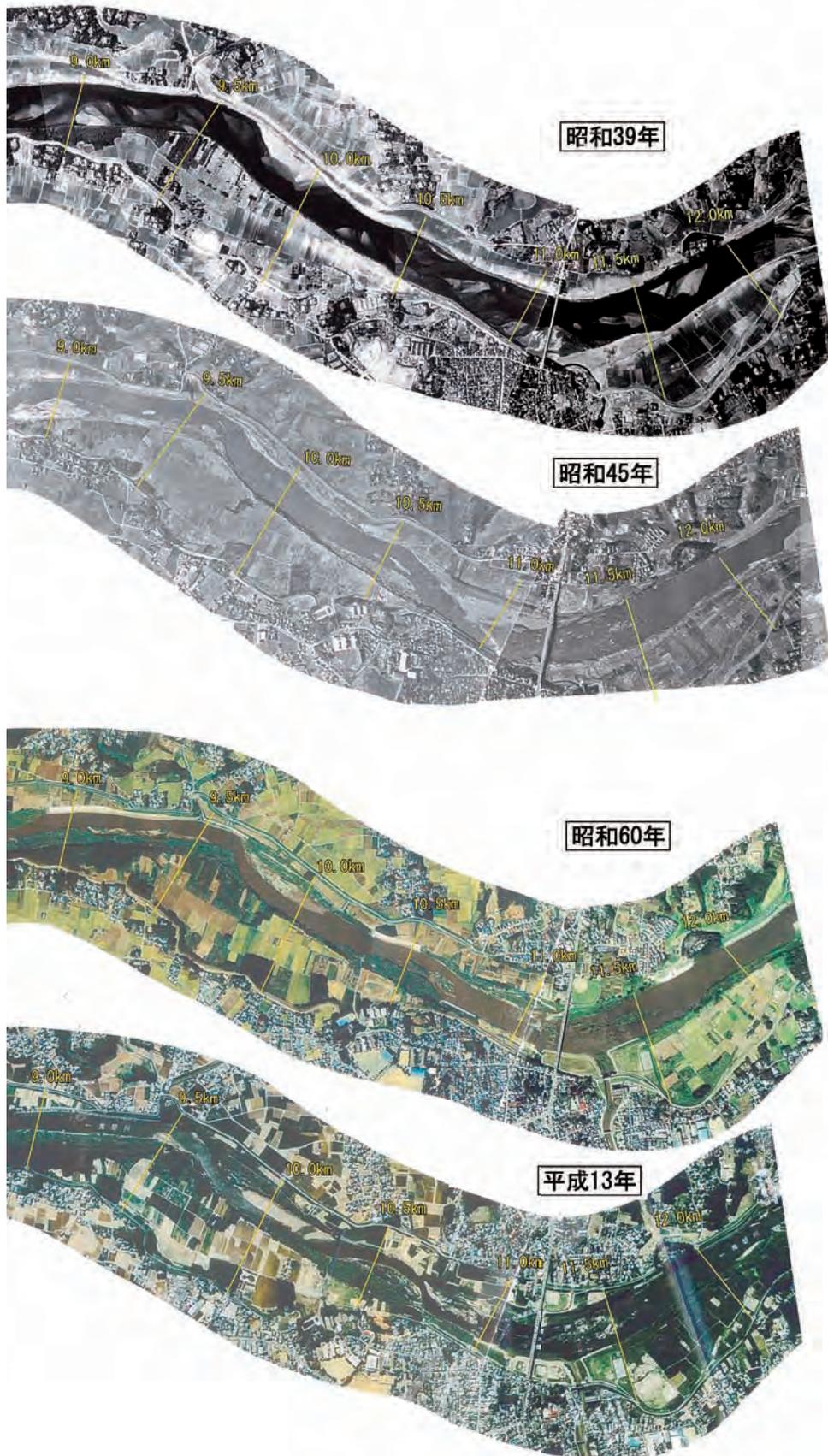


写真 4.3.13 航空写真による河道の変遷 (12～9km)

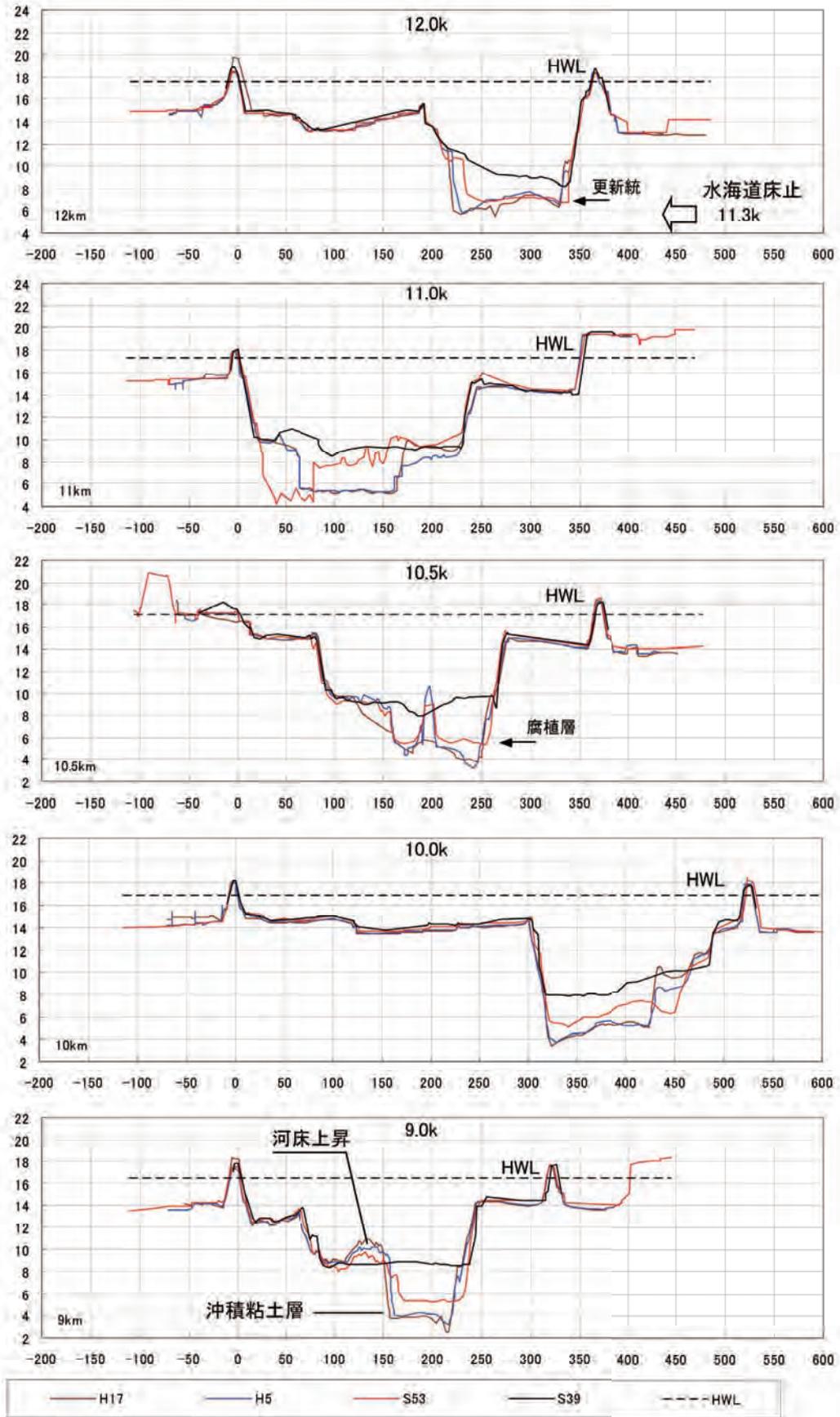


图 4.3.18 12, 11, 10.5, 10, 9km 地点横断面图

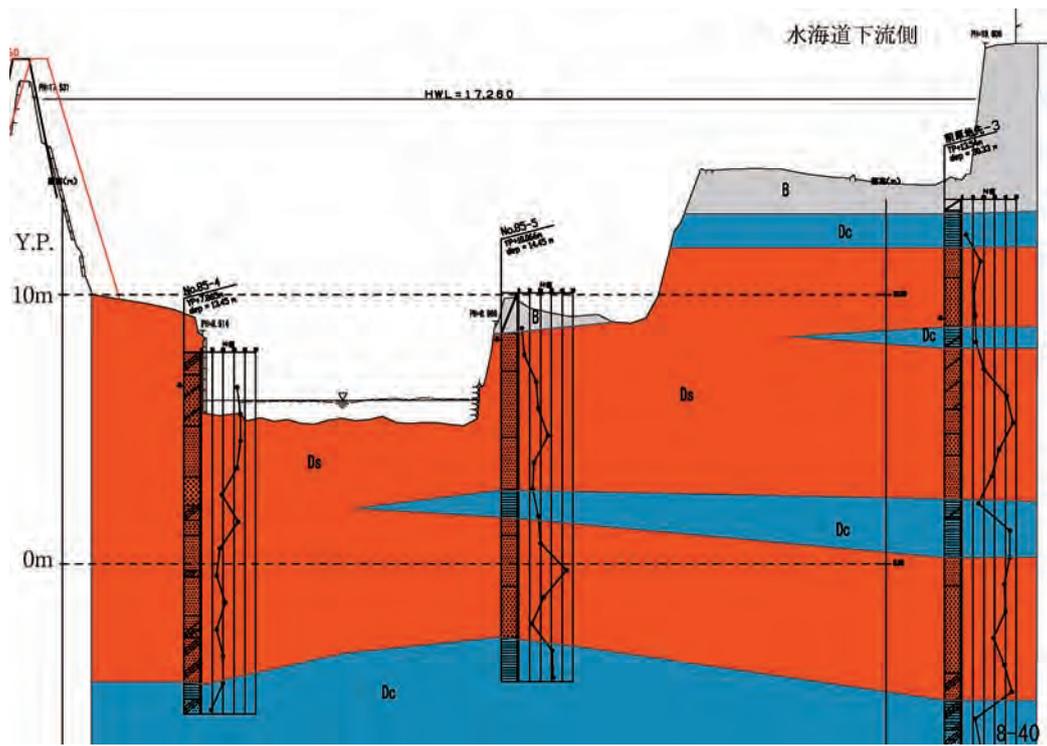


図 4.3.19 水海道床止め土質層序図 (縦：横 = 1 : 10)

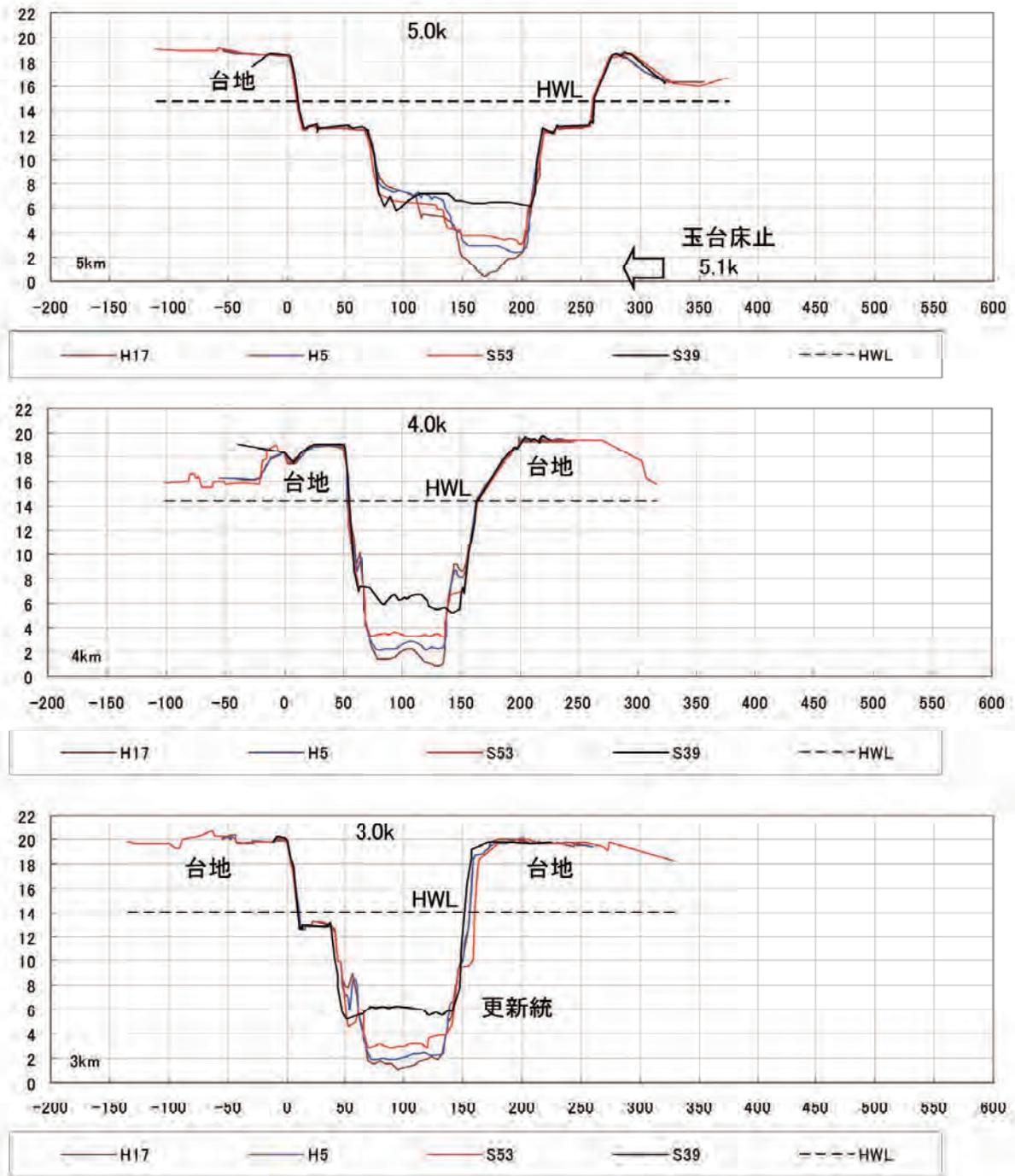


图 4.3.20 5, 4, 3km 地点横断面图

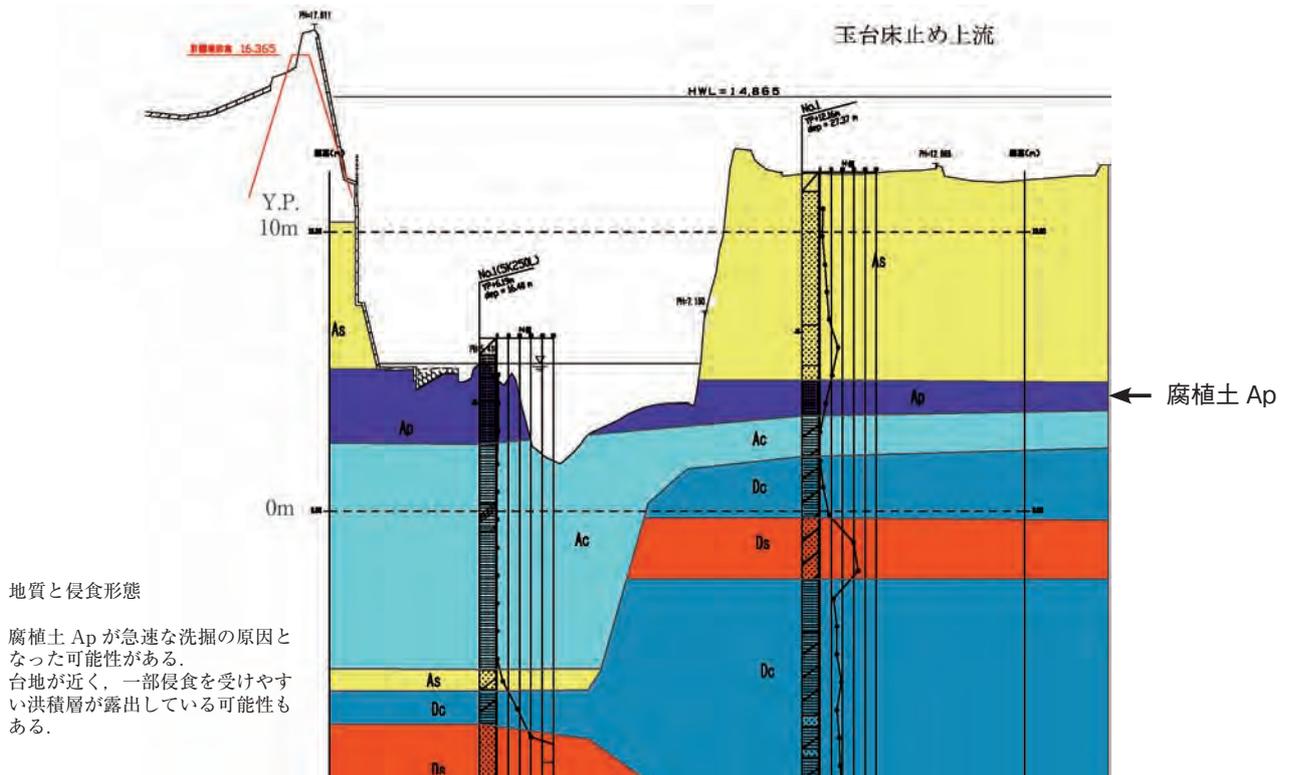


図 4.3.21 玉台床止め土質層序図 (縦：横 = 1 : 10)

(9) セグメント 2 - 2 - ③ = 3 ~ 0km

本区間の大部分は利根川の氾濫原でもある。1.5km 下流は第三期改修によって掘削された河道である。図 4.3.22 の横断図から初期に 170m 程度の川幅であったと推定されるものが、1966 年 (昭和 41) 撮影の航空写真によると 1km 付近で川幅が 150m 程度になり、1973 年 (昭和 48) 時には左岸側に湾曲内岸側に砂州が張り出し高水敷化が始まっている。1989 年 (平成元) には図 4.3.22 に見るように川幅が 100m 程度となっている。堆積物現地調査 (2008 年 (平成 20)) によると、以前低水路であった 0.8km 左岸側の高水敷化した場所にはテラス面が 2 面存在し (図 4.3.22 の Y.P.8m 弱面および 6m 弱面)、氾濫原堆積物 (シルト混じり細砂) が厚く堆積している。下位面は自然堤防化が進行中である。河岸物質の観察によると、河岸下層は平水時水面より少し高い標高から沖積粘性土層と成っている。低水路の横断形状が台形状であり河床は粘性土の上に砂が多少乗っているものと判断し得る。1.5km 地点は明治期に鬼怒川を付け替えた地点であり、右岸側は旧河道の締め切り地点である。1.5km 地点の初期川幅に相当する左岸は旧河道の河岸であり、右岸は締め切りラインに相当しよう。2.0km の初期川幅は、明治期の鬼怒川河岸幅である (第三期改修計画における平面図により確認)。

鬼怒川の合流点である利根川 97.0km 地点の河床は、図 4.3.23 に見るように低下し、それに伴って鬼怒川の河床も低下した。上位のテラス面は 60 年代までに形成され、下位のテラス面は河床砂採取による水面低下、洪水流量の減少、ダム群建設による砂供給減少による河床低下により、70 年代から形成されたものと判断される。現川幅は戦前期の 6 ~ 7 割程度と成った。

なお、本区間の上流部 (2km 付近より上流) は、現在、河床に砂が無く、更新統の泥岩 (シルト・粘土) が露出している (⇒写真 3.3.7)。

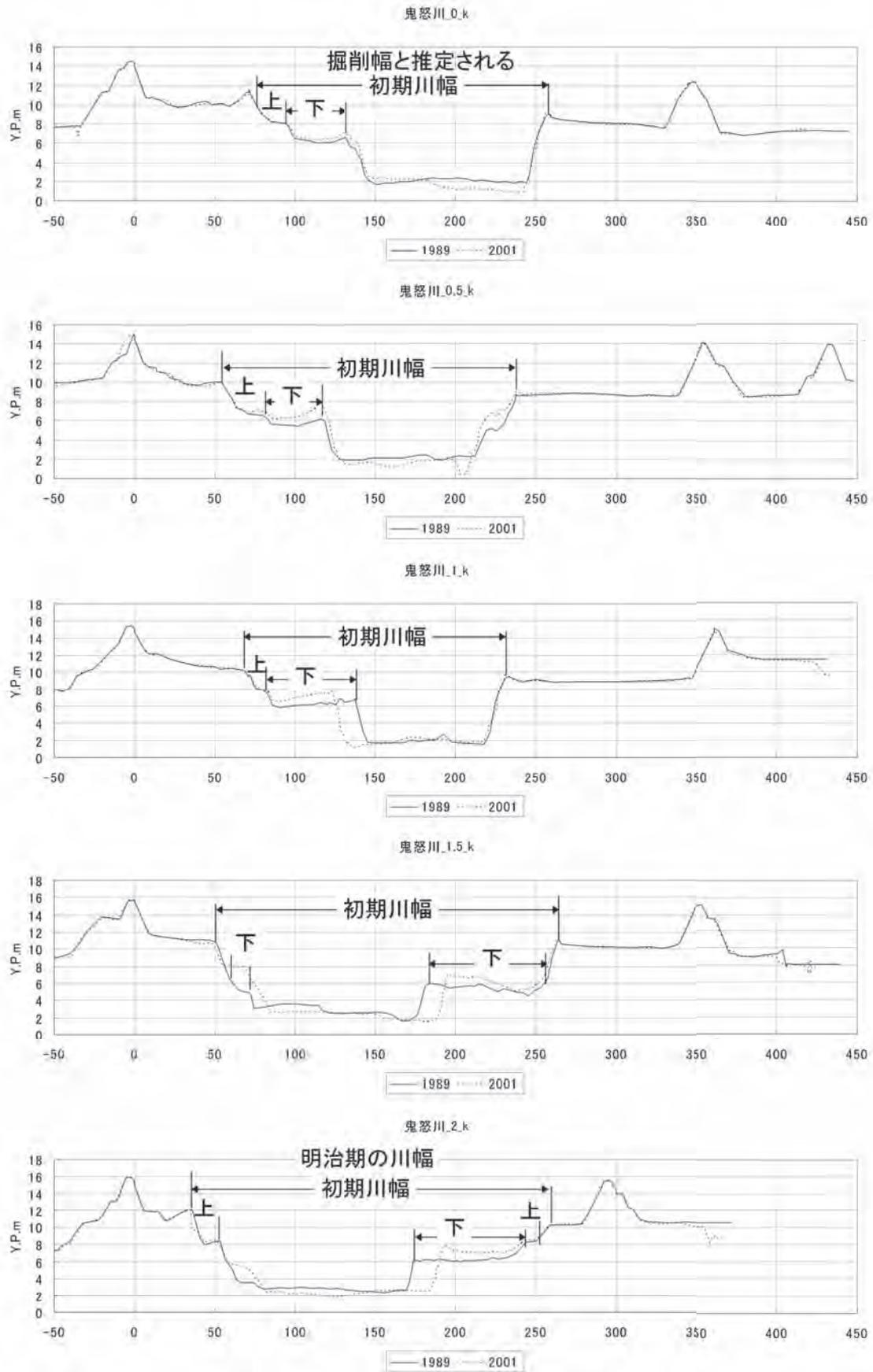


図 4.3.22 2, 1.5, 1km 地点横断面図

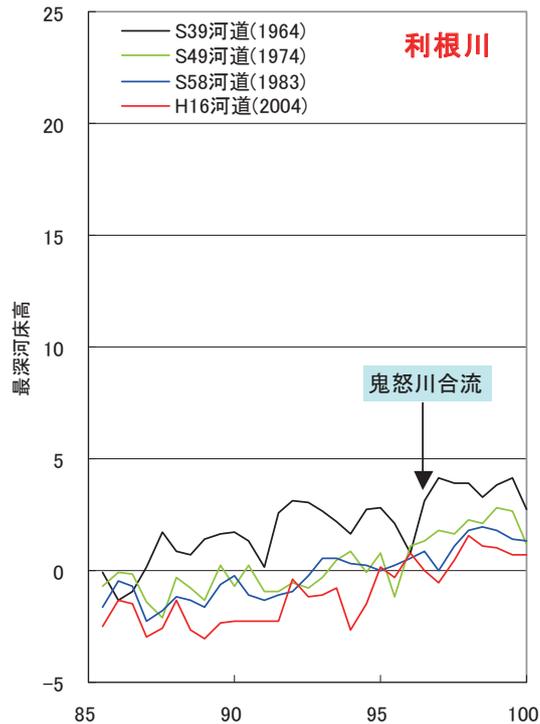


図 4.3.23 利根川の最深河床高の変化

[3] 河床高変化の特徴とその要因分析

[1], [2] において、鬼怒川の河道特性の変化について見てきた。その特徴の取りまとめとその要因分析を行う。

(1) 砂利川区間

砂利採取が行われた時期に採取量に応じて河床低下したが、砂利採取が終わった2001年（平成13）以降は60～70km区間を除いて最深河床高の変化はほとんど無くなっている。60～70km区間の区間は66.75km地点に勝瓜頭首工があり、この頭首工の左岸側に流水が集中する構造形式および頭首工直上流の掘削により、頭首工下流の左岸側が差別的侵食が生じている。79～83kmは新三紀の泥岩・左岩が露出し、これが河床の低下を防いでいる。岩が水中から空中に出ると乾燥・収縮により風化され、侵食平坦面を形成するので、この平坦面に砂利が覆いかぶさらなければ徐々に平坦面の標高を下げている。

(2) 砂川区間

砂川の区間は砂利採取終了後も河床低下が止まらない。河床に砂がほとんど無くなり河床・河岸に完新統の粘性土層・腐植土層、更新統のシルト・粘土層、砂層が露出し、それらが下刻されるためである。

土質の耐侵食抵抗の差異により侵食速度と侵食形態が異なる。沖積粘土層は旧河道幅の中で溝状（50～70m）に下刻し旧流路を複断面化しつつある区間と、溝状の幅が広く台形状となったまま下げ止まりと成っている区間がある。腐植土層は空隙が大きい。そこに混じるシルト・粘土、植物遺骸の割合により耐侵食力が異なるが、まず細く切れこむように侵食が生じ、その後それが広がるようである。

洪積砂層は堆積時期、海成堆積物か河成堆積物によって耐侵食性が異なる。一般に浅海性の堆

積物である砂層は固結度が低く侵食されやすいが、11.2km地点の洪積砂層は耐侵食力が大きく長方形断面を持ち侵食速度が小さい。2 km付近の洪積粘性土に見るように洪積粘性土は砂質土に比べ侵食されにくい。

図4.3.3を見ると河床低下が下げ止まりとなっている地点が4地点存在する。①、②は、洪積粘性土層の存在、③、④は沖積粘性土層の存在が確認される。

土質が縦断方向に変化する地点では、侵食抵抗の差異により耐侵食性のより強い土層の箇所が掘り残され(①～④地点)、そこが上流に対しては侵食基準面となり河床低下の緩和要因となりうるが、2001年(平成13)時点では上流の河床低下が止まらない。

本区間に設置された床止工は、下流の河床低下の上流への進行(小瀧の後退)をそこで止める機能を発揮するが、上流が床止め工下流と同程度の耐侵食性物質からなる場合は、床止工の直上流を除き河床低下を止めることを期待することはできない。砂川においては河床からの突出高の小さい床止工は上流の掃流力を緩和する効果が小さいのである。

大出水時、河床の低下が進行している区間は、流速が増すので侵食がさらに進む。

[4]川幅縮小の要因分析

従来の知見によると沖積地河川における川幅は、代表粒径 d_R が同じであれば、概略、平均年最大流量 Q_m と河床勾配 I_b の積に比例する(山本, 2004c)。

河床掘削されても河床勾配はほとんど変わらないので、

- ① 平均年最大流量が変化する
- ② 河床材料が変化する
- ③ 河道掘削された河道がまだ洪水による動的な平衡状態に達していない
- ④ 移動床でない洪積層・沖積層が露出し、移動床の沖積河川と河道特性が異なる
- ⑤ 護岸により川幅が規制される

が川幅の変化の説明要因となる。

(1) セグメント1

現鬼怒川のセグメント1における川幅(移動床幅)は1960年代以前の川幅に比べて3～5割程度減少している。砂利川における川幅縮小の原因についてそれぞれの要因について考察しよう。

- ① 4.1(4)で記したように鬼怒川の河床掘削前の時期(1950年代)の河道特性を規定していた洪水流量は、 $1380\text{m}^3/\text{s}$ より5割程度大きいと判断される。
- ② 粒径が変化したと言う実証的な資料が無い。ただし山地からの供給土砂量は70%減少したと推定される。河床材料のC集団およびA'集団は、その移動速度が遅く山地河道部からの供給もあり急減しない。小粒径であるA''集団、B集団である砂の供給量は急減したと推定される。河床材料を構成する小礫および砂というマトリックス集団の供給が急減したのである。これは河床材料の移動特性を変える。河床材料の混合度が高いほど大礫集団の移動限界掃流力は小さくなるから河床材料は移動しにくくなる(山本, 2004g)。また表層における小礫および砂の存在割合が減り、C集団が河床を覆う割合が増える。実質的に河床材料の代表粒径が大きくなることに相当する。図3.5.1の太実線の関係が成立するとし、代表粒径が2割大きくなるとすると、川幅は約25%減少することになる。しかし河岸物質は

供給土砂量が減少した以前の材料であり、C集団の増加が川幅の縮小に及ぼす影響はこれより小さいと判断する。

- ③ 掘削幅がそのまま現河道の低水路幅を規定しているとするものである。河床掘削は堤防寄りを掘り残した形で為され、その掘削幅は①の洪水流量低減率に近いものであった。掘削後20～30年近く達ち、1985年(昭和60)以降、 $2500\text{m}^3/\text{s}$ を超える洪水が3回、 $2000\text{m}^3/\text{s}$ を超える洪水が5回もあるにも関わらず川幅拡大の傾向が見えない。セグメント1の河岸侵食は一洪水で10～100mであり、同一地点が継続的に侵食されるものでなく下流に移動、あるいは滲筋が変わり別の場所が侵食される。まだ河岸が掘削後侵食されたことのない河岸があり、洪水に対応する動的平衡状態に達しているとは言えないところがある。
- ④ 勝瓜頭首工(66.75km)の下流川幅減少の一要因であり、溝状部分が深くなり取り残された部分に流水が乗る機会が減り、植生が進入し高水敷化してしまうのである。
- ⑤ 公園等の整備・災害復旧に伴い、護岸が設置されて川幅が人為的に制限されたもので、87～83km区間等が相当する。

以上、セグメント1の低水路幅(移動床幅)の減少は、河道掘削が堤防寄りを残す形で為され川幅が縮小した新水路が形成され、一方でダム建設による平均年最大流量が5割程度減少し川幅を元に戻す外力が減少し、かつ掘削川幅による川幅縮小率と洪水流量減少率がほぼ同じであり、掘削後15～30年経過にも関わらず川幅の拡大とならなかったと総括されよう。 $2000\text{m}^3/\text{s}$ 程度の洪水では局所的に河岸侵食が生じるが、滲筋が自然河岸に寄ったところが全て侵食される可能性は実績より無いと判断される。 $3000\text{m}^3/\text{s}$ を超える大洪水ではどうなるのであろう。大洪水時の最大河岸侵食幅は100m程度、長さは他の扇状地河川の事例では侵食幅の5～15倍程度であるので1000m程度であろう(山本, 1997, 2004 h)。川幅は拡大するが、その後、砂州の一部の高水敷化が生じ、平均年最大流量程度の川幅に戻ると推定される。戻るに必要な年月、すなわち変化速度については実証的資料による分析がなされておらず不明である。

(2) セグメント2-2

セグメント2-2の川幅減少の原因として①はありうるが、供給砂分の急減により河床にはほとんど砂層がなくなり、河床物質および河岸物質が砂川と大きく変わってしまった。

河道の曲がり等により流水の集中するところほど早期に沖積粘土層、洪積層が現れる。溝状の侵食水路が形成された区間は、底質がシルト質の後背湿地堆積物であり、流速 $2\text{m}/\text{s}$ 程度で侵食される物質である。その溝の側面の耐侵食力(後背湿地堆積物)は、1950年代の川の河岸物質(浮遊堆積物)より大きい。溝の側方侵食と河床低下により河積が増大し流速が低減し、その耐侵食力に対応する流速に達すると側方侵食・河床低下速度が遅くなるのである。溝状の水路の流下能力は $400\sim 600\text{m}^3/\text{s}$ 程度と推定され、平均年最大流量時には溢れる。掘り残され所には草本が侵入し、浮遊砂の堆積により河床が上昇している。侵食溝が2つ生じたところでは、島状地形が形成されている。まだ安定状態となったといえず、今後、溝状水路幅の拡大・低下が生じる可能性があるが、60年代の川幅までは拡がらず、掘り残されたところの浮遊砂の堆積による河岸化と相俟って一定の幅に落ち着こう。

4.4 河川植生の変化

4.3および4.2に見たごとく鬼怒川の河道形状は、河床掘削、上流ダム群の建設、砂防事業の実施、護岸および高水敷の整備により、河道形状が大きく変わった。砂利川では、川幅（移動床幅）の減少、砂州列数の減少と河道の複断面化が進行した。砂川では河床から砂がほとんど無くなり、沖積粘性土を穿入し溝状の水路が形成され川幅も縮小した区間が多い。

これにより、河原の面積が減少し、植生が覆う面積が増加した。図4.4.1は1947年（昭和22）、1973年（昭和48）、2002年（平成14）における鬼怒川の河川空間（堤外地）における河道距離2kmごとの利用地、植生域、裸地（河原）、水面の面積を航空写真により計測し、縦断方向に示したものである。1947年（昭和22）に比べ、河道掘削が継続中であり、五十里ダム、川俣ダムの完成後の1973年（昭和48）には裸地の面積が減少している。なお植生は洪水という攪乱が無いと砂利州に草本類（パイオニア植生）が数年で進入してくる。1947年（昭和22）はカスリン台風による大洪水直後の空撮写真であり、河原の草本類は破壊され裸地が多いと判断される。これを鬼怒川の原風景とするべきでは無いが、戦前の地形図、写真等よりセグメント1においては裸地の河原が大部分を占めていたと判断される。1947年（昭和22）における利用地は、堤外の農地である。

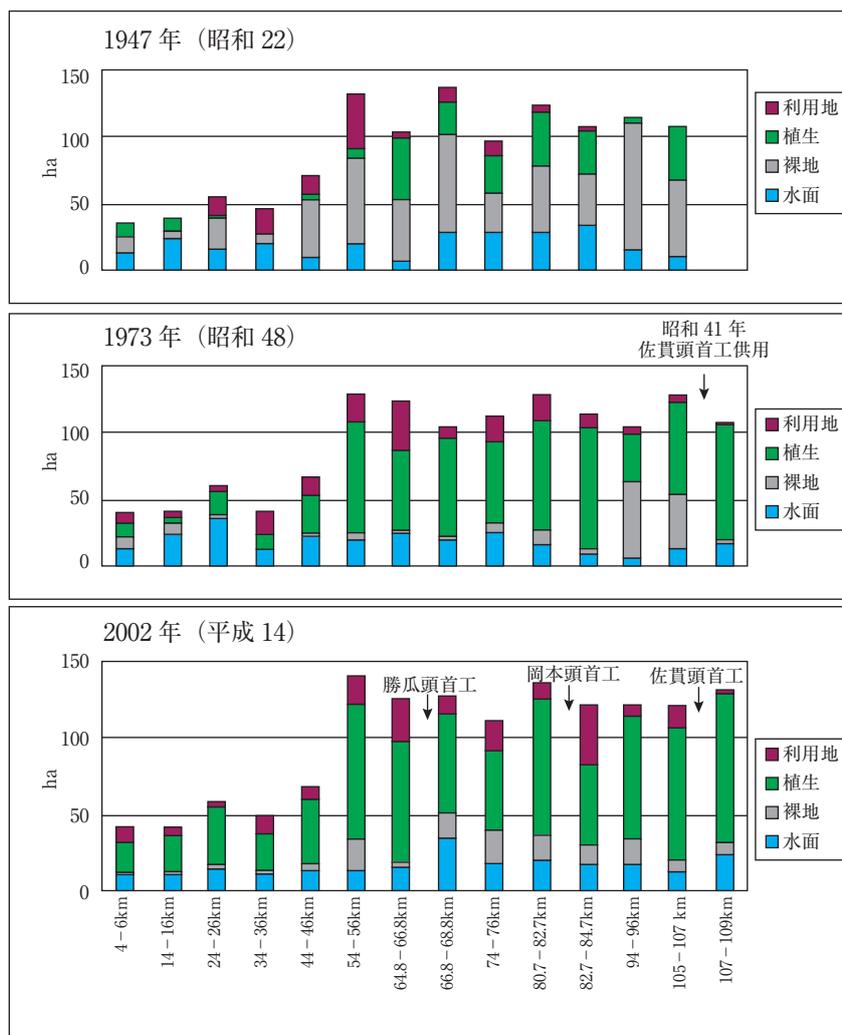


図 4.4.1 河道の環境区分の変遷（航空写真より読み取り）（下館河川事務所資料）

2002年(平成14)には、河床掘削による河道の複断面化(高水敷の形成)による利用可能地の増加に伴う公園利用が増加している。

昭和30年代後半から50年代において掘削された場所は、一時、平坦な裸地となるが、何度かの洪水により砂州が再生し、小出水による細粒物質の堆積・侵食により表層物質、地下水位、土壤水分に空間的差異が生じる。その差異に応じて、また、その後の洪水による攪乱頻度と強度に応じて、植物が侵入と破壊が生じ植物群落の分布が変化する。

近年、河原植生の群落構成の変化が生じている。図4.4.2に示すように、セグメント1では2000年(平成12)ごろから外来種であるシナダレスズメガヤ(写真4.4.1)が繁茂し始め、2002年(平成14)から2006年(平成18)にかけて爆発的に占有面積を増加させ、在来の河原植生であるカワラハハコ、カワラヨモギ、カワラニガナ、カワラノギクの生育基盤を奪っている。2002年(平成14)7月の2800m³/s程度の洪水後、2006年(平成18)まで1000m³/s程度以下の洪水しか生起せず、河原にシナダレスズメガヤが侵入したのである。3000m³/s程度の洪水が来れば占有面積は減少するが、その後、再度侵入しよう。高水敷化された場所で利用ゾーンとされていない場所はハリエンジュ群落の面積が拡大している。なお1993年(平成5)、1996年(平成8)前後には大きな出水がないので、2000年(平成12)頃から上流の道路・砂防工事等に伴う裸地保護工として導入されたシナダレスズメガヤの種子が流水散布され、河原への侵入が始まったと言える。

セグメント2-2では、その土壤環境、河床材料、土地利用からシナダレスズメガヤ、ハリエンジュの侵入はほとんど無いが、河床低下により、かつての河床が高水敷化した河岸沿い、島状地形には、タチヤナギ群落が定着し面積が拡大している。

平成に入ってから在来種面積の変化を図4.4.3に示す。外来種の繁茂面積の増加にもかかわらず(セグメント1においては、1996年(平成8)～2006年(平成18)の間に約10ha/km程度増加した)、在来種面積はそれほど変化が無い。図4.4.4には1km当りの裸地面積の推移を示す。裸地面積は大洪水により増加し、洪水が無い年が続くと減少する。セグメント1-①での裸地面積が大きいのは、洪水時の掃流力が大きく、かつ河床材料も大きいので、パイロット植生の進入が遅れるためである。裸地面積変化からは外来種増加の原因を読み取れない。図4.4.5には植生調査対象面積内の面積(陸域+水域の合計面積)と陸域面積の推移を示す。陸域+水域の合計面積は概ね同じであるが、陸域面積は1996年(平成8)と2006年(平成18)で比較すると約1,000ha増加している。外来種は同じ期間に全体で約600ha増加していることから、新たに増加した陸域(水域だった所)が裸地となり、そこに外来種が進入したのである。従来であれば裸地的環境であったような所までシナダレスズメガヤが進入しているのである。

シナダレスズメガヤは、絶滅危惧種であるカワラノギクの生育基盤河原を奪い、カワラノギク群落が急減しているが(村中他、2001)、群落として捉えられていないため調査結果からはその変化を読み取れない。

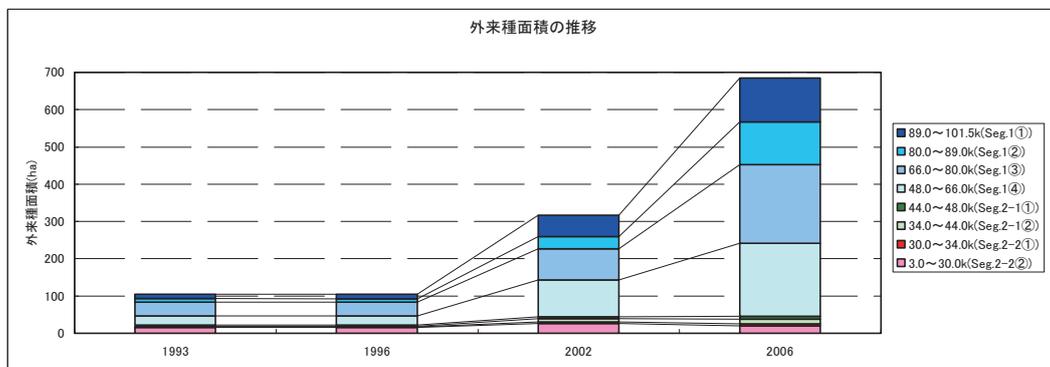
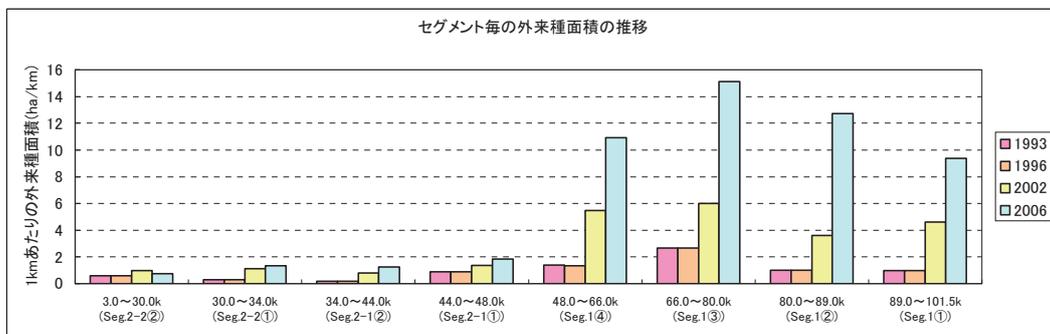
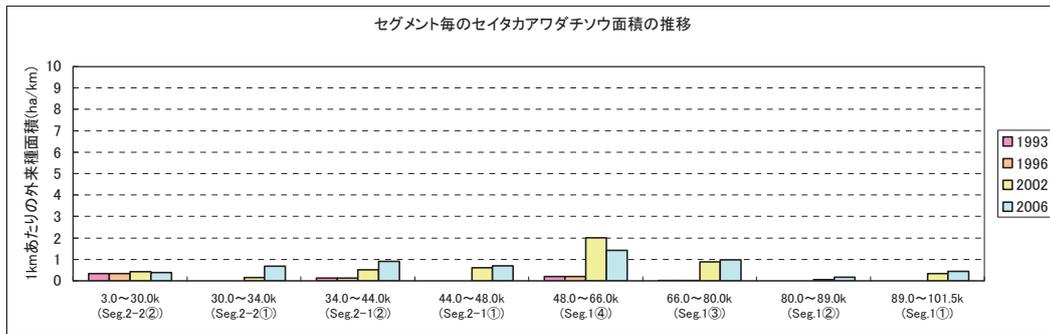
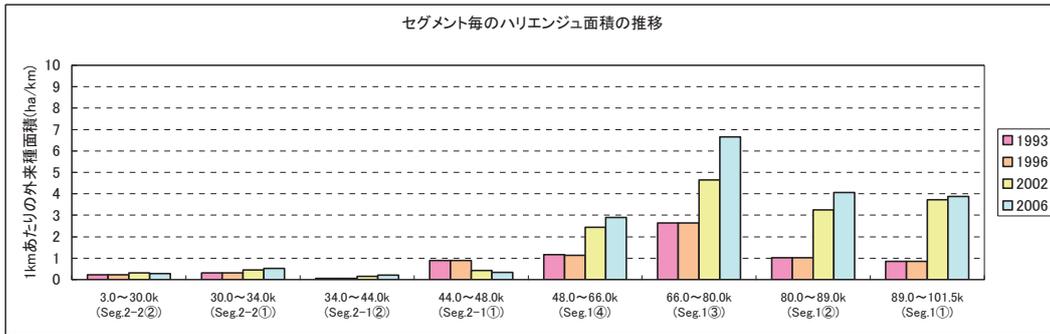
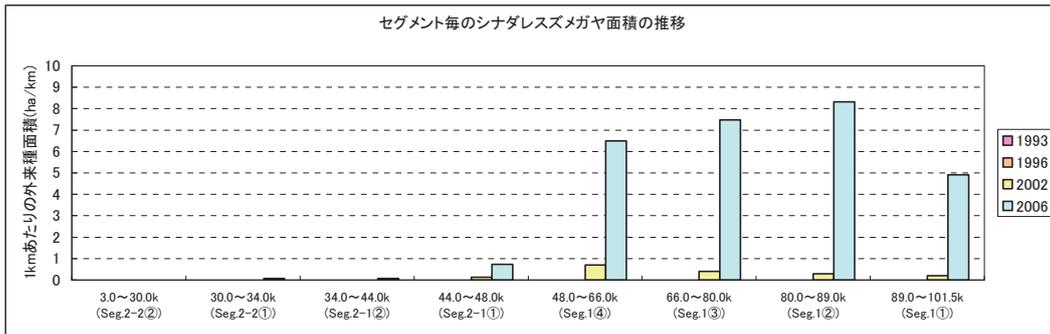


図 4.4.2 外来種面積の推移



写真 4.4.1 シナダレスズメガヤの侵入状況 (93km 付近) (平成 19 年 5 月 17 日)

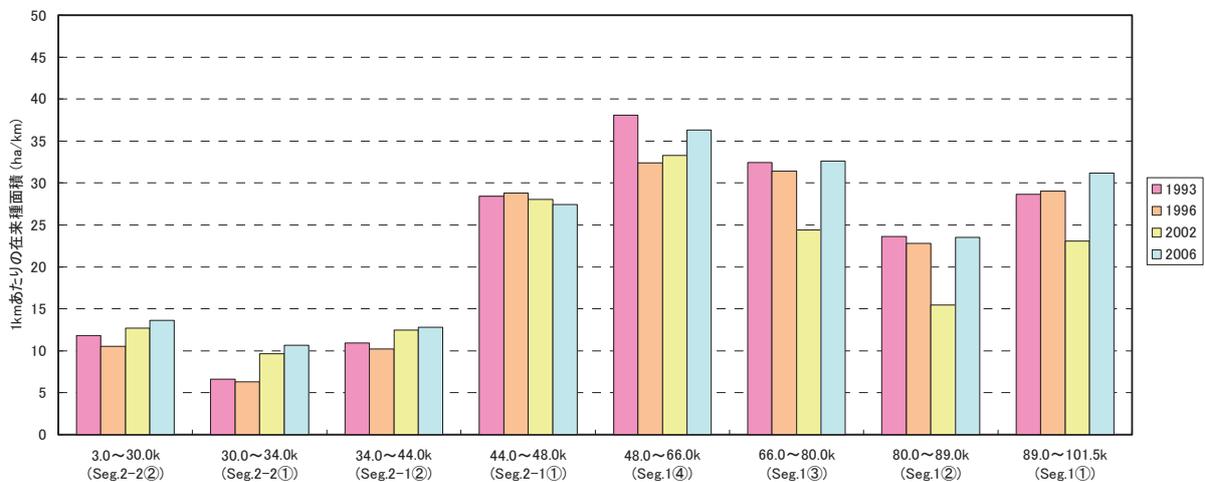


図 4.4.3 平成年間における在来種面積の推移

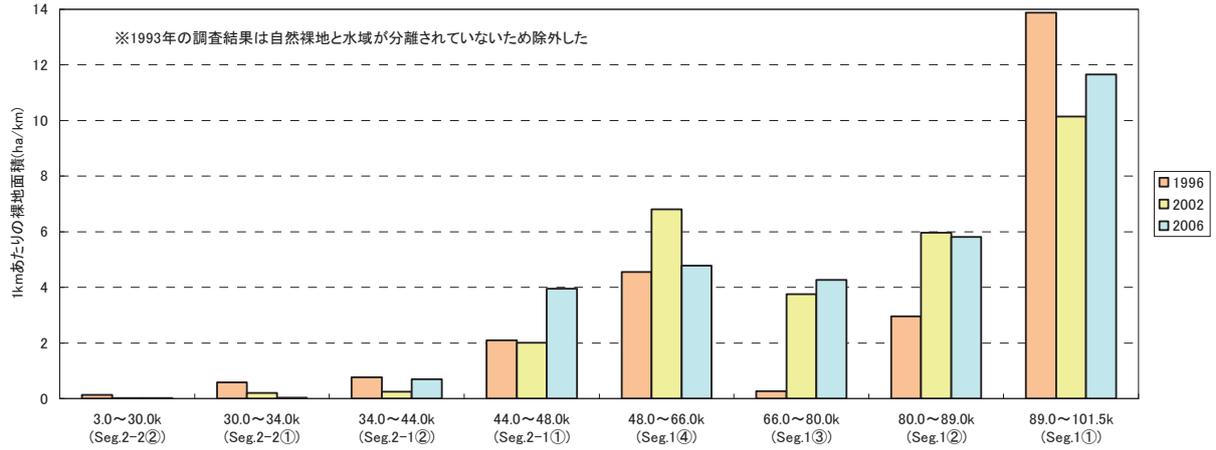


図 4.4.4 1km 当たりの裸地面積の推移

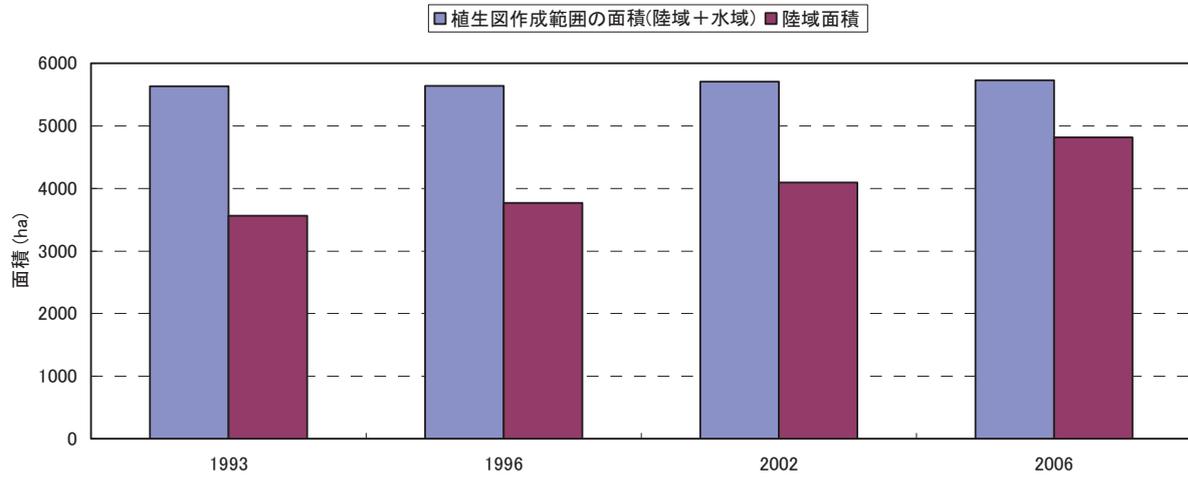


図 4.4.5 陸域および水域面積の推移 (植生調査範囲)

5. 鬼怒川河道管理の課題と今後の方向

5.1 河床低下対策

4.3で見た様に、鬼怒川河道は河床低下の傾向にあるが、各セグメントにおける河床低下形態とその変動速度には差異がある。河床低下そのものは、河積を増加させ流下能力を増加させるという効用があり一概に否定されるべきではないが、既存横断構造物の被災・機能不全、橋梁橋脚の浮き上がり、護岸の被災、取水障害、さらには鬼怒川の計画高水流量に見込んだ河道低減機能の減少（利根川の流量増となる）をもたらす恐れがある。

セグメントごとに対応方針について私見（山本）を述べたい。

(1) セグメント1-①, 1-② = 102～80km

現在、本区間は河床低下が止まり、最深河床高も変化が少ない。最深河床は砂州の滯筋に生じる。河床が低下する箇所は玉石集団が集中し、河床の洗掘が進まないのである。ただし大洪水時には玉石集団が動く可能性が高く、最深河床高の標高が低下することがあると推定されるが、当面、現在の最深河床を基準として護岸基礎高の設定を行ってよいと考える。ダム建設以前に比べて河道幅（低水路幅）が減少し複断面化した。洪水により低水路化した河岸の河岸侵食が生じており、今後も生じる。河岸防護ラインを現河道特性および高水敷の利用実態に応じて適切に設定し、防護ラインを侵した区間および侵す恐れが強く堤防に被害が及ぶ恐れにある区間に、護岸補強および新規護岸の設置を行う。

79～83kmは新第三紀の泥岩・砂岩が露出し、これが河床の低下を防いでいるが、岩が水中から空中に出ると乾燥・収縮により風化され侵食平坦面が形成されている。この侵食平坦面は局所洗掘の防止機能を持つ。水面から露出すると侵食されるので、この平坦面を維持するためには、本区間を礫の堆積環境とすることが望ましいが、技術的・経済的に困難である。当面監視活動を継続する。水生生物の生息環境として好ましい場所ではない。

82.7kmに岡本頭首工があり、ここで頭首工機能の維持のため頭首工上流の掘削がなされている。これが続けば下流の侵食平坦面の露出範囲は増加しよう。維持掘削土砂を下流側に還元するべきであろう。護岸工事に当っては、この侵食平坦面を基礎高の基準として深く掘り込まないほうがよいと判断する。掘り込むことにより軟岩をほぐし、護岸沿いが侵食される恐れがあるからである。掘り込むならコンクリートで固めたい。

(2) セグメント1-③, 1-④ = 80～48km

66.75km地点に建設された勝瓜頭首工の下流66.5～64.5km区間の最深河床高は、頭首工構造の変更（⇒注7）および運用法が変わらない限り、今後も低下し、勝瓜頭首工の機能保全工事（護床工の修繕および延長）、および左岸側堤防護岸の被災を防ぐため根固工の増設あるいは護岸の根継が早晚必要となろう。左岸側への流水集中を緩和するため、高水敷化されつつある右岸側を掘削し平坦化すると、勝瓜頭首工固定堰の護床工の被災ひいては本体の破壊に繋がるので、護床工の補強なしで実施するべきではない。

堤防および護岸被害のための対策の方針は、66.5～64.5km区間を除けば上流セグメントと同様である。

(3) セグメント2-1-① = 48～44km

昭和50年代から洪積砂・礫層を切り込み溝状化が始まっている。この溝状水路の河床低下が

進んでいる一方で、取り残された河床の浮遊砂の堆積が生じており、河道が複雑断面化された区間がある。上流からの砂利成分の供給量の増加が期待できないので、この傾向が続く。河床形状の変化のモニタリングを続け、堤防あるいは河川管理施設・許可工作物に被災や障害、河川機能の悪化が生じる恐れがあると判断されたならば、河床低下対策と河川管理施設・許可工作物の補修との費用便益を比較し、対処していく。橋脚の保護が必要な場合は、床止め工と橋脚の根継ぎ工との経済比較を行い判断する。

(4) セグメント 2-1-② = 44 ~ 34km

昭和50年代からに沖積後背湿地堆積物と推察される粘性土層を切り込み溝状化が起きている。セグメント 2-1-①と同様な対応方針とする。

(5) セグメント 2-2 = 34 ~ 0km

河床低下が進まない区間と進行している区間を同定し（土質を同定し）、河床の変化をモニタリングしていく。河床低下により、堤防や段丘崖の土質力学的安定性が基準値以下となった場合は、対応措置（すべり防止工法）を採る。床止め工は、橋脚の保護が必要な場合に橋梁渡河地点直下流に設置する。

5.2 河岸侵食対策

低水路河岸の侵食により堤防が被災を受けないように技術的対応を実施することは、河川管理の重要事項である。そのためには低水路河岸と堤防の距離、1洪水による河岸侵食量、河岸の状態に関する情報と、それに基づく被災可能性を評価する必要がある。鬼怒川河道特性調査より、評価に必要な基礎事項を抽出・整理する。

河岸の侵食形態、侵食量は砂利川と砂川で異なる。図5.2.1は2001（平成13）～2007年（平成19）における洪水による河岸侵食幅を河道横断図の変化、災害復旧資料より読み取り、縦断方向にプロットしたものである。侵食幅はセグメント別に大きく異なり、セグメント1では100mに達する侵食があるが、セグメント2-2では10m以下となっている。侵食幅は全国の直轄管理区間と同様な値である（山本，2004 h）。

以下には侵食形態と侵食可能性に高い場所の予測法について論じ、河岸侵食対策の方向を示す。

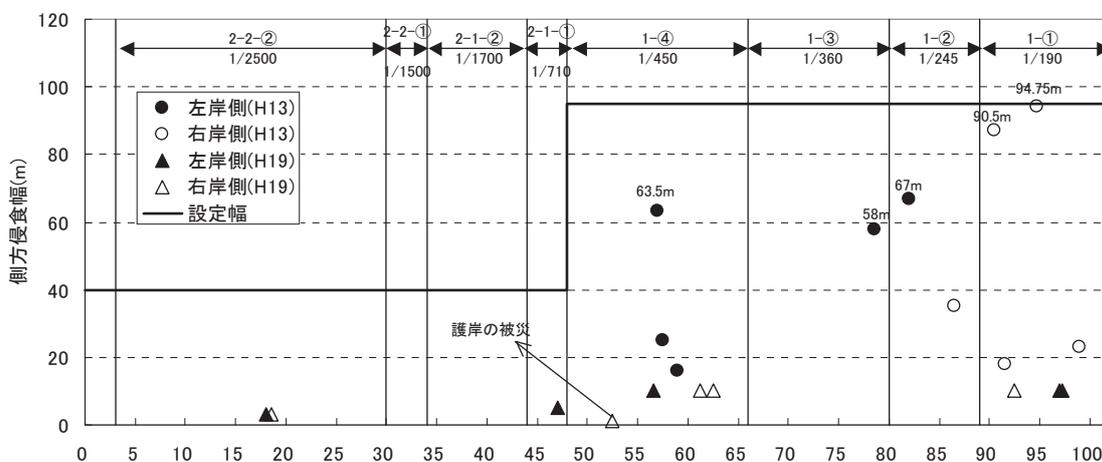


図 5.2.1 実績河岸侵食幅

(1) セグメント1

扇状地河川では、洪水時の水深が浅いにもかかわらず勾配が急なため、河床に働く掃流力は大きい。また河床に発生する砂州の頂部は、平均年最大流量程度の洪水時水面に近づくほどの高さである。大きな洪水が生起しない期間が長いと、小洪水において砂州頂部付近に小礫、砂、細砂が堆積し、植生が進入し、島状・氾濫原化してしまうこともある。

洪水時の河岸侵食は、砂州の発達とその変形移動と密接に関係する。洪水時の河岸侵食幅は大きく砂州幅の半分程度(100m程度)にもなることがある。

河岸侵食と砂州形態の実態を見てみよう。写真5.2.1は1999年(平成11)撮影の航空写真上に2002年(平成14)の撮影写真から読み取った水路位置(澇筋)を示したものである。この間、水海道観測所での資料によると $1500\text{m}^3/\text{s}$ 以上の流量73時間、 $2000\text{m}^3/\text{s}$ 以上の流量30時間が流下した。特に2001年(平成13)9月洪水はピーク流量 $2704\text{m}^3/\text{s}$ となり、大きな河岸侵食が生じた。大きく河岸侵食した右岸94.7kmは左岸側の高水敷化した地形により主流が右岸側に当るようになり、かつ自然河岸であったため侵食したものである。1999年(平成11)の澇筋形態から読み取れる砂州は、この間あまり移動していないが2001年(平成13)洪水で砂州形状が鮮明になり、澇筋が砂州形態と対応するようになった。また新たな澇筋の形成(砂州の形成)も読み取れる。

50年の時間スケールで見れば、扇状地河川は左右岸のどこでも侵食される可能性があり、河道位置の固定および堤防防護のためには両岸に河岸侵食対策が必要であるが、5年程度の短期の時間スケールで見れば、河道内の存在する砂州形状、澇筋位置、河岸材料(護岸、自然河岸、洪積層)を基に、河岸侵食域をある程度同定できる。以下にその方法を記す。

①低水路に切り立った侵食崖がある場所

河岸侵食防止工あるいは難侵食物質が河岸に露出しなければ、引き続き侵食される可能性が高く、侵食部は下流に伝播する。

②砂州の島状化と高水敷化によりある程度流路が固定化(草本類が進入し細粒物質層が形成され、平均年最大流量程度の洪水時に流速が $1\text{m}/\text{s}$ 以下になるような浅い場所)された区間、堰のため砂州の移動が阻害・固定化された区間、橋梁保護のため掘削されず掘り残された区間、高水敷化されそれが低水路側に張り出している区間。

澇筋が固定されやすいので、侵食可能性の予測は容易である。

③低水路が直線的であり、低水路内の砂州の移動を妨げる構造物等が無い区間

砂州および澇筋が下流に移動(シフト)するものとして予測する。

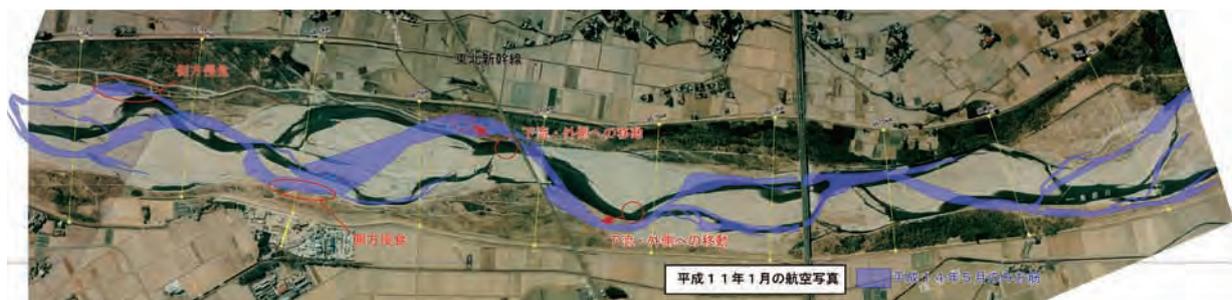


写真 5.2.1 澇筋の移動特性 (東北新幹線上下流区間: 93 ~ 98km)

④川幅が変化する区間および低水路の法線が変化する区間

こういう区間は、砂州の配置状況と低水路法線形状および洪水流量の差異により新たな砂州が形成されたりするので河岸侵食位置の同定および発生するであろう滲筋位置の推定が難しい。

⑤護岸工事のため瀬替や砂州形状を変更した区間

河床面を平坦化すると新たな砂州の形成が生じることがあり、滲筋が大きく変わることがある。

護岸前面の埋め戻し量が小さい、埋め戻し材料が周辺表層材料より小さいと護岸前面を走る滲筋が形成される可能性が高くなる。瀬替えのための小堤防を存置させるとそれが水制機能を持ち、流水を誘導し、思わぬところに河岸侵食が生じることがある。

なお鬼怒川セグメント1-①の区間は表層の玉石が存在する場所が多く供給土砂の減少により砂州が固定化されたと言われているが、**写真5.2.1**に見るように滲筋の変化があり、まだ生きた河道である。1960年代以前において堤防間が高水敷化して畑および樹林となっていた区間は侵食されにくいようである。侵食防止対策工の存置(旧堤坊の存在)が暗示される。

低水路の法線形がスムーズでないと洪水時の流線が偏起し流水が集中し、河岸侵食量が大きくなるので、低水路法線形を河川が自己調整によりなりたがる川幅より多少広めに低水路幅を設定し、高水敷の利用計画、占用地、堤外民地、堤防法線形、1洪水での可能河岸侵食量を考慮して河岸防護ラインを設定して、河岸状況をモニタリングしながら計画的の護岸を設置していくべきである。災害復旧による護岸の設置においても、侵食河岸線ではなく河岸防御ラインに沿って配置すべきである。

(2) セグメント2-1 = 48 ~ 34km

48 ~ 44kmのセグメント2-1-①の区間は、標高Y.P.26 ~ 27mより下に洪積層が存在、その洪積砂・礫層を切り込みはじめ溝状化が始まった単列砂州区間である。セグメント2-1-②でも沖積粘性土を切り込み始め、セグメント2-1-①と同様の状況である。

この溝状水路の河床低下が進んでいる一方で、取り残された河床の浮遊砂の堆積も生じており、河道が複雑断面化している区間がある。

滲筋が固定されつつあり河岸侵食の生じる可能性がある区間は、滲筋がよる河岸側の侵食の可能性が高まっているが、まだ溝状地形の発達が顕著でないこともあり、対岸の洪積層および沖積粘性土層の上に乗る氾濫堆積物が侵食された地点もある。39.7km区間付近は旧河道の河床堆積物が河岸に存在し、両岸に侵食が生じた。

2007年(平成19)9月洪水(石井2819m³/s, 水海道2204m³/s)では、**写真5.2.2**に示す47.1 ~ 39.95kmの左岸が幅5m侵食された。**図5.2.2**の横断面図に見るように2002年(平成14)時点での左岸側に溝状地形が形成され、河岸沿いには狭いながらも溝状侵食から取り残された平坦面があり、この平坦面に乗る氾濫原堆積物が**写真5.2.3**のように滑ったのである。

1979年(昭和54)以降の横断形状図より、川幅の変化があった地点を探すと47km地点左岸、43km地点左岸、41km左岸である。このうち43kmおよび41kmは滲筋側の対岸沖積粘性土の上に乗る氾濫原堆積物が侵食されている。

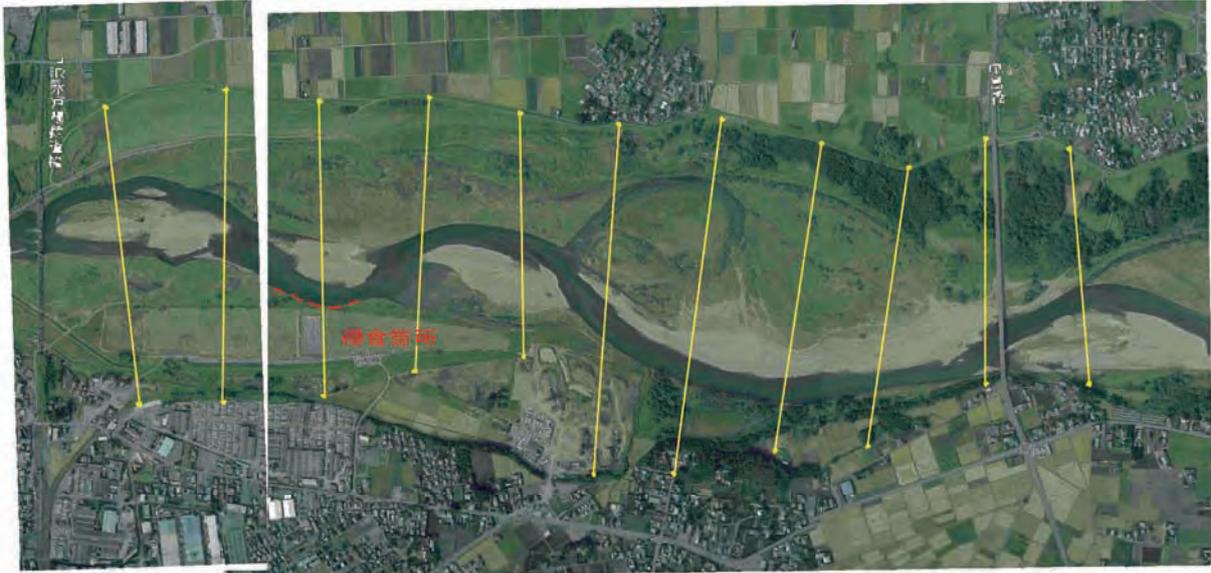


写真 5.2.2 2007.9 洪水による被災箇所航空写真（筑西市伊佐山地先）

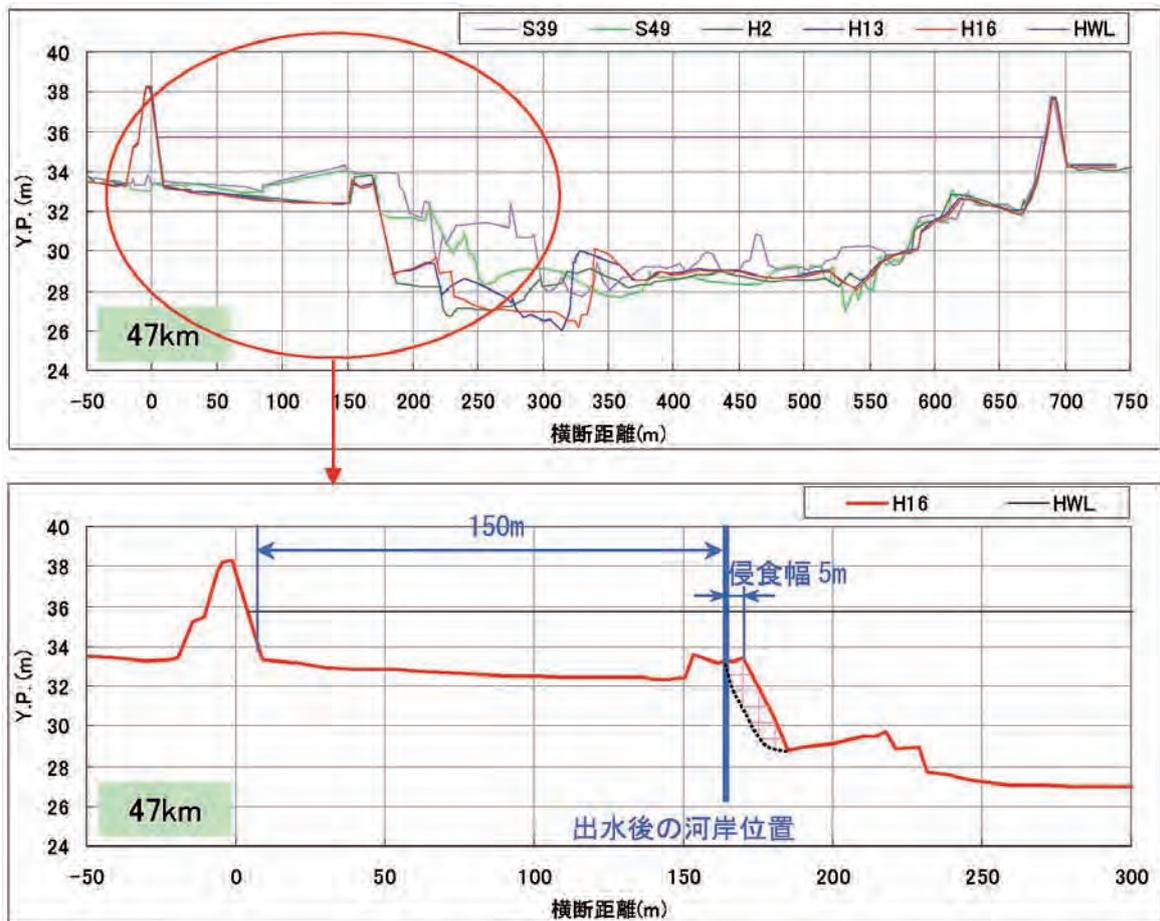


図 5.2.2 2007.9 洪水による被災箇所横断面図（筑西市伊佐山地先）



写真 5.2.3 2007.9 洪水による被災状況写真（筑西市伊佐山地先）

上流からの砂利成分の供給量の増加が期待できないので、この傾向が続くが、河床低下をモニタリングしつつ必要な対策を実施していく。具体的には、堤防と低水路河岸との距離が30m以上無い区間においては、河床低下による堤防および河岸を含めて堤防の土質力学的安定計算を行い、必要な安全度が確保されない場合は、滑り安定性の確保のため矢板基礎を用いた護岸の設置を行う。

河岸侵食防止工としては土層を乱さない矢板基礎工を組み合わせた護岸形式が好ましい。

河床低下を防ぐ床止め工の有効区間は短いので重要横断構造物（橋脚）の保護が必要な場合以外は計画しない。

(3) セグメント 2 - 2 = 34 ~ 0km

現在、本区間の低水路は穿入河道となっており、滯筋位置の変化が少なく、また粘着力のある河岸物質が河岸の下部の存在するため、以前より河岸侵食が生じにくくなっている。また侵食量も小さい。

2007年（平成19）7月洪水（水海道2204m³/s）において2箇所河岸侵食が生じた。

・三坂町白畑地先（18.0km 左岸付近）

侵食区間の航空写真（⇒写真5.2.4）、侵食部の横断形状を図5.2.3、侵食形態を写真5.2.5に示す。侵食区間は滯筋が河岸に寄った区間であり固定された水衝部に当る。図5.2.3より侵食は2000年（平成12）以降継続していることが分かる。写真5.2.4より水面近くは粘性土である。その上の表層の氾濫原堆積物が滑っている。このすべりは下層粘性土の侵食（側方侵食）を起因としたものであろう。侵食幅は3mとわずかである。

・花島町地先（18.5km 右岸付近）

18.0km 左岸付近と同様、写真5.2.6に示すように、侵食区間は滯筋が河岸に寄った区間である。写真5.2.7、図5.2.4より、水面より少し上にその上の河岸物質と土質構成が異なり（氾濫原堆積物）、上層が滑ったと判断される。侵食幅は3mとわずかである。

このような侵食形態の可能性のある区間の同定は比較的容易である。滯筋が河岸に寄り、かつ護岸が設置されていない区間としてよい。河床低下による深い円弧すべり（川底を通る）の発生の可能性は低いと考えるが、従前より載荷加重が増加しているの土質力学的堤防の安定性照査を一度実施しておくことが好ましい。

今後の河岸侵食対策および河床低下対策の方向は、セグメント 2 - 1 と同様である。



写真 5.2.4 2007.9 洪水による被災箇所航空写真 (常総市三坂町白畑地先)

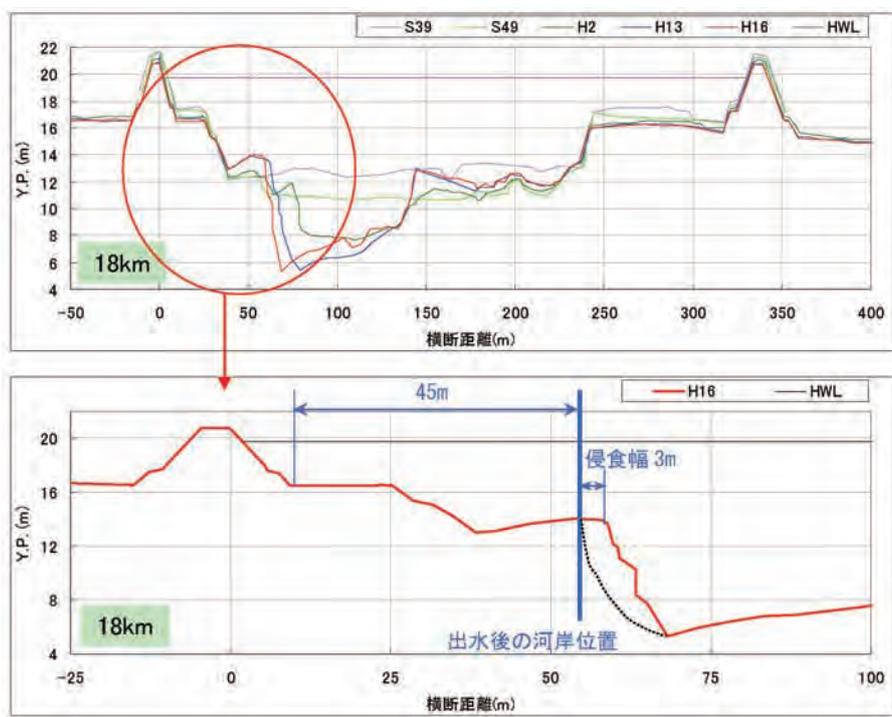


図 5.2.3 2007.9 洪水による被災箇所横断面図 (常総市三坂町白畑地先)



写真 5.2.5 2007.9 洪水による被災状況写真 (常総市三坂町白畑地先)

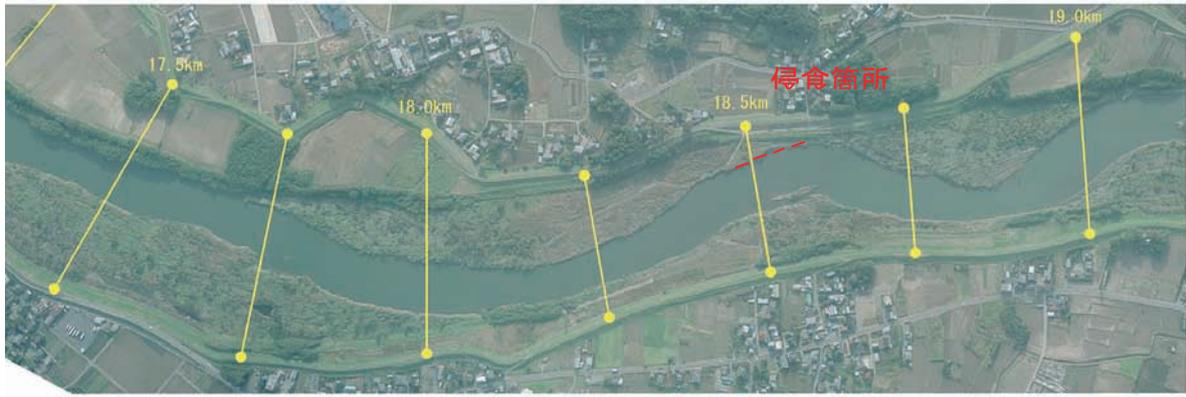


写真 5.2.6 2007.9 洪水による被災箇所航空写真（常総市花島町地先）

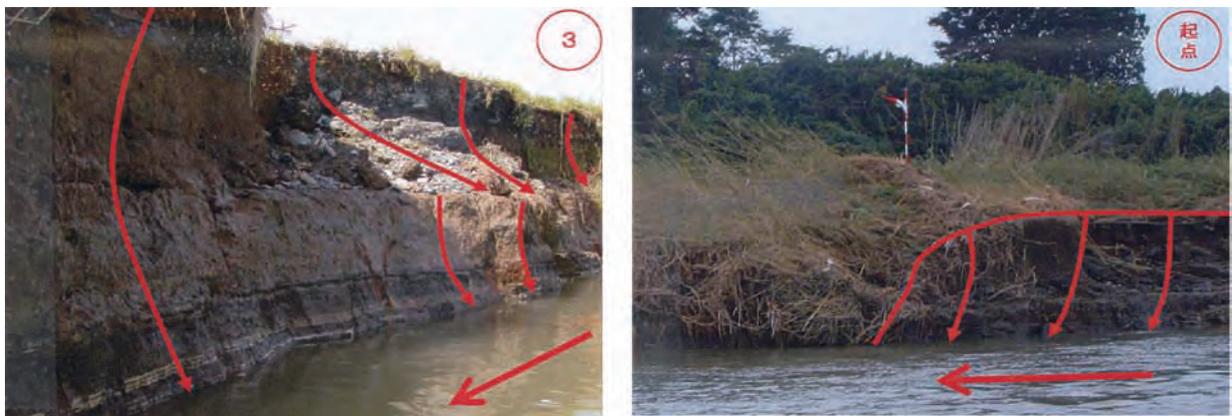


写真 5.2.7 2007.9 洪水による被災状況写真（常総市花島町地先）

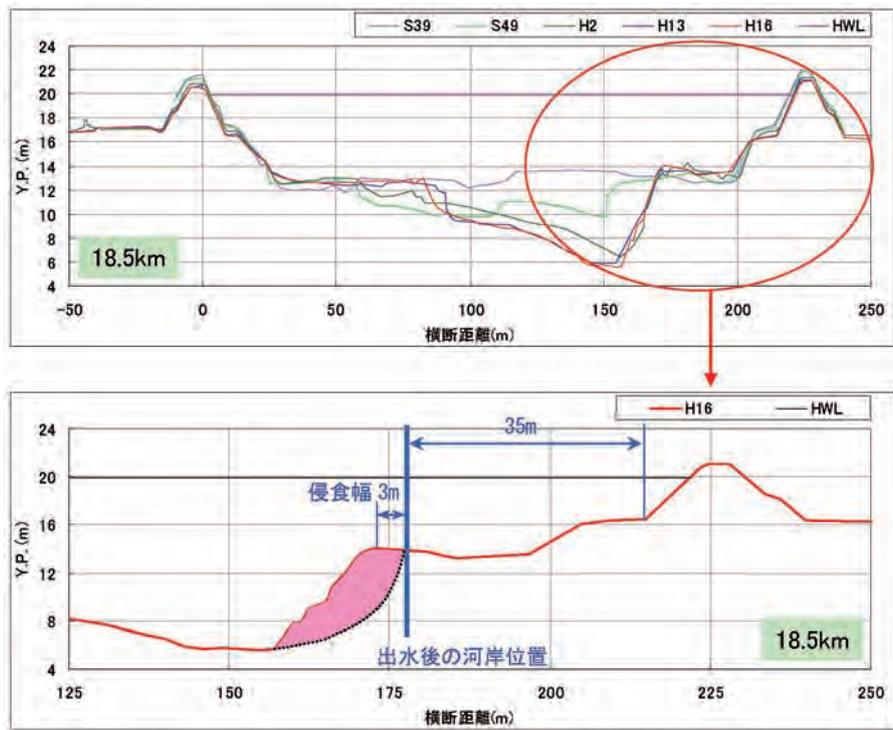


図 5.2.4 2007.9 洪水による被災箇所横断面図（常総市花島町地先）

5.3 河原の減少と河原植生の変化に対する対応

河川流域に加えられた人為的作用により鬼怒川は60年代に比べ低水路幅が縮小し、河道横断形状は複断面、複々断面化した。その結果、河原面積が減少し植生域が増加した。また河原には外来種が増え、種の構成も変化した。

河原の減少は、河道掘削、ダムの建設、砂防工事等の人為的影響の結果であり、必然である。鬼怒川はそれに見合った河道を形成しつつある。

現在、砂利川区間においては、中洪水による河床の攪乱による河岸侵食、河床変動、洪水期間中に繁茂した草本の破壊という攪乱が川幅300～400mの中で生じている。この生きた川幅を前提に河岸線管理ラインを設定し、河道状況に応じながら河岸侵食防止対策工を施工していくことが現実的であろう。この場合、河川環境管理計画で言う空間管理計画を策定し矛盾のないようにする。高水敷化される（する）ところは、公園、農地等の利用ゾーンと自然保全ゾーンを適切に設定していく。自然ゾーンの植生はあるがままに遷移させるという方向もあるが、藪化して景観、生態系としても好ましくない状況が生じる可能性があり、望ましい方向を誘導するよう手を加えること（高木化への遷移を早める）も必要となろう。ハリエンジュなどの外来種が進入しないよう監視し、地域と協働して望ましい樹林に育てていくべきである。流下能力が十分にあるので治水の観点から高水敷の樹林化を心配することはなかろう。

低水路部は、自然の攪乱に任せ、なるべく手を入れないほうが好ましいが、外来種であるシナダレスズメガヤが砂混じり礫床区域に進入し、固有種であるカワラノギクなどの貴重な河原植物の生育基盤を奪い、カワラノギクが絶滅の危機にあり、何らかの対応が求められている。結実（8～9月）前にブルドーザ等で河床表層を攪乱するという方法を何年か繰り返すのも一対策手法である。

砂川であったところは現状を受け入れるしかあるまい。流下能力が足りない区間があるので、テラス状となった所が樹林化しないよう監視し必要に応じて伐採する。

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

河川は常に変動・変化しつつある。特に鬼怒川は人為的インパクトの影響が大きく、それに伴って変化しつつある遷移途上の河川である。河床材料、河道地形、河川植生の変化速度が速いのである。この変化は河川の粗度係数を変化させる。今後、課題となりそうなことを抽出しておく。

(1) セグメント1

- ・セグメント1-①および②においては、上流からのA集団以下の供給量が減り、洪水時に相対的に流速が速く河床低下傾向のあるところはC集団が増加し、表層河床材料が河床下の材料より大きくなり、表層材料の粒径が流れの粗度係数を規定するようになりマニングの粗度係数が増加する。表層材料の調査、痕跡水位の観測により粗度係数の把握に努める。
- ・セグメント1-②においては第三紀の基岩が露出する面積が増加傾向にある。この基岩の露出部の粗度係数と河床材料が覆った部分の粗度係数の差異は把握されていない。それほど凹凸が無いので粗度係数の増加の恐れは少ないと思われるが、基岩露出部の粗度がどの程度となるか研究し、かつ基岩露出面積を監視していく。
- ・高水敷の植生、特に樹林の面積と成長を監視し、流下能力への影響を評価していく。

- ・河原植生の変化を監視し、洪水時の植生の応答と粗度にどの程度影響を与えるのかを、洪水後の河床の状況、痕跡水位の観測値を用いて評価しておく。

(2) セグメント2-1

- ・本区間では、河床材料、低水路内での溝状水路の発生、複々断面化などが生じている。河道の監視を続ける。河原に砂利がなくなり、大洪水時に河床に砂堆(⇒注10)の発生(粗度係数0.035程度)(山本, 2004i)の恐れが無くなり、粗度が小さくなる傾向にあると判断されるが、低水路内の複断面化により植生域が増加する。洪水時の植生の応答と粗度への影響を、洪水後の河床の状況、痕跡水位の観測値を用いて評価しておく。

(3) セグメント2-2

- ・河床に砂が無くなり、砂川として粗度係数を設定できなくなった。砂であれば中洪水以上では、河床が平坦になり粗度係数は0.02～0.023程度と推定されるが(山本, 2004g)、今は固定床になり、溝状水路の発生、段差の形成、島地形の形成等により粗度が大きくなる可能性がある。低水路満杯程度の洪水時の痕跡水位を計測し、低水路部分の粗度係数を把握しておく必要がある。
- ・低水路内の高水敷化されつつある高位面や島状地形面にはヨシ・オギ・タチヤナギが進入している。今後、この面は浮遊砂の堆積により上昇する可能性が高い。一方で溝状水路は低下傾向にある。河道の形状と植生の状況を監視し粗度への影響を評価していく必要がある。ヤナギ群落は洪水時においても倒伏しないと判断され、粗度係数の増加要因となり流下能力を低減させるので、監視および樹木管理方針を策定しておく。

5.5 河床変化による河道内貯流量変化と対応

鬼怒川の治水計画においては鬼怒川での河道低減効果を見込んだ計画となっている。石井(75.2km)の計画高水流量 $5400\text{m}^3/\text{s}$ が、水海道(11.2km)で $5000\text{m}^3/\text{s}$ と計画されている。

河床材料、河道地形、河川植生が変化すると、河道貯留量および下流地点のピーク流量が変わる。不定流計算により感度分析を行い、要因の変化ごとの影響程度を把握しておく必要がある。計算に当たっては5.4の検討より粗度係数を適切に設定する。

メモ 1 河道特性量算定法の問題

通常、河道縦横断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が、過去の事例では、以下のような問題点が生じている。

- ① 平均年最大流量において高水敷に水が乗る区間が生じる場合、計算結果の川幅が低水路の川幅より広くなる。したがって B 、 H_m 、 u_*^2 、 B/H_m 、 ΔZ 、 $\Delta Z/H_m$ の値が河道特性量を適切に評価できていない。

セグメント2-1、2-2、3においては、通常、横断図および航空写真より低水路河岸位置を決めることができるので、その低水路幅内の平均河床高を求める。あるいは平均年最大流量の75%程度の流量に対する水面幅を用いて平均河床高とする。

セグメント1においては、勾配が急であり水深が浅く、また河岸位置の決定に困難を覚え、上述の方法が取れないことが多い。またフルード数が1に近いので不等流計算結果が水面高

を的確に表現できず、各横断面の計算結果を用いて河道特性量の縦断方向変化をプロットすると各点の変動が大きく、異常値となりやすい。

航空写真や横断図より川幅および勾配が同等である区間において、川幅一定、勾配一定として等流計算によりHmを求める。この場合は ΔZ を評価できない。あるいは、多少、恣意的となるが、不等流計算結果より求めたHm, B, Zm, ΔZ を求め、Hm, Bについては点のばらつきから異常値、特殊地点（河床掘削区間等）を除き、空間特性が似た区間の平均値を評価する。その平均値を用いて $\overline{B/Hm}$, $\overline{\Delta Z/Hm}$ を評価する。

- ③ 鬼怒川のように、新たな河岸が生じているような河川では、どこを河岸としてよいか判断に迷う。

横断図より、テラス面毎に平均テラス高と幅を設定し、テラス面毎に平均年最大流量時の河道特性量を算出し、その特性量と河道特性項目の関係を分析していくのが王道であるが、手間がかかる。

- ④ 不等流計算の出発水位が適切でない事例が多い。

内湾に流出する河川では、河口で平均潮位とする。外海に流出する河川では河口直上流の河床高が波浪の影響で高くなっていること、河口砂州が存在するので、河口直上流の河床形状を用いて等流計算水位を出発水位にする。合流点では合流点直上流の平均川幅、勾配を用いて等流計算を行い、その結果を用いて出発水位とする。

- ⑤ 粗度係数の設定が適切でない事例がある。

低水路粗度係数と平均年最大流量時の水理量は相互に関連しているので（山本，2004h），矛盾の無い様に粗度係数を調節する。

- ⑥ 河道特性の系時変化把握のために平均河床高の変化を利用すると、川幅が変わっていることがあるので河床低下の影響を的確に評価できないことがある。

水位観測所における平水流量対応水位の変化、最深河床高の変化より環境への影響を把握する。

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

JIS A 1102は、本来、河床材料の粒度分布推定のためのものではない。明らかに河床材料調査としては採取量が不足している。少なくとも前北陸地方建設局調査部門共通仕様書に準拠して採取を行うべきである（山本他，1993）。当然コストと調査時間がかかる。

移動床の河床材料を的確に捉えるには、移動層厚内（移動砂州の内部物質）の材料を採取しなければならない。少なくとも表層を剥いで採取すべきである。採取場所は砂州長の下流1/3地点などが目安になる。

採取量はC集団の割合を同一の精度を確保したければ、最大粒径の3乗に比例させるべきであるが、採取量が膨大になる。1m³の採取量（空隙率0.3と仮定）でC集団の割合が10%とし、C集団の平均粒径が15cmとすると、その中にはC集団の採取個数は41個程度、25cmとすると8.6個程度となる。25cmの場合、最低1m³程度の採取量が必要であろう。なお10cm以上は全個数を採取し3軸を測定し、10cm以下の材料はよく切り返し4分法等で篩分け試験用の試料を減らすと良い。いずれにしても膨大な量の採取と篩い分け試験が必要である。河床材料調査法に関するマ

ニユアルあるいは標準仕法書の書き換えが必要である。

簡易な方法として、河岸侵食部の侵食崖の垂直に近い斜面の下部層をなるべく長い距離に渡って線格子法により河床材料を採取し粒度分布を評価する(100個を採取すると調査長は最大粒径×100程度)。あるいは長いトレンチを掘り、侵食崖と同様な方法により評価するのが良いと考える。1cm以下のマトリックス材粒度分布は測線に沿って何箇所から1cm以下のマトリックス材を合計数20kg程度採取し、篩い分け、線格子法の粒度分布と合成すればよい(線格子法による1cm以下の部分の粒径分布を篩分試験結果を用いて評価する)。護岸工事などにおいて掘削を行う場合、掘削斜面の粒度構成を調べておきたい。砂州の内部構成材料であり、測定空間(長さ)が大きく砂州の平均的な河床材料の推定値に近くなるからである。斜面の構成材料は垂直方向に粒度が異なり層序構造となっている。大粒径が集まった層は滲筋部(洪水時の侵食部)であった材料である。その層の上が移動床厚に相当する材料である。逆に細粒物質が層を形成することもある。砂州表層に堆積する洪水終期の堆積物である可能性が高い。線格子法による採取は、細粒物質層は避け、移動床部分と大粒径層の部分層毎に採取し、さらに層序厚さを測定し、層厚で比例配分すれば混合材の粒度分布となろう。いずれにしても層序構造を測定しておきたい。

アーマ化した河床材料の粗度評価、アーマ層の破壊限界掃流力を評価するためには線格子法による表層材料の採取により、石径dの河床面上に占める面積支配累加関数を評価すると良い。また砂州表面の場所による粒度の差異、時間経過による変化の実態把握のためには面積格子法による表層材料の採取が好ましい(山本, 1971)。

メモ3 混合粒径河床材料の粒径別移動限界掃流力

鬼怒川セグメント1の区間は、玉石集団、砂利集団、小砂利集団、中・粗砂集団からなると広い分布範囲を持つ河床材料からなる。混合粒径河床材料を持つ河道における土砂の移動限界掃流力について既存の知見をまとめる(山本, 2004 g)。

Egiazaroff, I.V. (1965) は、混合砂礫の粒径別移動限界掃流力を表わす式として以下の式を提案した。

$$\tau_{*ci} / u_{*ci}^2 / sg d_i = 0.1 / [\log_{10} 19 (d_i / d_{ave})]^2 \dots\dots\dots (A.1)$$

ここで、 u_{*ci} は粒径 d_i のものが移動限界状態であるときの摩擦速度である。 d_{ave} は河床材料の平均粒径 d_{bm} と流砂の平均粒径 d_{sm} の幾何平均値を取るのがよいとしている。

この式は、粒径 d_i の粒子に作用する流体力 R_{Ti} を評価するための流速 u_i が河床面より $a \cdot d_i$ の位置にある流速であり、河床の凹凸を表わす相当粗度 κ_s はほぼ d_{ave} と等しく、流速分布が対数分布則にのるものとし、

$$u_i / u_* = 5.75 \log_{10} (30.2 a \cdot d_i / d_{ave}) \dots\dots\dots (A.2)$$

で評価され、次に移動限界状態では R_{Ti} がそれに抵抗する摩擦力 F_i とつり合うとして求めたものである。すなわち

$$R_{Ti} = \rho_w / 2 \cdot C_{Di} \cdot u_i^2 \cdot \pi / 4 \cdot d_i^2 \dots\dots\dots (A.3)$$

$$F_i = \pi / 6 \cdot d_i^3 (\rho_s - \rho_w) \cdot g \cdot \mu \dots\dots\dots (A.4)$$

が等しいとして、式 (A.2) を代入し、 $C_{Di} = 0.4$ 、 $a = 0.63$ 、摩擦係数 $\mu = 1.0$ として求めたものである。

芦田・道上 (1971) は、アーミング過程にある混合砂の粒径別移動限界掃流力として Egiazaroff の式を用いると小粒径が大粒径より移動限界掃流力が大きくなってしまい実際の現象と合わないとし、これを修正し

$$d_i/d_m > 0.4 \text{ で } u_{*ci}^2/u_{*cm}^2 = \tau_{*ci} / \tau_{*cm} \cdot d_i/d_m \\ = [\log_{10} 19 / \log_{10} 19 (d_i/d_m)]^2 \cdot d_i/d_m \dots\dots\dots (A.5)$$

$$d_i/d_m < 0.4 \text{ で } u_{*ci}^2/u_{*cm}^2 = \tau_{*ci} / \tau_{*cm} \cdot d_i/d_m = 0.85 \dots\dots\dots (A.6)$$

とした。

これは平野の実験 (初期河床材料 $d_m = 1 \sim 1.3\text{mm}$ 、 $d_{84}/d_{16} = 5 \sim 7$) (平野, 1972) および芦田・道上の実験 (初期河床材料 $d_m = 2.5\text{mm}$ 、 $d_{84}/d_{16} = 14$ 、ただし 0.3mm と 5mm の二峰性粒度分布) の結果より求めた $q_{si}/u_{*d_i}f_{bi}$ と τ_{*i} の関係図より、流砂量の急減していく τ_{*i} を τ_{*ci} とし、また d_{ave} の代わりに表層河床材料の d_m を用いて求めたものである。なお平野は $q_{si}/u_{*d_i}f_{bi} / \tau_{*i} = 0.2$ となる点の τ_{*i} を τ_{*ci} としている。さらに上式の d_m に対する τ_{*cm} は彼らの実験結果より評価している。

以下に実験結果を用いて式 (A.5)、(A.6) の適用性について検討してみよう。

(1) d_{84}/d_{16} が 4 以下の場合

木下 (1961) の実験および山本他 (1978) の行った実験によると、 d_{84}/d_{16} が 4 以下の場合、河床材料は同時に動き出し、また停止し、均一砂とみなしてよい。したがって粒径別移動限界掃流力は

$$u_{*ci}^2/u_{*cm}^2 = \tau_{*ci} / \tau_{*cm} \cdot d_i/d_m = 1 \dots\dots\dots (A.7)$$

となる。ただし、適用 d_i/d_m の範囲は 0.3 から 3 程度の間である。図 A.1 に式 (A.7) より評価された u_{*ci}^2/u_{*cm}^2 と d_i/d_m の関係を図示した。

(2) 河床表層材料の d_{84}/d_{16} が 4 以上で、河床がアーマ化過程にある平坦河床の場合

平野 (1972) の実験 (初期河床材料の $d_m = 1 \sim 1.3\text{mm}$ 、 $d_{84}/d_{16} = 5 \sim 7$)、深見他 (1978) の実験 (初期河床材料の $d_m = 3.3 \sim 4.5\text{mm}$ 、 $d_{84}/d_{16} = 12 \sim 25$) の結果より粒径別移動限界掃流力を求めると、式 (A.5)、(A.6) とほぼ一致するが、 d_i/d_m が 2 以上では多少式 (A.5) で評価される値より小さく、図 A.1 の太点線

くらの値である。
表層河床材料の d_m 相当粒径の無次元移動限界掃流力 τ_{*cm} は、平野の実験で 0.04 程度、深見他の実験では 0.03 程度となっている。実験終了時の d_m は、平野の実験で $2 \sim 2.5\text{mm}$ 、深見他の実験で $4 \sim 10\text{mm}$ くらいであるので、均一粒径であれば移動限界無次元掃流力は、それぞれ 0.05、0.06 程度となる。以上のことは、アーマ化過程にある河床材料表

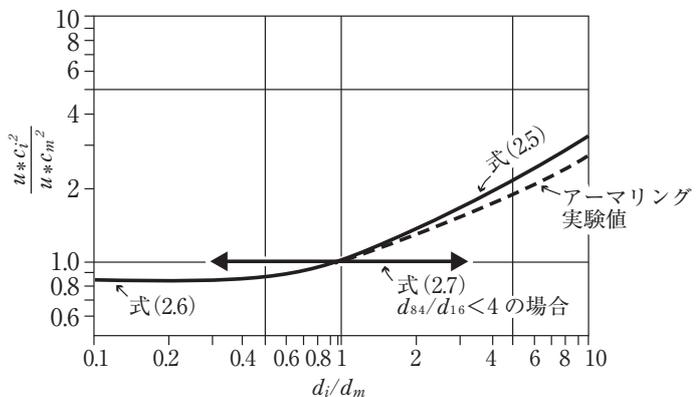


図 A.1 混合粒径河床材料の移動限界掃流力

層の d_{84}/d_{16} が大きいほど、 d_m に相当する均一粒径の無次元移動限界掃流力 τ_{*cmu} に対する混合砂礫の無次元移動限界掃流力 τ_{*cm} の比、 τ_{*cm}/τ_{*cmu} が小さくなることを示している (⇒注11).

実河川のアーマ化した河床表層 (線格子法によるある粒径の表面における面積支配確率密度の累加関数) の d_{84}/d_{16} は 4 ~ 5 程度である. (1) によれば, この状態の表層河床材料は同時に動き, 停止し, 無次元移動限界掃流力は 0.06 程度となる. 粗粒化前の状態では, この無次元掃流力以下で移動し得た粗粒集団が一旦表層を覆うと移動し得なくなるのである.

注)

注1) Y.P.m は江戸川基準点による標高であり, 国土地理院の地図で用いる基準点標高東京湾中潮位基準点の標高 T.P.m との関係は, $Y.P.m = T.P.m + 0.8402m$ である.

注2) 木下 (1961) は, 蛇行形態を水路内に存在する砂州の配置形態の質的な差異により, 蛇曲 (1 蛇行長内に 2 つの深掘れのある蛇行形態) と迂曲 (1 蛇行長内に深掘れ部が 3 つ以上ある蛇行形態) に区分した, 通常蛇行度 S が 1.6 以上であれば, 迂曲河道となる.

注3) 筆者は沖積地のセグメント形成規定要因の一つとして完新世初期の地形を挙げた (山本, 2004). 鈴木 (1990, 1997) は, 任意の場所において発生可能な地形過程の種類と性質はその場所の既存の地形に強く制約されるとし, 地形場という概念を提唱している. 地形場とは「問題とする任意の場所の地形過程を制約する, ①その場所およびその周辺の既存地形の形態的特徴並びに, ②その既存地形に対するその場所の相対的位置の総称」としている. 要するにその場所の地形的な初期条件である.

考察の対象としている地形過程の空間スケールにより, 地形場の空間スケールが変わり, また初期という始まりの時間も変わるものである. 検討の対象の地形過程についての知見 (理論) がないと地形場を設定できない. 一種の仮説 (先読み) たらざるを得ないのであるが, 技術として有効な概念である.

注4) 代表粒径 d_R とは, 河床の動きやすさを規定する粒径である. ところで河床材料, 特に 60% 粒径が 1cm 以上である場合は, 大粒径から小粒径まで含む均一度の悪い粒度構成となっている. このうち小粒径のものは大粒径間に存在するマトリクス集団であり, 低水路河床高の変化にあまり関係しない. 河床変動に影響するのは C, A' 集団であり, また河床の動き易さを規定するのもこの集団である.

そこで河床の動き易さ, 河床変動に影響を与える指標として, C 集団, A' 集団のみからなる河床材料の粒度分布より, その平均粒径, あるいはその 60% 通過粒径を, これを求めて代表粒径 d_R とする.

注5) 鈴鹿川では, A 集団 (小礫集団) を代表粒径 d_R とすると, 平均年最大流量時の u_*^2 と d_R の関係が **図 3.5.1** の関係からずれてしまう. この河川には花崗岩質の岩石の風化物であるマサ化された小礫 (平均粒径 5.6mm) が多量に供給される一方, C 集団である 2 ~ 7cm の集団 (中礫集団), さらに 70 ~ 200mm の集団 (大礫集団) が山地から供給され, 土砂が分級されながら小セグメントを形成している. 上流の小セグメントのほうが大礫および中礫の割合が多い. 途中の小セグメントから大礫は存在しなくなる. 河床材料中に占める小礫集団は上

流ほど少ないが最上流のセグメントにおいても35～85パーセント占めるという特殊な川である。中礫および大礫集団を代表粒径にすると図3.5.1の関係にほぼ一致する(山本, 2007b)。

注6) 粒径集団

河床材料の ϕ 粒径($\phi = -\log_2 d$ であり, d は粒径で単位はmm)の粒径分布形は正規分布形に近いといわれているが, 実際には, 特性の異なる三つ以上の集団を持っているのが普通である。堆積学では図T.1のごとく河床材料の主モードである集団をA集団, それよりも細かいものをB集団, A集団より粒径の大きいものをC集団と呼んでいる。河床材料の粒度分布形は, A,B,C各集団の粒度分布形が対数正規確率密度を

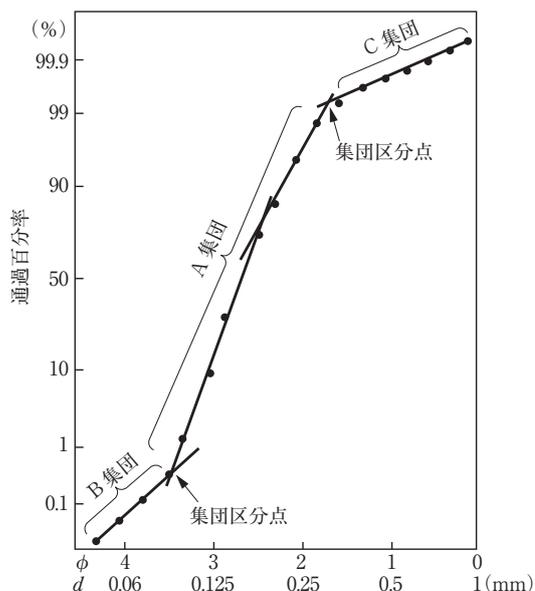


図 T.1 河床材料の粒度分布 (ϕ スケール)

持つ粒度分布形とみなし, 各集団の粒度分布形の合成されたものと解釈されることが多い (Spencer,1963; Klován,1966; Visher,1969; Middleton,1976)。確かに砂床河川では, A,B,C各集団の粒度分布形が対数正規確率密度を持つ粒度分布形とみなし, 各集団の粒度分布形の合成されたものと解釈することは経験的事実と合い妥当性を持っているが, 砂利河川ではA集団と見なされる粒径範囲が広く, それを1つの集団と見なすことには問題が多い。A集団を2つあるいは3つに分けた方がよい場合が多く, その場合は, 大きい方からそれぞれA', A'', A'''集団と名付ける。

対数正規分布を持つ粒径集団を合成したものとして河床材料の分布形を解釈していく場合には, 各集団の粒径存在範囲を設定することができないが, 河床材料の分級堆積現象の解釈や工学上の技術問題を取り扱うには, 図T.2に示すように集団区分粒径 (diameter of population break) を決め, この区分粒径によって粒径の存在範囲を定め, その範囲ごとの粒径集団の移動特性と移動量を評価することが, 河床変動の解釈・評価や土砂の分級機構を解明・解釈する上で実用的である。

ところで河川工学, 地盤工学では, 一般に粒度分布形を図T.2に示すように片対数紙に描くのが普通である。この場

合, 粒径集団区分粒径は, 図T.2に示すように粒径加積曲線上での勾配急変点とすればよい。なお, 扇状地河川の場合, 粒径の存在範囲が広く, 粒径集団区分粒径の決定に困難を覚えることが多い。この場合は次のように区分粒径を設定する。

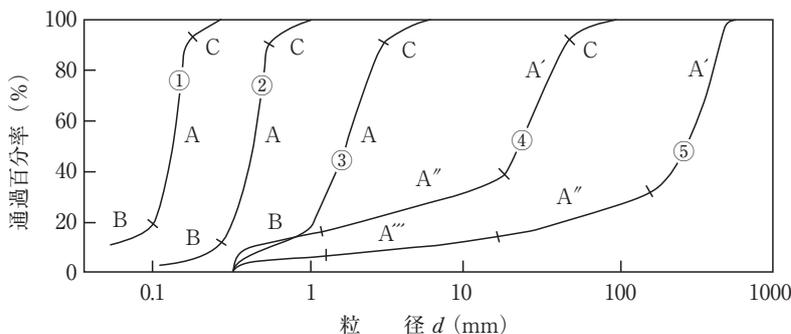


図 T.2 種々の粒度分布におけるポピュレーションブレイク

- ① 小セグメントごとに測定された河床材料の粒度分布曲線を描く。
- ② 大粒径集団であるチャンネルラグデポジット (channel lag deposit : その移動速度が河床材料の主構成材料である A`集団より遅く,河床に取り残されていくような材料をいう。河床がアーマ化されるとこの集団が表面を覆う)である C集団と河床材料の主構成材料である A`集団は, 通常, 粒径加積曲線で勾配の急変転が現れるので, その粒径を区分粒径とする。
- ③ 砂成分を B 集団とする。この場合, 粒径加積曲線上で勾配の急変点が生じていれば, これを区分粒径とする。通常 1 ~ 2mm 程度となることが多い。勾配の急変点が明確でない場合は, 2.0mm を区分粒径と仮設定する。
- ④ A`集団と A``集団の区分粒径は, 粒径加積曲線状で勾配の急変点として評価しうることが多いが, 細粒分の多い河床材料の場合, 勾配の急変点不明确であることがある。この場合は, 滯筋部の表層材料の粒度分布 (ほぼ C 集団と A`集団からなることが多い。線格子法 (山本, 1971,1976) による表層材料の調査により簡単に粒度分布を測定し得る) から判断するか, 粒径が 2mm 以上であれば, 同じような土砂の移動形態を持つものは, 最大と最小の比で 7 ~ 8 程度であるので, C 集団と A`集団の区分粒径の 8 分の 1 程度の粒径を A`集団と A``集団の区分粒径とする。
- ⑤ A`集団と A``集団の区分粒径と B 集団の最大粒径の比 γ が 8 ~ 10 程度であれば, A`集団と A``集団の区分粒径と B 集団の最大粒径の間の材料を A``集団とする。 γ が 15 を超えている場合は, 下流のセグメントの粒度分布形を参照しながら A`集団と A``集団の区分粒径と B 集団の最大粒径の間の粒径成分を最大と最小の粒径比で 8 程度となるように再区分し, 大きな集団から A``, A``` 集団とする。
- ⑥ 最後に対象河川の各小セグメントの区分粒径が, 上下流で一致するように区分粒径を微調整する。
- ⑦ これは河川の土砂収支の検討, 河床変動計算などにおいて粒径集団ごとの移動量の収支を把握すること, 河川で生じる種々の現象を解釈することが, 工学的に有益であり実用的であるからである。

粒径集団が形成される原因は,土砂供給源における岩石の風化プロセスにおける不連続風化が主因であるが (小出,1973), 流水による分級プロセスによっても粒径集団が形成される。A``集団などは生産土砂量の多い A`集団と流水に対して異なった動きをすることにより形成される集団であり, 通常は大セグメントの主モードの材料となれるだけの供給量がなく, 大粒径集団のマトリックス, あるいは砂州の頂部付近堆積物として堆積しまう。なお, 流下土砂は, 流下過程においても磨耗・碎破が生じるが, 流下方向の河床材料の粒度分布への影響度は沖積地においては大きなものでない。

④, ⑤における 8 という数字は, 混合粒径河床材料での移動床実験より同一運動形態を持つ粒径範囲の検討 (山本, 2004j), 実河川の河床材料の粒度分布形より定めたものであるが, セグメント 1 における小セグメント間の粒度分布形の変化を詳細に見ると 4 程度で粒径集団の分離があるようである。例えば C 集団である 60cm の粒径集団が, 次の小セグメントでは

とんど見られず，そこでのA'集団は15cmであるなどである．最近では4程度を目安にして粒径集団の設定を行うことにしている．いずれにしても⑥のプロセスを実施し対象河川の実態に合った，また技術目的に合った粒径集団区分を行うべきである．

なお砂河川におけるA集団の d_{60} とB集団の d_{60} との関係は，セグメント間の粒径変化，粒度分布形，高水敷堆積物粒度分布形と分級特性から，概略，表T.1のようにまとめられる(山本，2002)．

表 T.1 砂および小礫を河床材料に持つ河川の A 集団と B 集団

A 集団 (mm)	B 集団 (mm)	事 例
0.15 ~ 0.2	シルト・粘土	利根川・鶴見川
0.3 ~ 0.4	0.1 ~ 0.2	利根川・江戸川・木曾川
0.5 ~ 0.6	0.2 ~ 0.3	木曾川・関川・Apure 川
2.0 ~ 3.0	0.3 ~ 0.6	斐伊川・庄内川・矢作川

注7) 河床低下量とC集団

河床低下前の河床材料の玉石集団の割合を F_c とする．河床低下量を ΔZ とし，玉石集団の平均粒径を d_c とする．玉石集団が河床低下中にほとんど移動せず残留するとすると，

ΔZ 低下後の表層粒径の玉石集団の面積支配割合 S_{AC} は，

$$S_{AC} \doteq \beta \cdot 3 / 2 \cdot (1 - a) \cdot F_c \cdot \Delta Z / d_c + F_c$$

となる(山本，1974)．ここで β は礫の表層での重なり具合を示す指標， a は空隙率である．河床表層面積の約60%を移動しない粒径が覆うと河床低下は止まってしまうので(山本，1974)， S_{AC} を60%とし， $F_c \doteq 30\%$ ， $d_c \doteq 25\text{cm}$ ， $\beta \doteq 0.7$ (Gessler,1970)， $a \doteq 0.3$ とすると $\Delta Z \doteq 0.5\text{m}$ となる．

注8) 児玉他(1989)の調査は渡良瀬川において河床材料の粒径階層別岩質割合の流下方向の変化より，チャートなどの硬岩の割合が下流で増えることにより，磨耗作用が大きいとした．しかし左岸側から硬い岩質を供給する支川が流入するので，結論は留保するべきである．

注9) 本論で示す方法を採用すると，玉石の採取個数が少なく，岩質毎の割合の評価誤差が大きくなる可能性があった．調査計画の時点で調査目的を明確にし，より簡単で適切な方法を取るべきであった．粒径階層別にランダムに100個程度，採取すればよかったのである．

注10) 移動床水路では，水理条件と粒径に応じて河床面に各種の河床波が発生し，これが流れの抵抗や流砂量に大きな影響を与える．それらの相互連関性については，すでに明らかにされている(山本，2004k)．

注11) 混合粒径河床材料の移動限界掃流力

沖積河川学(山本，1994，p.430)および構造沖積河川学(山本，2004，p.59)において，実験データより τ_{*cm} / τ_{*cmu} とアーマ化された表層材料の d_{84} / d_{16} の関係は，図T.3の様であるとした．しかし，アーマ化された言うのは間違いであり，アーマ化過程にあると言うべきであった．また線格子法および面格子法により調査されたアーマコート材料の d_{84} / d_{16} は3以下である事例が無いことより，3以下については太実線を描くべきではなかった．実証的データも少ないこと，実験における表層材料の粒度分布の測定法に問題があること，実験

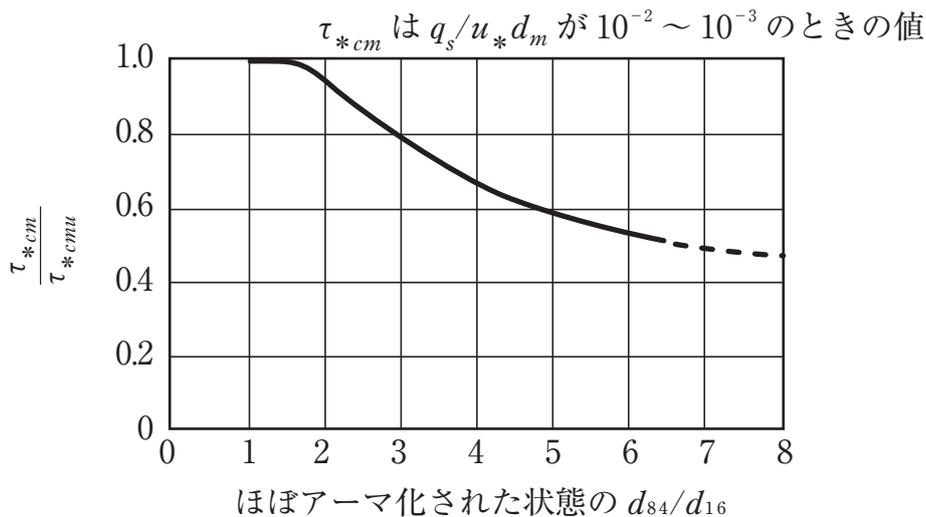


図 T.3 τ_{*cm}/τ_{*cmu} とアーマ化河床表層材料の d_{84}/d_{16} との関係
(τ_{*cm} は $q_s/u_* d_m$ が $10^{-2} \sim 10^{-3}$ のときの値)

ケース終了時の d_{84}/d_{16} を用いて指標化する根拠性が強くないことを考え、**図 T.3** に関わる文章とよび図は削除し、その上の段落中の「アーマ化された状態」を「実験ケース終了時」とする。

6. 終りに

鬼怒川の河道特性は、戦後60年間で大きく変わりました。特にセグメント2-2の河道区間は砂川とは言えない状況にあり、沖積河川に関する普遍的関係が成立せず、河道特性の特徴と変化を的確に評価できないところがあります。河川管理行為として鬼怒川河道のモニタリングを続け、普遍化のための分析資料として河道・環境特性情報集として残すことは、河川管理者の責務であると考えます。

鬼怒川は、供給土砂量および洪水流量が大きく減少した沖積河川の典型です。わが国の近未来の砂川の姿がそこに見えるのです。その変化プロセスを分析・読み取る道具的概念・方法を早急に確立する必要があります。以下のような基礎的調査研究と調査研究資金のスポンサー、そして調査研究に意義性を感じる若い研究者・技術者が必要です。

- ・河道および高水敷の土質構造の把握法（探査技術で表出された情報を三次元空間化する方法、セグメント2-1, 2-2, 3の河川沿いの土層構造は三次元的であり、河岸の侵食の可能性や護岸根固め工基礎高の設定のために河道内の土層構造を知る必要がある。ボーリングに代わる費用のかからない物理探査手法の開発）
- ・粘性質土層毎の物理指標と耐侵食力（何を指標とするか、水平・垂直方向の耐侵食力、侵食形態と速度、平水時における水中と空中部分の侵食形態の差異⇒乾燥収縮、生物作用）
- ・穿入（土層）河道の川幅の規定要因とその関係
- ・穿入（土層）河道の流れの抵抗係数評価法
- ・軟岩の侵食形態と侵食速度（溝化、平坦化、乾燥収縮）
- ・砂利の化学的風化（粘土化、腐れ礫層化、万年オーダの時間尺度と環境条件）
- ・C集団とA', A'', B集団の割合と土砂に移動限界に及ぼす影響とアーマ化プロセス（実験的

研究が必要)

そして、河道環境改善のための貯水ダム改造および運用法の研究です。

本論の原稿作成は山本が、図表・写真の整理・修正を山本、阿左美、田中、新清、鈴木が、河道特性量の評価・計算は阿佐美、鈴木が、河原植生に関する整理は新清が行った。現地調査は山本、阿佐美、田中、新清が実施した。

謝辞：本研究に当り、国土交通省関東地整整備局下館河川事務所資料から提供を受けました。ここに記して深く感謝します。

参考文献

- 安芸皎一：河相論，常磐書房，pp.90 - 103, 1944.
- 芦田和男，道上正規：混合砂礫の流砂量と河床変動に関する研究，京大防災研究所報告第 14 号 B，pp.259 - 274, 1971.
- 宇多高明，藤田光一，佐々木克也，服部敦，平林治：河道特性による植物群落の分類—利根川と鬼怒川を実例として—，土木研究所資料第 3249 号，1994.
- 木下良作：石狩川河道変遷調査，科学技術庁資源局資料第 36 号，pp.73 - 138, 1961.
- 小池一之，鈴木毅彦：5 - 1 鬼怒川低地，日本の地形 4 関東・伊豆小笠原，東京大学出版会，pp.182 - 183, 2000.
- 小出博：日本の国土（上），東京大学出版会，pp.59 - 70, 1973.
- 小泉武栄，青柳章一：風化皮膜から推定した北アルプス薬師岳高山帯における岩屑の供給期，地理学評論 Vol.66, No. 5, pp.269 - 286, 1993.
- 小玉芳敬：ERC - ABRASION - MIXER による渡良瀬川の河床礫の破碎・摩耗実験，筑波大学水理実験センター報告 14 号，pp.115 - 130, 1990a.
- 小玉芳敬：梓川と寒河江川における“割れ円礫”の存在比率について，筑波大学水理実験センター報告第 14 号，pp.109 - 114, 1990b.
- 小玉芳敬，池田 宏，伊勢屋ふじこ：渡良瀬川における粒径別岩種構成比の縦断変化，筑波大学水理実験センター報告 No.13, pp.13 - 25, 1989.
- 鈴木隆介：実体論的地形学の課題，地形，11, pp.217 - 232, 1990.
- 鈴木隆介：建設技術者のための地形図読図入門 第 1 巻 読図の基礎，pp.94 - 96, 1997.
- 中山正民，三浦敏彦：日本の河川平野部における礫の円形度について，地理学評論 Vol.37 - 3, pp.115 - 130, 1964.
- 利根川百年史編集委員会：利根川百年史，建設省関東地方建設局，pp.1045 - 1049, 1987.
- 平野宗夫：混合砂礫の流砂量と平衡河床に関する研究，土木学会論文集 201 号，pp.118 - 127, 1972.
- 深見親雄，葛西敏彦：混合粒径砂の流送実験資料集，土木研究所資料第 1390 号，1978.
- 村中孝司，鷺谷いずみ：鬼怒川の植生と外来種の侵入，応用生態工学 4 (2), pp.121 - 132.
- 山本晃一：礫河床のサンプリングと統計処理，土木技術資料 Vol.13 - 7, 1971.
- 山本晃一：急流河川の河床材料調査法と表面粒度特性，土木研究所報告第 147, pp.1 - 20,

1974.

- 山本晃一：ダム下流の河床低下に関する研究，土木研究所報告第 147，pp.31 - 43，1975.
- 山本晃一：沖積河川学，山海堂，pp.253 - 258，1994.
- 山本晃一：構造沖積河川学，山海堂，pp.126 - 137，2004a.
- 山本晃一：同上，pp. 564 - 571，2004b.
- 山本晃一：同上，pp. 158 - 176，2004c.
- 山本晃一：同上，pp.261 - 270，2004d.
- 山本晃一：同上，pp. 273 - 314，2004e.
- 山本晃一：同上，pp.406 - 409，2004f.
- 山本晃一：同上，pp.54 - 80，2004g.
- 山本晃一：同上，pp.316 - 321，2004h.
- 山本晃一：同上，pp.189 - 218，2004i.
- 山本晃一：同上，pp.54 - 74，2004j.
- 山本晃一：同上，pp.12 - 53，2004k.
- 山本晃一：同上，pp.341 - 343，2004l.
- 山本晃一：河川整備基金事業 自然的・人為的インパクトと河川生態系の関係に関する研究 4.
生態系基盤としての河川地形に及ぼす自然的攪乱・人為的インパクトとその応答，(財)河川環境管理財団，p.46，2002.
- 山本晃一，阿左美敏和：小貝川の河道特性，河道・環境特性情報の読み方と利用，河川環境総合研究所資料第 18 号，2007a.
- 山本晃一，本多信二：鈴鹿川の河道特性の特異性とその解釈，河道・環境特性情報の読み方と利用，河川環境総合研究所資料第 18 号，2007b.
- 山本晃一，深見親雄：河川における土砂の移動機構に関する研究ノート，土木研究所資料第 1416 号，pp.18 - 151，1978.
- 山本晃一，藤田光一，佐々木克也，有沢俊治：河岸形成における植生の役割，土木技術資料 Vol.35 - 8，pp.54 - 60，1993.
- 山本晃一，高橋晃：扇状地河川の河道特性と河道処理，土木研究所資料第 3159 号，pp.27 - 32，92 - 97，104 - 110，1993.
- 吉田東伍：利根川治水論考，日本歴史地理学会発行，三省堂発売，pp.220 - 230，1910.
- Egiazaroff, I. V. : Calculation of nonuniform sediment concentrations, ASCE, Vol.91, Hy. 4 July, pp.224 - 227, 1966.
- Klovan, J. E. : The use of factor analysis in determining depositional environments from grain - size distributions ; Journal of Sedimentary Petrology, Vol.36, No. 1, pp.115 - 125, 1960.
- Middleton, G. V. : Hydraulic interpretation of sand size distribution, Journal of Geology, Vol.84, pp.405 - 426, 1976.
- Spencer, D. W. : The interpretation of grain - size distribution curves of clastic sediments, Journal of Sedimentary Petrology Vol.33, No. 1, pp.180 - 190, 1963.
- Visher, G. S. : Grain size distributions and depositional processes, Journal of Sedimentary Petrology, Vol.39, No. 3, pp.1074 - 1106, 1969.

河川環境総合研究所資料 第25号 平成21年5月編集・発行 ISSN 1347-751X
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—

編集・発行 財団法人 河川環境管理財団 河川環境総合研究所

〒103-0001 東京都中央区日本橋小伝馬町11-9

TEL 03-5847-8304 FAX 03-5847-8309

URL <http://www.kasen.or.jp> E-mail info@kasen.or.jp

印刷・製本 西印刷株式会社

〒102-0093 千代田区平河町1-4-15

TEL 03-3263-5579 FAX 03-3239-4890