

河川環境総合研究所資料  
第18号

河道・環境特性情報の読み方と利用  
—事例研究を通じて—

2007年2月

(財)河川環境管理財団  
河川環境総合研究所

# 河道・環境特性情報の読み方と利用

—事例研究を通じて—

## 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たって、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なように情報様式の統一化（共通言語化）を図ってきました。編集されたものを河道・環境特性情報集といたします。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。河道・環境特性情報編集がよりの確になされ、また当該河川の特徴を読み込み、より適切に課題に答える体制ができつつあります。

河道・環境情報の読み方を学ぶ参考事例とするために、また河道・環境特性情報編集の有効性とその必要性についての例示として、以下の報告を行います。

### (1) 小貝川の河道特性—鬼怒川に支配された河川—

小貝川および鬼怒川の河道・環境特性情報集より、小貝川の河道特性に及ぼした鬼怒川の影響について氾濫原の微地形から読み取った資料を基に分析を加える。

### (2) 鈴鹿川の河道特性の特異性とその解釈

鈴鹿川は、河床材料の花崗岩の風化土である4～7mmの小礫がA集団となる区間が長い、日本の河川にはまれな河道特性を持つ河川である。このような河床材料を持つ河川の河道特性については研究がなされていない。鈴鹿川の河道特性調査を実施し、その特徴を抽出し、なぜそのような特徴を持つのか原因を探る。

### (3) 河道維持管理システムに関する検討

河道維持管理システムとは何かを説明し、そのシステムにおいて河道特性情報集の編集が重要な項目であることを指摘し、その利用法を概説する。

河川環境総合研究所長 山本晃一

2007年2月1日

## コラム 河道特性調査結果から河川を読む\*

河道特性調査（河道特性台帳）の意義と方法についての理解が徐々に進み、河川に関わる種々の調査・計画・管理（河道計画、河川環境管理基本計画、維持流量・正常流量設定検討、河道の安定性点検調査、河川構造物の安全性点検調査）に応用されつつある。しかしながら、私の周辺でこれらの調査・計画・管理に関わる河川技術者を見ると、河道特性量を通した河道特性項目間の相互関係を読み取れる人は、まだほんの少数といえる。河道特性を読み取るには、沖積河川に関する基本的な知見を身体化しなければならず、そのためには、それなりの勉強と修行が必要である。私のこれまでの経験によると、1～2年の勉強と訓練でほぼ河道の読み取り技術を習得した人もいたが、何年かかっても身体化できない人もいた。

河道を読むには、河道特性量とそれと関連する図形的表象（風景・意味）が同時に浮かび上がらなくてはならないようなのである。部分と全体との相互関連性を技術の目的論から見るという優れた臨床医的能力が、実践的経験と視覚的情報の蓄積が必要なのである。そして表出された情報を自身の経験、知見と比較し、場合によっては表出された情報そのものを疑い、見直し、さらなる知見の拡大と一般化を行わなければならないものなのである。

種々の河川に関わる計画ごとに、同じようなものを含む河道特性調査をそのたびに行うのは無駄というものである。新たに生産された河道に関わる情報の付加・蓄積とその共通言語化した表現様式は、河川管理行為の根幹となると確信している。それなくして、河川の安全度管理、河川環境管理、河川流域との連携化などありえないのだから。

そして河道特性情報を意味あるものに読み解く人材が必要なのである。

\* 山本晃一 構造沖積河川学, 山海堂, pp.567 - 568, 2004 より

# 目次

まえがき

## 第1編 小貝川の河道特性—鬼怒川に支配された河川—

1. はじめに	1
2. 小貝川流域の概要	1
2.1 河川の概要	1
2.2 流域の地形	1
2.3 完新世における鬼怒川と小貝川の河道変遷	3
2.4 気象水文と治水計画	3
2.5 溜め井の設置とその変化	9
2.6 完新世における海水面変動と沖積層堆積物	13
2.7 流況と位況	14
2.8 鬼怒川と小貝川の比較	16
3. セグメント区分と河道特性量	17
3.1 セグメント区分	17
3.2 河道特性量の縦断方向変化	18
4. 河道平面形状とその変化要因	33
4.1 蛇行度の規定要因	33
4.2 小貝川および鬼怒川の蛇行度の変化	39
4.3 既存理論で河道平面形の変化を説明できたか	42
5. 小貝川の河床勾配の規定因	46
5.1 鬼怒川と小貝川の扇端部勾配の差異	46
5.2 現小貝川の河床勾配の規定因	47
6. おわりに	49

## 第2編 鈴鹿川の河道特性の特異性とその解釈

1. はじめに	52
2. 鈴鹿川流域の概要	52
2.1 流域の概要	52
2.2 流域の地形地質	53
2.3 気候	54
2.4 治水事業	54
3. 鈴鹿川のセグメント区分と河道特性	56
3.1 セグメント区分	56
3.2 河道特性量の縦断方向変化	58

3.3	山間地の河道の様子と供給土砂	76
4.	鈴鹿川の河道特性を規定する河床材料	78
4.1	沖積河川における代表粒径 $d_R$ と平均年最大流量時の $u_*^2$	78
4.2	鈴鹿川の河道特性の特異性	81
5.	河道特性の変化とその要因	85
5.1	横断構造物と河床変動	85
5.2	頭首工・床止め工と粒径集団	87
5.3	川幅の変化とその要因	87
	参考資料1 混合粒径河床材料を持つ河川の土砂移動特性	89
6.	おわりに	95

### 第3編 河道維持管理システムに関する検討

1.	はじめに	101
2.	河道の維持管理システムの提案	102
3.	監視の方法論（河道監視要綱）	103
3.1	河道監視の目的	103
3.2	河道監視の対象	103
3.3	河道監視の時期	104
3.4	河道監視を行う場所	104
3.5	河道監視の体制	104
3.6	市民や関係機関からの情報収集	105
3.7	河道監視の内容	105
3.8	監視結果の河道特性情報集への記録	105
4.	記録・保存するための方法論（河道特性情報集編集要綱）	109
4.1	河道特性情報集作成の目的	109
4.2	対象とする河道管理項目	109
4.3	河道特性編集の編集項目	110
4.4	情報の収集	112
4.5	情報の階層・加工	112
4.6	各種視点に沿った情報の重ね合わせ（体系的編集）	112
4.7	追加更新時期	115
5.	評価の方法論（河道の評価要領）	117
5.1	河道評価の目的	117
5.2	堤防破堤のメカニズム	117
5.3	評価の対象項目と評価方法	118
5.4	河道評価の検討手順	119
5.5	流下能力の評価	120
5.6	施設（堤防等）機能の評価	122

5.7	河道機能低下要因の分析	135
5.8	「特に注意して監視する項目と区間」の設定	137
5.9	評価結果の整理・表示（アウトプット図の作成）	137
5.10	評価結果の活用	138
6.	河道内樹木群の管理要綱	142
6.1	河道内樹木群の管理の目的	142
6.2	河道内樹林群管理方針の検討手順	142
6.3	現況評価	143
6.4	配置計画の検討	145
6.5	維持管理方針の検討	147
7.	おわりに	149

あとがき



# 第 1 編 小貝川の河道特性—鬼怒川に支配された河川

河川環境総合研究所 所長 山本 晃一

河川環境総合研究所 第 4 部 研究員 阿左美 敏和

## 1. はじめに

小貝川が流下する沖積地は、旧鬼怒川が流下し堆積した沖積地である。現小貝川は鬼怒川あるいは鬼怒川と小貝川が合流して流れた沖積地をその自己流で自己調整して河道を形成している。すなわち小貝川の河道特性は、旧鬼怒川に大きく影響を受けているのである。

旧鬼怒川の影響がどの程度現小貝川に残存しているのかを把握することは、沖積河川の自己調整過程における変化速度の把握に役立つ。また小貝川が鬼怒川と分離し単独の河川となることは河道形成流量が急減したことであり、流量減少が河道形状にどのような変化を及ぼしたかを調べることができる。

調査の方法は、沖積地に残された自然堤防等の微地形を読み取り、時間ステージごと（河道位置の変遷ごと）の河道特性を把握し、その差異、変化を既存の沖積河川の河道スケールあるいは平面形状に関する知見・理論より説明できるか検証するものである。

## 2. 小貝川流域の概要

### 2.1 河川の概要

小貝川は、その源を栃木県那須郡南那須長大赤根の丘陵（標高187m）に発し、茨城県北相馬郡利根長町押付新田地先に於いて利根川に合流する流域面積1043km<sup>2</sup>、流路延長111.8kmの河川である。平地面積は、流域面積の86%を占め897km<sup>2</sup>ある。このうち53%（約7000ha）が田・畑等の耕作地である。流域の人口は約45万人である。

本河川の特徴は他の一級河川に比較して平地面積率が大きく、また山地の高度が低いことである。

### 2.2 流域の地形

小貝川は、78km地点より上流の指定区間においてはなだらかな丘陵である喜連川丘陵を下刻しながら流下する。喜連川丘陵は、扇状地（八溝山地から鬼怒川低地の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、穏やかな斜面となったものである。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（貝塚ほか編、2000）。現小貝川は少ないながら、この礫層から礫の供給を受けている。

指定区間の下流部および直轄区間最上流部東側には鶏足山地が存在し、流域の最高峰である雨巻山（標高530m）があり、砂岩、チャートを多少小貝川に供給している。また西側は後期更新世に形成された段丘が存在する。

小貝川70km地点より下流は、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）と筑波山麓台地の間の沖積面を流下する（貝塚ほか編, 2000）。この区間の沖積谷は、小貝川が自ら形成したものでなく、**図2.2.1**の地形図の沖積面に示されるように鬼怒川および鬼怒川と小貝川の合流河川が形成した堆積面である。

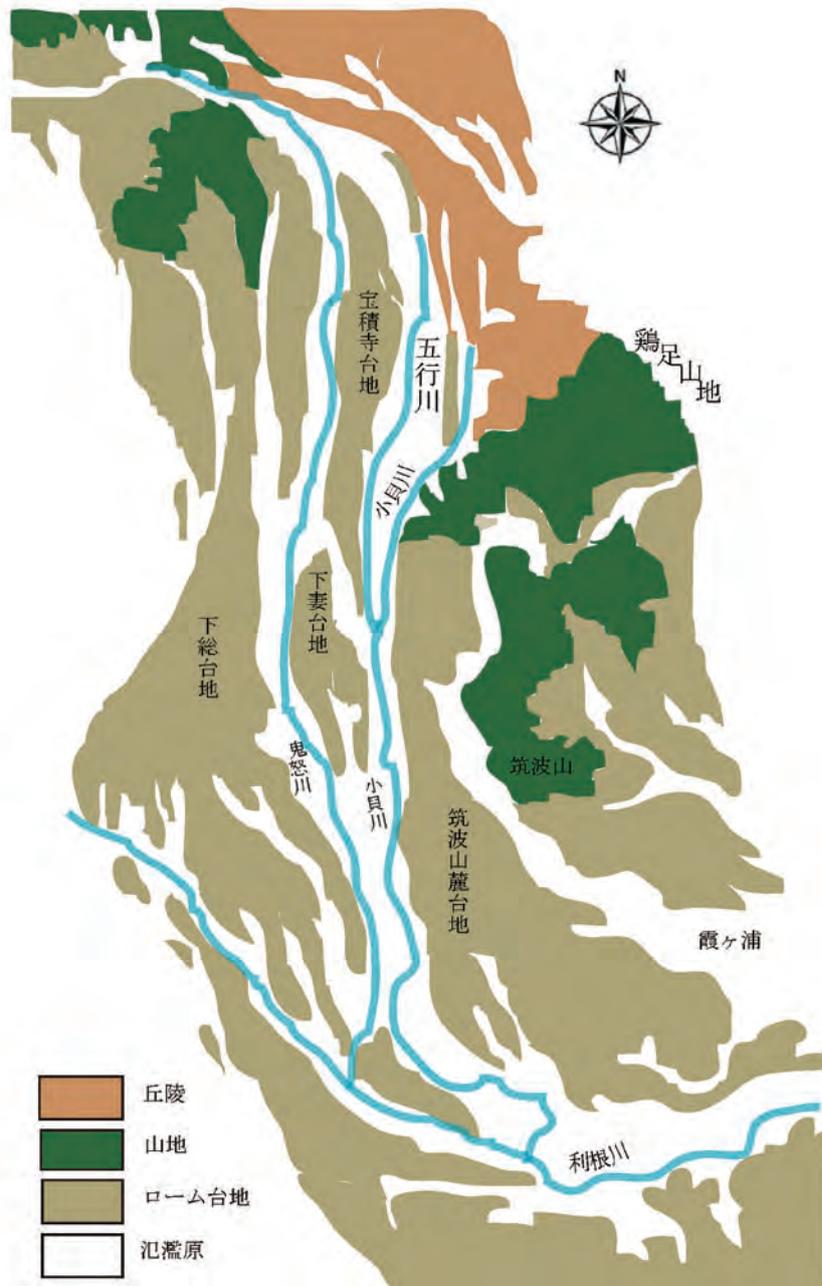


図 2.2.1 小貝川の流域地形と鬼怒川との関係（鬼怒川・小貝川読本編纂会議編,1993 に付加）

## 2.3 完新世における鬼怒川と小貝川の河道変遷

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年は鬼怒川の流路でなかった。数千年～1万年のオーダーで西の流路、東の流路と変化を繰り返し、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あり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。旧鬼怒川は絶えず風成層を洗い流していたと考える。

常陸風土記によると、鬼怒川は下妻台地の南端（糸繰川）を通過して小貝川の流路（距離標45km）に入っていた。天平・寶字2年（758）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（図の標高はT.P.基準である。⇒注1）。その後承平年間に（10世紀半ば）、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、寛永6年（1629）、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）。

## 2.4 気象水文と治水計画

流域は、概ね太平洋側気候の特徴を有す。冬季は北西の季節風が卓越し晴天が続き降水量が少なく、夏季に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。年降水量は1000～1200mm前後であり、利根川流域の平均的な値（約1400mm）や全国平均約1800mmに比べると降水量は少ない流域である。

水位流量観測所における年最大流流量の経年変化を表2.4.1および図2.4.1に示す。平均年最大流量は、三谷地点（71.5km）で180m<sup>3</sup>/s、黒子地点（53km）で450m<sup>3</sup>/sである。

小貝川の改修計画は、昭和10年の小貝川改修計画により開始され、黒子地点における計画流量は450m<sup>3</sup>/sに設定された。その後昭和13年（1938）6月の洪水を契機とした上記計画の変更、昭和16年（1941）7月洪水を契機とした策定された小貝川増補計画に伴い、計画高水流量が変更された。戦後は昭和55年（1980）に工事実施基本計画が策定され1/100確率洪水に対処する計画とした。昭和61年（1986）8月洪水において黒子において計画高水流量を超えたため、昭和62年計画高水流量の改定を実施し、基本高水を黒子地点で1950m<sup>3</sup>/sとした。流量配分は、図2.4.2のようであり、基本高水流量と計画洪水流量の差は遊水地を配備して対処する計画である。



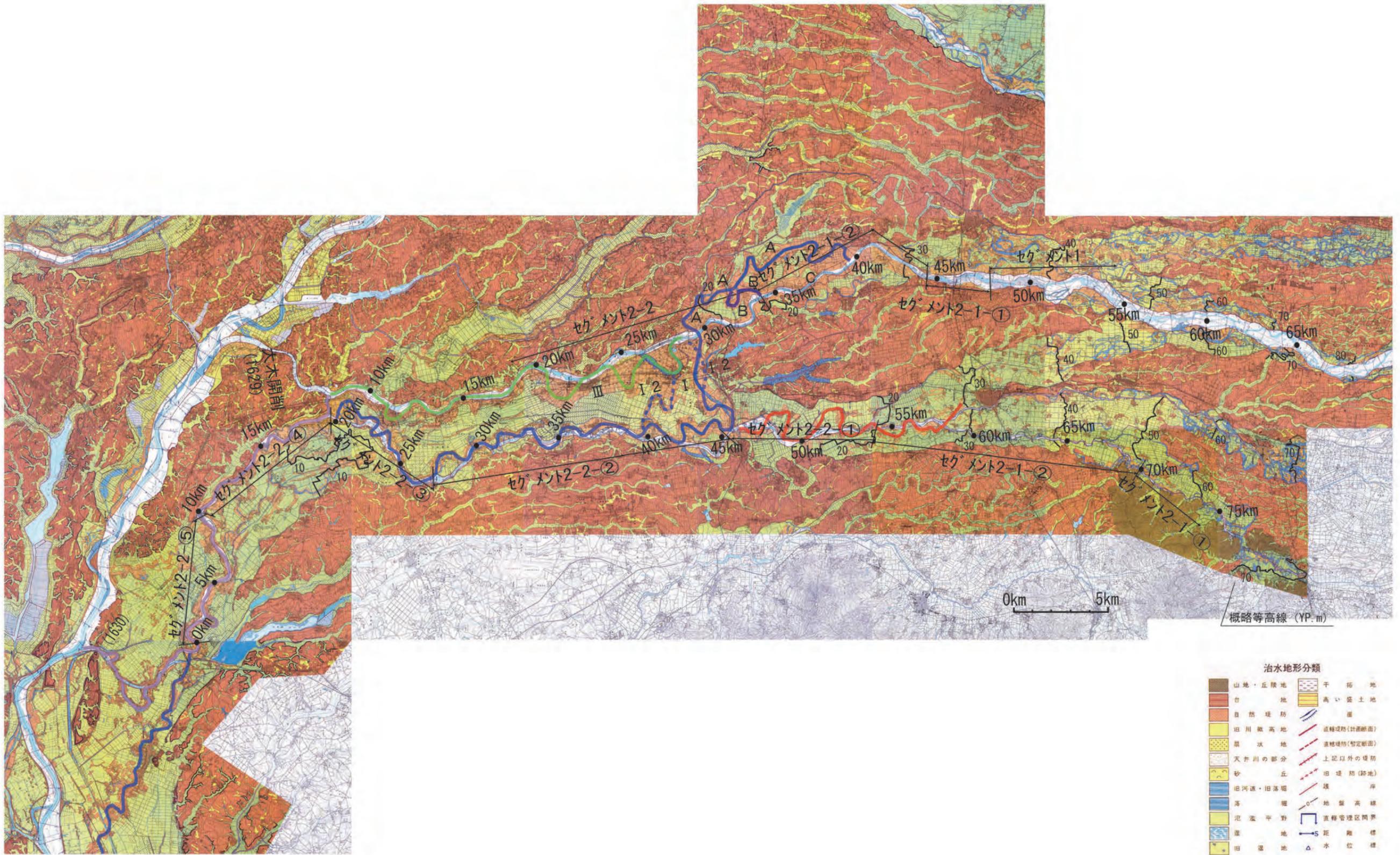


図 2.3.1 小貝川流路変遷図 (治水地形分類図に付加)



表 2.4.1 小貝川の年最大流量一覧表

単位 m<sup>3</sup>/s

	小貝川			五行川	大谷川
	川又	黒子	三谷	仙在 <sup>**</sup>	川神馬 <sup>**</sup>
1960 (S35)		175	40		
1961 (S36)		519			
1962 (S37)		194			
1963 (S38)		362			
1964 (S39)	253	316	138		
1965 (S40)	201	528	97		
1966 (S41)	603	800	305		
1967 (S42)		171	67		
1968 (S43)	215	363			
1969 (S44)	129	253	36		
1970 (S45)	162	403	95		
1971 (S46)	355	529	278		
1972 (S47)	248	339	50		
1973 (S48)	194	283	92		
1974 (S49)	209	321	125		
1975 (S50)	293	326	113		
1976 (S51)	325	595	152		
1977 (S52)	334	666	143		
1978 (S53)	296	379	146		
1979 (S54)	304	419	175		
1980 (S55)	253	263	96		
1981 (S56)	264	484	199		
1982 (S57)	451	570	310		
1983 (S58)	179	324			
1984 (S59)	158	206	56		
1985 (S60)	441	688	186		
1986 (S61)		1,317	518		
1987 (S62)	173	258	66		
1988 (S63)	329	574	268		
1989 (H1)		462	206		
1990 (H2)		397	127		
1991 (H3)	475	709	150		
1992 (H4)		168	52		
1993 (H5)	456	721	171		
1994 (H6)	204	265			
1995 (H7)	293	410	135		
1996 (H8)	315	511	243		
1997 (H9)	344	607	224		
1998 (H10)	412	567	267	233	58
1999 (H11)	671	689	407	301	94
2000 (H12)	480	568	262	173	89
2001 (H13)	477	590	223	356	101
2002 (H14)	471	621		294	95
2003 (H15)	291	357	115		
2004 (H16)	546	777	377		
2005 (H17)	97	345	113		
平均	320	460	180	270	90

\*仙在, 川神馬観測所は定時観測値である.

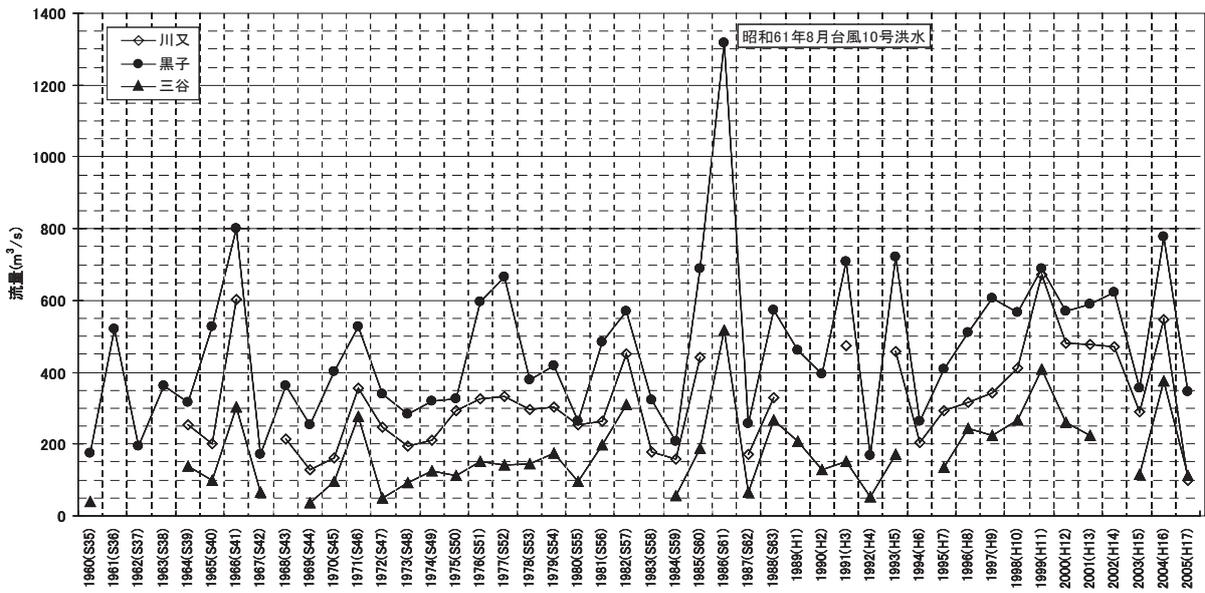


図 2.4.1 小貝川年最大流量の経年変化

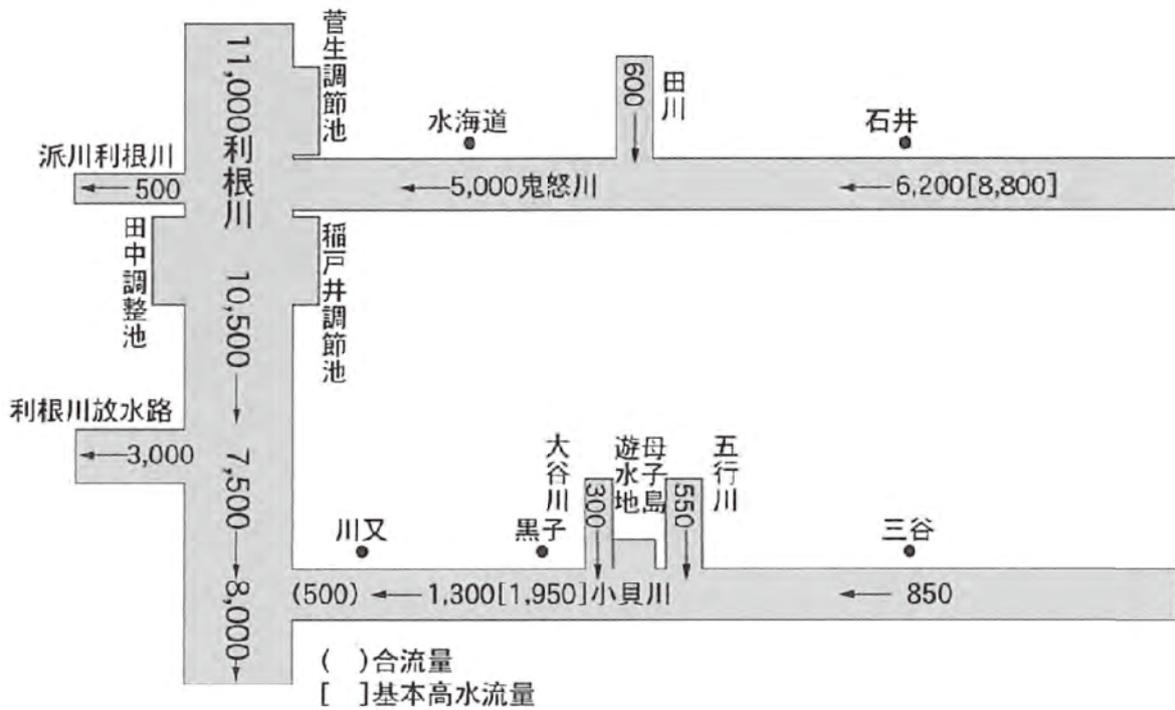


図 2.4.2 鬼怒川・小貝川計画高水流量配分図（昭和 62 年改定）

## 2.5 溜め井の設置とその変化

小貝川セグメント2-2の区間には、岡堰（9.6km地点）、福岡堰（27km地点）が、また小貝川0km地点下流約5.6kmには豊田堰が在る。この3堰は、小貝川および利根川の新田開発のため用水路として17世紀に設置されたものである。ここでは小貝川の河道特性に影響を与えている福岡堰と岡堰の概要を示す（利根川百年史編集委員会ほか、1987）。

### (1) 福岡堰

近世初頭、小貝川下流の谷原領は沼沢地で未開の荒地であったが、寛永2年（1625）谷原新田の灌漑用水を確保するために、小貝川通りの山田沼に萱洗堰を設けた。この洗堰は山田沼堰と称した。その後享保7年（1722）に山田沼堰を廃し、新たに福岡村地先で小貝川をせき止め、台通・川通に接続する水路を開削し、福岡堰とした。この堰は河道貯留を行う溜井構造形式である。

明治19年（1886）それまでの萱洗堰を木造堰枠に改め、明治27年、37年、大正5年を改築された。大正10年（1921）10月から12年5月にかけて鉄筋コンクリート造りに改築された。その後、計画高水流量の増大に伴い流下能力不足となったため昭和40年（1965）12月に改築に着手し、46年8月竣工した。構造は可動堰と高水敷部の固定堰からなり、越流堤の高さはY.P.+14.9mである（⇒注1）。

### (2) 岡堰

岡堰は、相馬谷原、約2万石の灌漑水源を確保するものとして、岡村地先に伊奈半十郎忠治の指揮により寛永7年（1630）に着手され、同11年（1634）に完成した。溜井形式で、長さ19間（約34m）の丸太作りの大洗堰、長さ15間（約27m）の小洗堰ならびに長さ8間（約14m）の孫洗堰からなっていた。なお、これ以前に岡堰の原型があったと言われている。

明和6年（1769）の小貝川洪水による復旧工事に際して小洗堰と孫洗堰を併合し元堰が設けられた。

昭和12年（1937）2月、計画洪水流量 $450\text{m}^3/\text{s}$ を対象に可動堰化を図ったが、17年計画洪水流量が $850\text{m}^3/\text{s}$ に改定されたため、可動堰の流下能力を $655\text{m}^3/\text{s}$ とする計画に変更し昭和21年に竣工した。その後、流下量不足に対し可動堰に接して100mの洗堰を設けることにした。これは昭和35年（1960）3月完成した。洗堰の堰頂高はY.P.+10.25mである。

昭和55年（1980）12月、小貝川の計画高水流量が $1300\text{m}^3/\text{s}$ に改定されたため、約300m下流に新岡堰を建設することにした。計画湛水位はY.P.+10.1m、計画河床高Y.P.+5.48m、可動堰長300mの堰で平成8年（1996）11月完成した。

### (3) その他の主要な堰

扇状地面を流れている区間には、君島堰（75.87km）、小栗堰（68.97km）、八田堰（67.83km）、井出蛭沢堰（65.93km）、茂田堰（62.56km）、村田堰（60.43km）、徳持堰（58.4km）が建設され、扇面の水田を灌漑している。

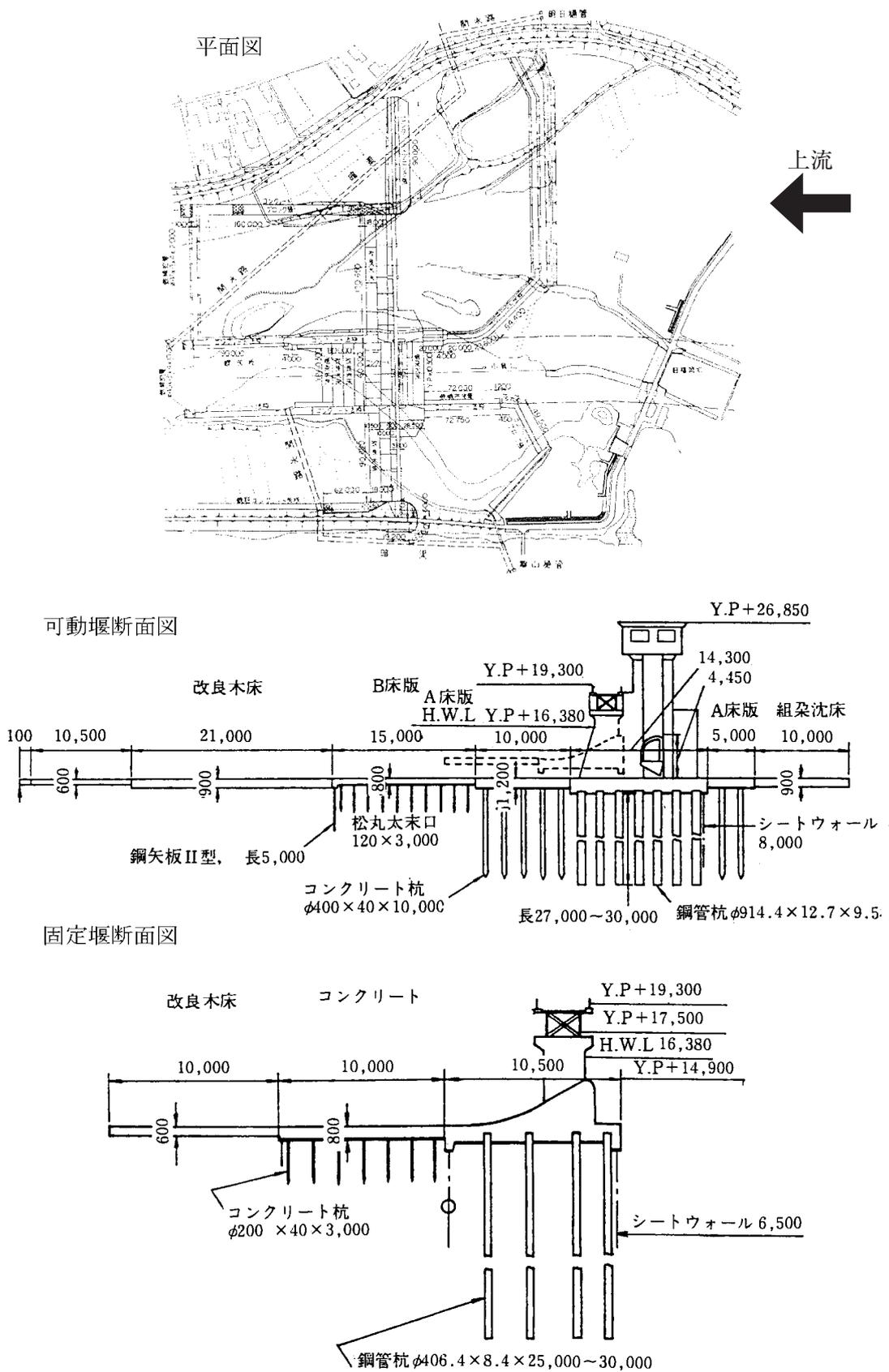


図 2.5.1 福岡堰概要図, 昭和 46 年竣工 (利根川 100 年史, 1987 より)

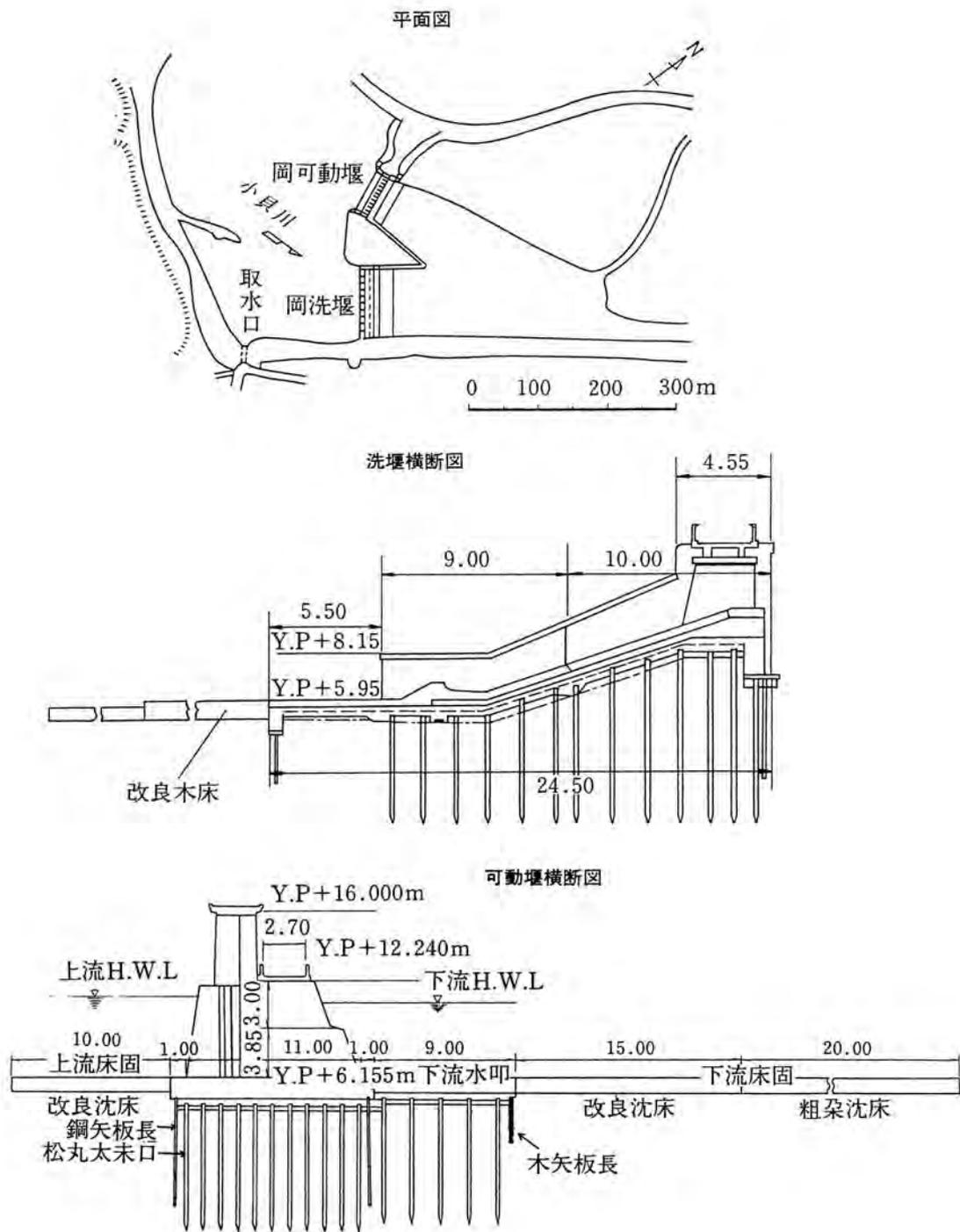


図 2.5.2 旧岡堰概要図 (利根川百年史, 1987 より)

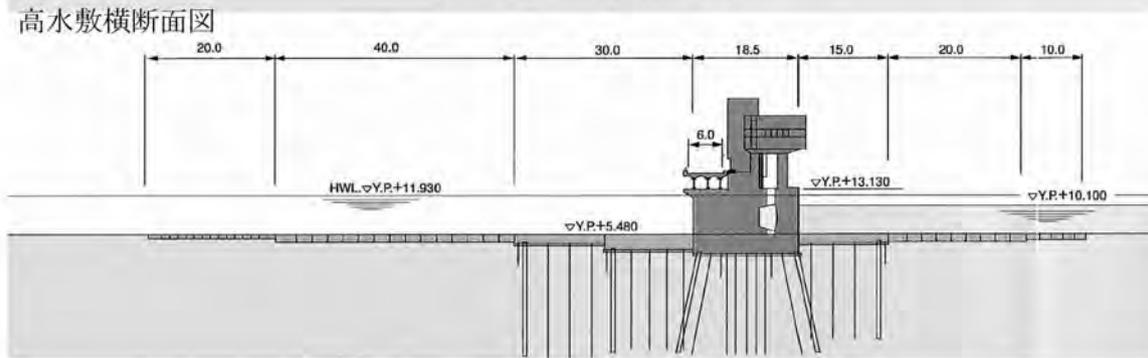
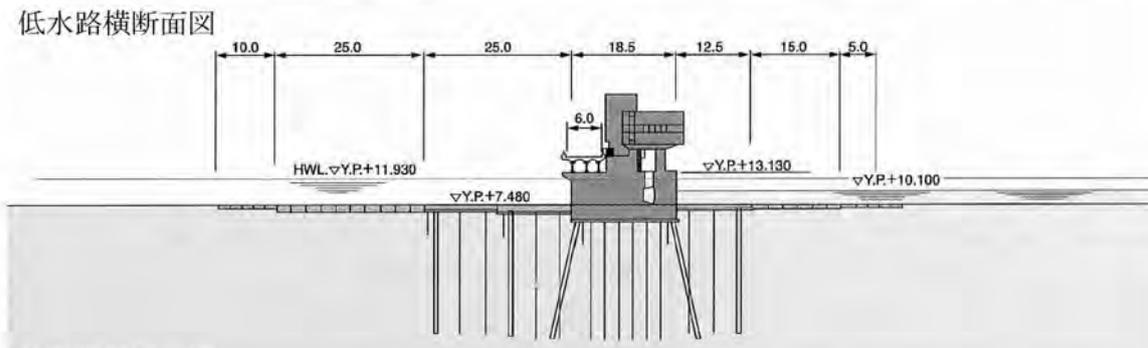
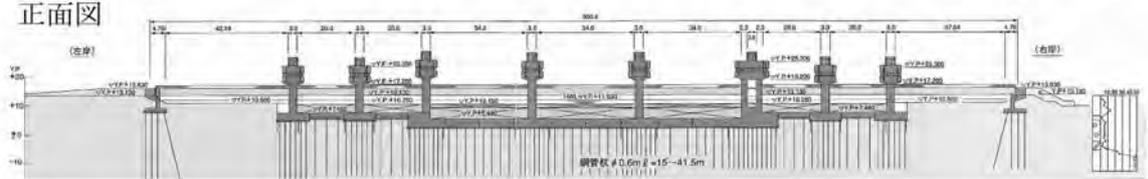
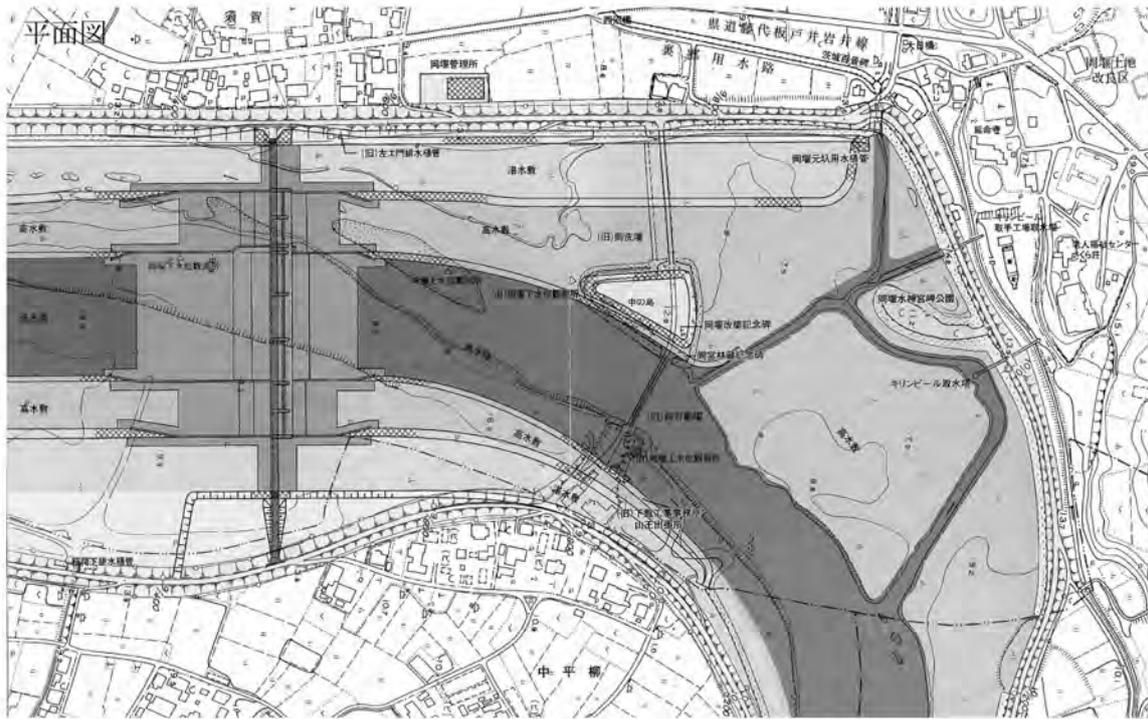


図 2.5.3 岡堰概要図，平成 8 年 11 月完成（下館河川事務所資料より）

## 2.6 完新世における海水面変動と沖積層堆積物

沖積低地の発達過程は、完新世（約10000年前から現在までの期間）を含む更新世末期以降の海水面変動の影響を大きく受けている。これを井関（1983）、遠藤ほか（1983）、アーサー・ホームズ（1984）の記述よりまとめてみる（⇒注2）。

今から20000年前から18000年前は、最終氷期の極期に当たり、最も海水面が低い位置にあった。海水面の高さは、**図2.6.1**に示したように現在より約120～140m低い位置にあった。その後地球の温暖化が始まり氷河が後退し、溶けた氷の増加により海水面が急昇した。この急激に上昇する海面は12000から10000年前に海水面の停滞および下降というエピソードを伴いながら年間1～2cmの速度で上昇し、今から6000年ぐらい前に海水面は現在より2～6mくらい高くなり（**図2.6.1**に示したような海水面変動曲線は、さまざまな曲線が提案されている。地盤の変動速度やハイドロアイソスタシーの影響を取り除けないことが原因している）、その後海水面は、約5000～4000年前の縄文中期の小海退（太田ほか、1990）、3000～2000年前の弥生の小海退として知られている波動的な水面変化を伴いながら現在にいたっている。このような海水面の変動は沖積低地地形、河川の縦断形、すなわちセグメントの形成や沖積地の地盤・土質に痕跡を残している。

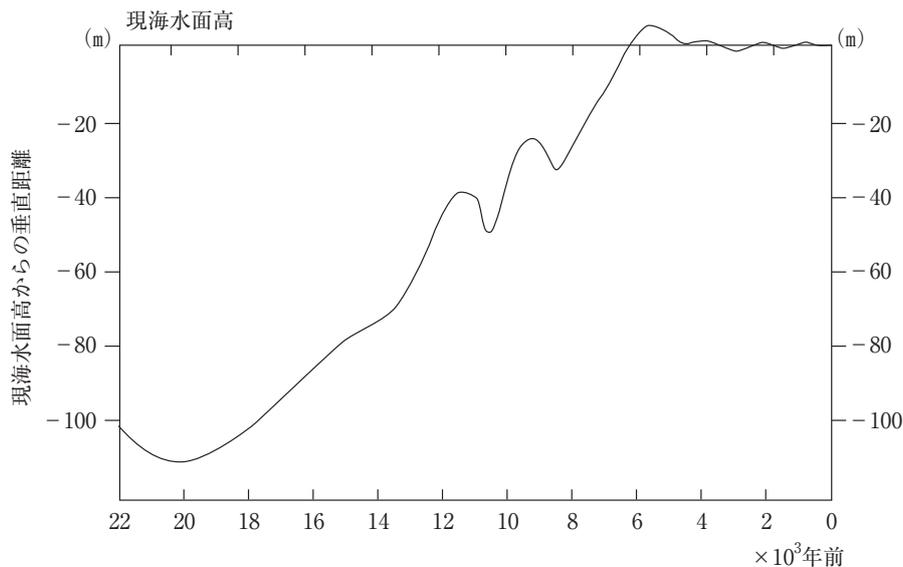


図 2.6.1 概略海水面変化の変化

**図2.6.2**は、遠藤ほか（1983）による小貝川に沿う沖積層の地質縦断図を示したものである。湾内に流入する日本の大河川が流れる沖積地の土質構造を見ると**図2.6.2**と似たようなものとなっていることが多い。埋没谷の基底には最終氷期の海水面が低い時に河川が運んだ礫層（BG）があり、これは現扇状地あるいは段丘化された扇状地とつながっている。最終氷期には海水面が低く河床勾配が急であるため、礫を運搬するだけの掃流力をそのころの河川が持っていたのである。10000年前の海水面の停滞・下降期に堆積した砂層や礫層が地下40～50mに、細砂・泥層（HBG）に挟まれていることが多い。

今から5000～6000年前の最海進時には現在より海水面が高かったため、現在沖積低地といわれているところは大部分が海の底であり、この海面下であったところとその上流では河川の性質

が異なりセグメントの結節点となっている。小貝川では石下付近まで海が侵入していた。

以上のように河床勾配決める支配要因，セグメントの形成要因を考える場合には海水面変化を主要な要因と考えなければならない。

しかし，ここ1000年の河道特性の把握・分析には数千年を越えるような地史的変動要因の分析の必要性は薄く，勾配，河床材量，平均年最大流量を主要説明因子としてよい場合が大部分であるが，河床下および河岸物質が河道特性に影響を与えている事例が増え，完新世の地史的情報の価値（境界条件として）は高まっている（⇒注2）。

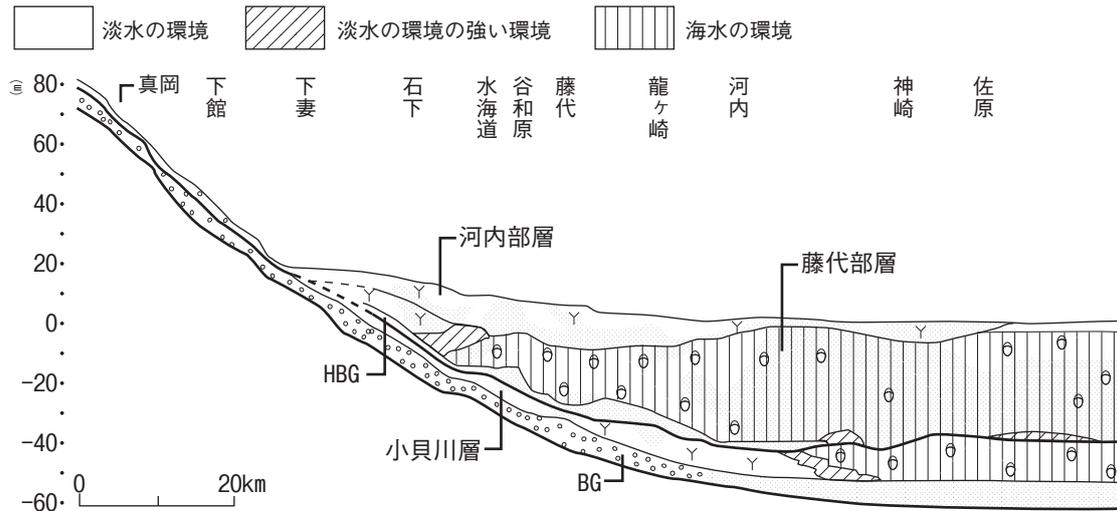


図 2.6.2 小貝川に沿う沖積層地質縦断図（遠藤ほか,1983 微改編）

## 2.7 流況と位況

小貝川黒子地点（53.0km）における豊・平・低・渇流量および位況の経年変化を図 2.7.1，図 2.7.2 に，また年最大流量の経年変化は図 2.4.1 に示した。小貝川のセグメント 2-2 の区間は，河床材料に泥分が多く，近くに鬼怒川という砂利採取効率のよい河川があることにより，河床掘削がほとんどなされなかったので河床高が余り変化せず，したがって位況の経年変化は少ない。直轄河川ではまれな例である。

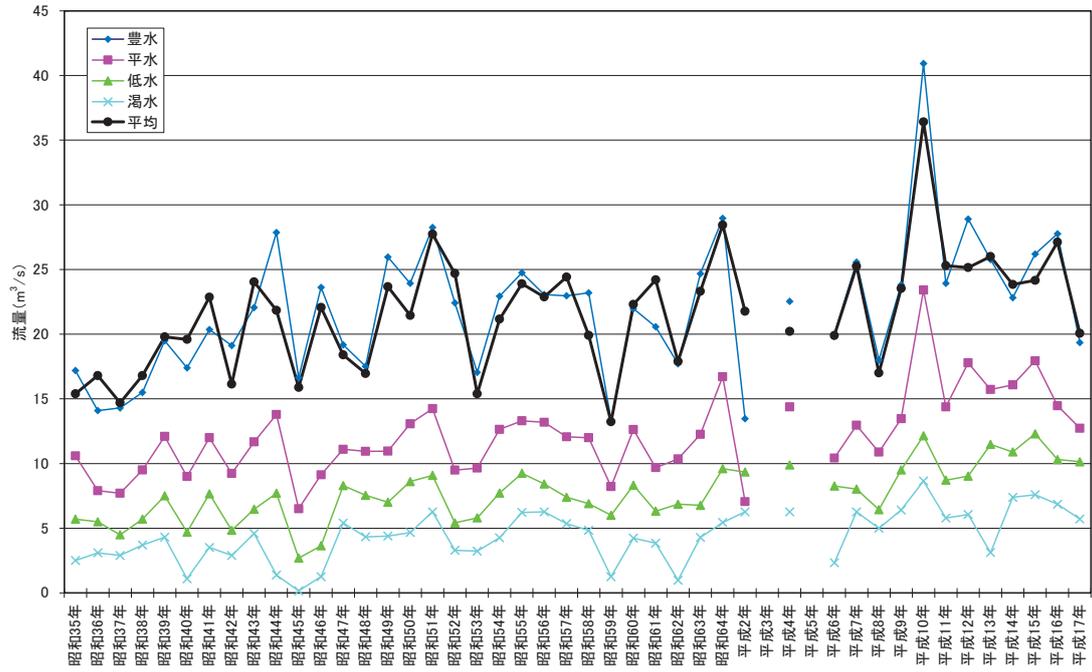


图 2.7.1 黒子地点流況变化图

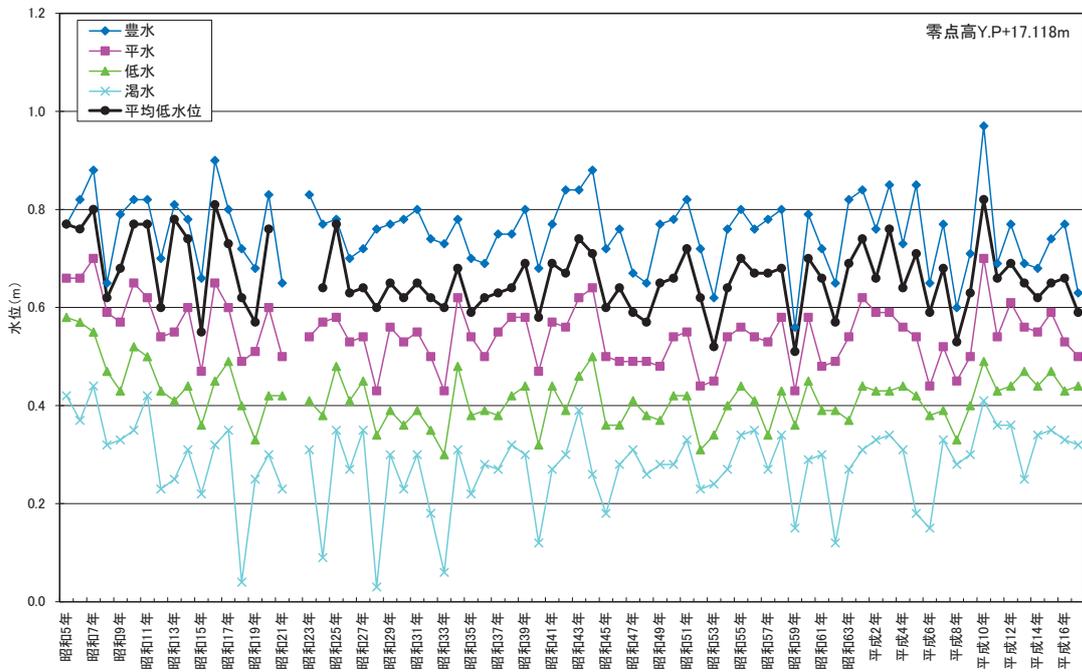


图 2.7.2 黒子地点水位变化图

## 2.8 鬼怒川と小貝川の比較

小貝川の河道特性に及ぼす鬼怒川の影響を分析するため、以下に両河川の主要緒元を示す。

### 小貝川

流域面積  $A=1043\text{km}^2$

流路延長  $L=111.8\text{km}$

平地面積 86%

基本高水 (1/100) =  $1950\text{m}^3/\text{s}$  (黒子)

計画洪水流量 =  $1300\text{m}^3/\text{s}$  (黒子)

平均年最大流量  $Q_m=460\text{m}^3/\text{s}$  (黒子, 1960 ~ 2005年資料より)

### 鬼怒川

流域面積  $A=1798\text{km}^2$

流路延長  $L=176.7\text{km}$

平地面積 35.5%

基本高水 (1/100) =  $8800\text{m}^3/\text{s}$

計画洪水流量 =  $5000\text{m}^3/\text{s}$  (水海道)

=  $6200\text{m}^3/\text{s}$  (石井)

平均年最大流量  $Q_m=1121\text{m}^3/\text{s}$  (水海道, 1960 ~ 2005年資料より)

以上より、小貝川の流域面積は鬼怒川の1/1.7であるのに、平均年最大流量は1/3でしかない。小貝川流域は山地が少なくかつ丘陵性であるので、降雨流出が遅く、降雨も少ないのである。小貝川が鬼怒川と合流していた時の合流後の河川の平均年最大流量に対する小貝川の分担率は、小貝川のほうが洪水到達時間の短いことを考えると15～20%しかないと推察される。

### 3. セグメント区分と河道特性

#### 3.1 セグメント区分

本論で検討の対象とする小貝川河道区間は、大臣管理区間小貝川距離標0～78.2km（常磐線鉄道橋付近から田野橋付近上流付近までの78.2km）とする。図2.3.1の河道平面図に距離標位置を示した。

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、本来、3.2で示す河道特性量の縦断変化の分析に基づいて行うべきであるが（山本，2004a），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。

上流から

##### (1) セグメント2-1-①=78.2～70.0km

本区間は、源流である喜連川丘陵を小貝川が下刻して形成された沖積谷を流れる区間であり、最下流点は旧鬼怒川扇状地面（歴史時代以前の川）との境界に当たる。本区間の山地は丘陵性の山地で生産土砂は少ない。喜連川丘陵は、扇状地（八溝山地から鬼怒川低地の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。かつての扇状地を形成していた堆積物は境林礫層といい、何枚ものテフラ層を挟む火山灰層に覆われている。本区間の左岸側は鶏足山地が存在し、小貝川は左岸側小河川からの流出土砂を受け入れている。

**写真3.1.1**に源流に近い小貝川右支川大川（高根沢町下柏崎地先）の様子を示す。河床材料は2～6cmの亜円～亜角礫の流紋岩と安山岩からなる。また河床に溶結凝灰岩（火砕流堆積物）が露出しているところもある。

本区間の河床勾配は下流の小セグメントより緩く1/570程度である。

##### (2) セグメント2-1-②=70.0～53.6km

本区間は、古鬼怒川扇状地面（歴史時代以前の川，2000年前？）を小貝川が流れている区間である。河床勾配は1/500である。古鬼怒川扇状地面勾配は、段丘である宝積寺面を挟んだ現鬼怒川が流れる扇状地面（91～44km，氏家～川島）の勾配とほぼ同じである。ただし現鬼怒川50km地点より下流（地表面高度T.P.40m以下）は現鬼怒川扇状地面の方が緩くなっている（すなわちセグメントの切れが現鬼怒川の方が悪い）。なお古扇状地面の勾配は本セグメント区間で1/420程度であり、その上流（地表面標高T.P.70m以上）では1/330で少し急である。**写真3.1.2**は67.3km地点加草橋上流の河床材料であり、セグメント2-1-①より礫径が大きい。大半が安山岩，流紋岩からなる。古鬼怒川扇状地堆積物である。

##### (3) セグメント2-2-①=53.6～45.5km

本区間は最上流点を大谷川の合流点の下流1kmとし、下流を糸繰川の合流点を最下流とするものである。糸繰川下流部は古毛野川の流路後であり承平年間（8世紀末）以前においては鬼怒川の幹川であったといわれている。鬼怒川によって小貝川の出口はふさがれ、この区間は騰波之江という沼地であったが、近世には干上がりヨシ原であり遊水地機能を持つ空間であった。

セグメント2-1-②との接合部直下流で砂利を含む河床材料を持つ52～54kmは河床勾配が急で1/1500程度である。その部分を除くと河床勾配は1/5000程度である。

#### (4) セグメント 2-2-② = 45.5 ~ 27.0km

本区間は、16世紀以前の鬼怒川が形成した自然堤防帯を流下する区間で、福岡堰を最下流端とする。堰により下流の河床と段差が生じている。灌漑期はY.P.+14.9mにまで堰あがる。この影響区間は本小セグメントのすべてに及ぶ。河床勾配は1/6000程度である。

#### (5) セグメント 2-2-③ = 27.0 ~ 18.6km

本区間は寛永6年（1929）以前の中世および鬼怒川に小貝川が合流していた地点を最下流端とする。本区間の河床勾配は1 / 4900程度で上流のセグメントより多少急である。

#### (5) セグメント 2-2-④ = 18.6 ~ 9.6km

本区間は寛永6年（1629）に段丘を開削（大木開削）し鬼怒川を利根川に落とす以前、鬼怒川の本線であった。河道平面形状はこの鬼怒川が流れていたときの蛇行形状を残している。400年間の間鬼怒川の特徴が残ったのは下流端に岡堰が存在し、溜井として本区間が貯留空間になっていたことが大きい。また下半分は鬼怒川が流れていたときの川幅を残存している。河床勾配は1/3900程度で上流より急となっている。

#### (6) セグメント 2-2-⑤ = 9.6 ~ 0.0km

岡堰下流の区間である。鬼怒川が流れていたときより川幅が縮小しているが、まだ十分に高水敷が形成されていない。河床勾配は1/3500程度である。

なおセグメント2-2-①とセグメント2-2-②は、低水路の河道特性量から見ると一体と見なしてもよいが、氾濫原上の自然堤防特性が異なること、堤防間幅が大きく異なること、古代においては沼地であったことより分離した。また、セグメント2-1の区間は沖積面の勾配から言うとセグメント1としてもよいが、近世初期には蛇行河川であったのでセグメント2-1とした。



写真 3.1.1 小貝川右支川 大川（高根沢町下柏崎地先）  
2005年5月撮影

### 3.2 河道特性量の縦断方向変化

小貝川の河道特性量は、2001年度の河道横断測量結果を用いて不等流計算を実施し求めた。低水路幅は横断測量結果および航空写真を参考にして設定した。不等流計算に用いたマンニングの粗度係数は、セグメント2-2においては流速係数 $\phi = 12$ （砂堆相当として設定）として求め、砂利川の部分のマンニングの粗度係数は0.03とした。



写真 3.1.2 小貝川 67.3km 地点

### 〔1〕平均年最大流量の評価

黒子流量観測所と三谷観測所の平均年最大流量より、小貝川の平均年最大流量を図3.2.1のように設定した。

78～58km（セグメント2-1）= 180m<sup>3</sup>/s

58～54km（セグメント2-1）= 410m<sup>3</sup>/s

54～0km（セグメント2-2）= 460m<sup>3</sup>/s

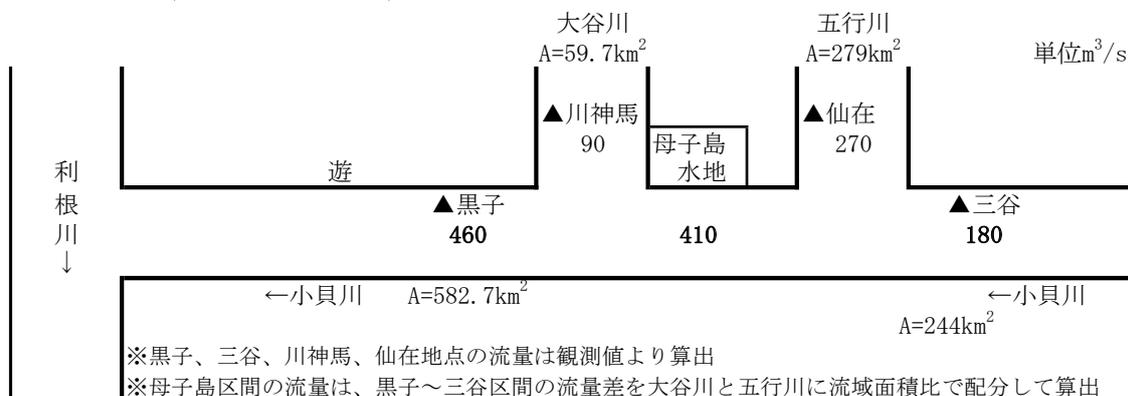


図 3.2.1 平均年最大流量配分図

### 〔2〕河床縦断形と勾配

図3.2.2に小貝川の平均河床高および最深河床高縦断図を示した。同図には小セグメント区分と横断構造物位置、主要支川流入地点も示した。

セグメント2-1-①は小貝川の自己流が沖積谷を形成した区間であり、70.0km地点下流の古鬼怒川と小貝川の合流河川が形成した扇状地面を流れるセグメント2-1-②の区間より勾配が緩い。

セグメント2-2の区間は近世初期に建設された福岡堰（27km）、岡堰（9.6km）および1629年に鬼怒川を分離した19.5km地点が小セグメントの結節点となっている。福岡堰と岡堰は、溜井形式の堰で取水のため水位を高めたので、堰下流の侵食により1mほどの段差が生じている。セグメント2-2-④の河床勾配は1/3900程度と急である。1629年以前の鬼怒川の流下していた時代の川幅が完全に縮小されていない。ちなみに近世初期鬼怒川が本小セグメントに接続していた地点直上流の現鬼怒川の小セグメントの勾配は1/2500程度である。

### 〔3〕河床材料

図3.2.3に1997年、2002年に採取された低水路河床材料の粒度分布形を示す。これよりセグメント2-1では1.0～10cmの中・大礫集団、0.2～1.0cmの細・中礫集団、0.2～0.8mmの砂集団からなり、小礫および中砂は中礫のマトリックスである。

セグメント2-2では0.2～0.8mmの砂集団がA集団であるが0.2mm以下の細砂・シルト集団が河床を覆っている場所・時もある。0.2mm以下が河床を覆う区間は堰上流と勾配の緩いセグメント2-2-③に多い。洪水時には0.2mm以下の材料は浮遊され、メイン集団は中砂になろう。

図3.2.4に各小セグメントの60%通過粒径  $d_{60}$  と代表粒径  $d_R$  の縦断方向変化を示す。代表粒径  $d_R$  は、セグメント2-1において3cm、セグメント2-2において0.4mmとした。

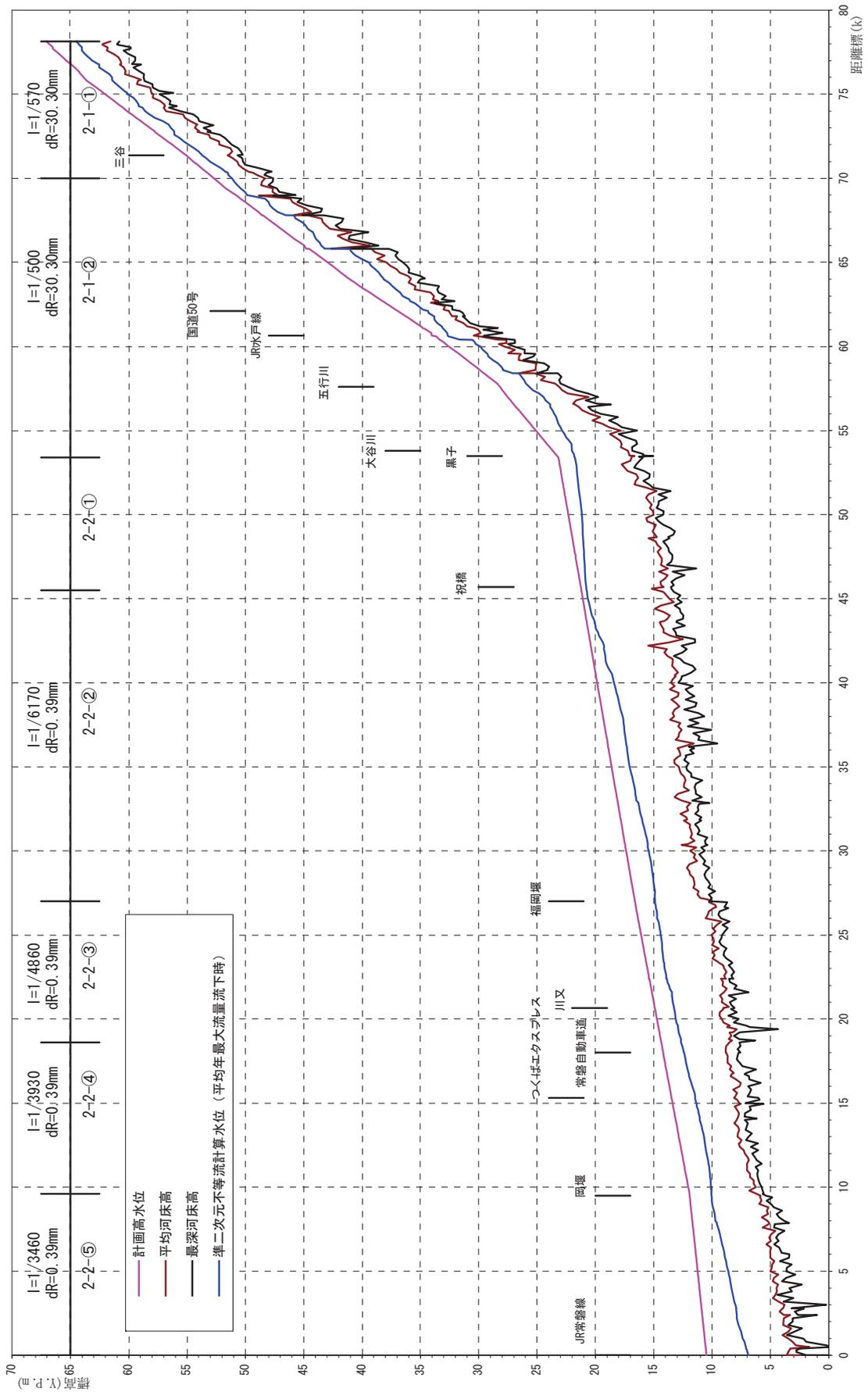


図 3.2.2 小貝川現況河道縦断面図

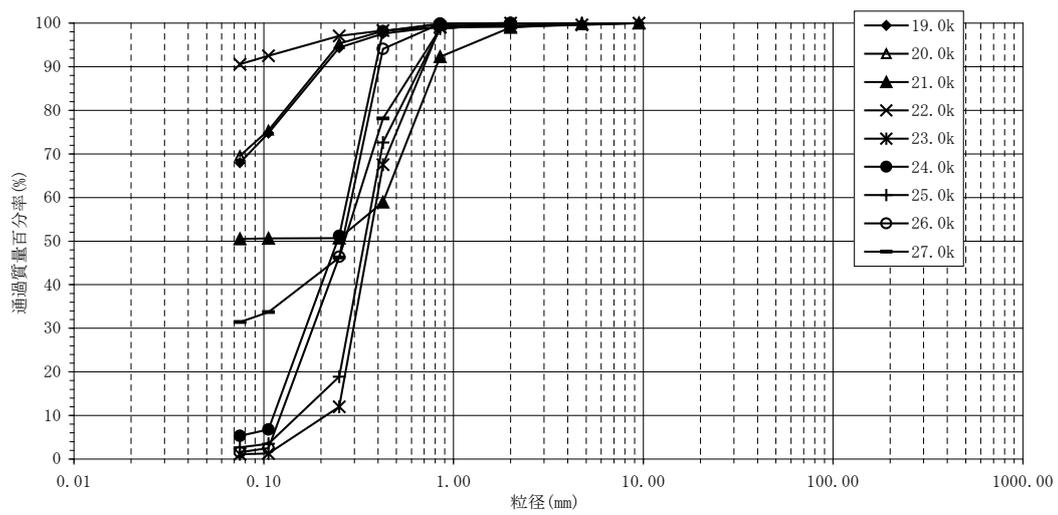
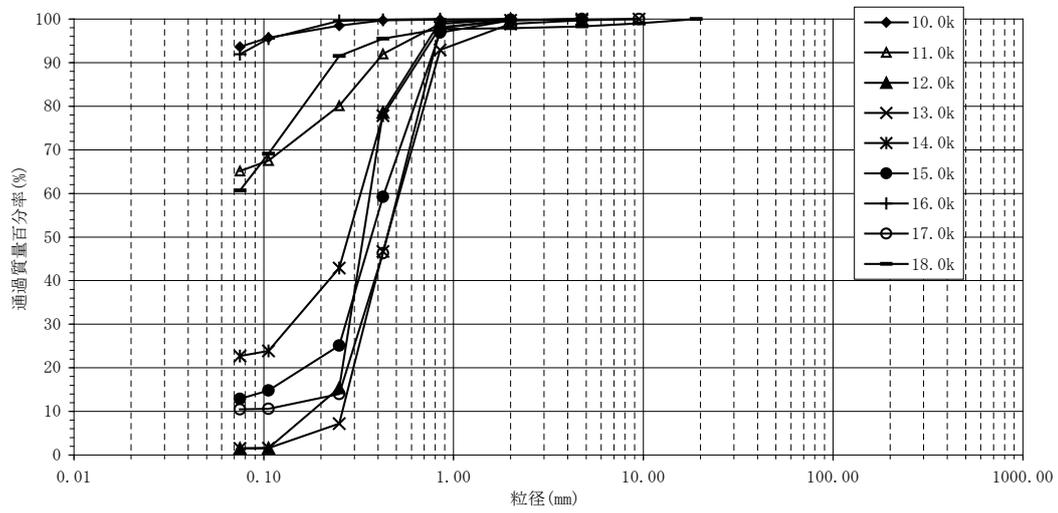
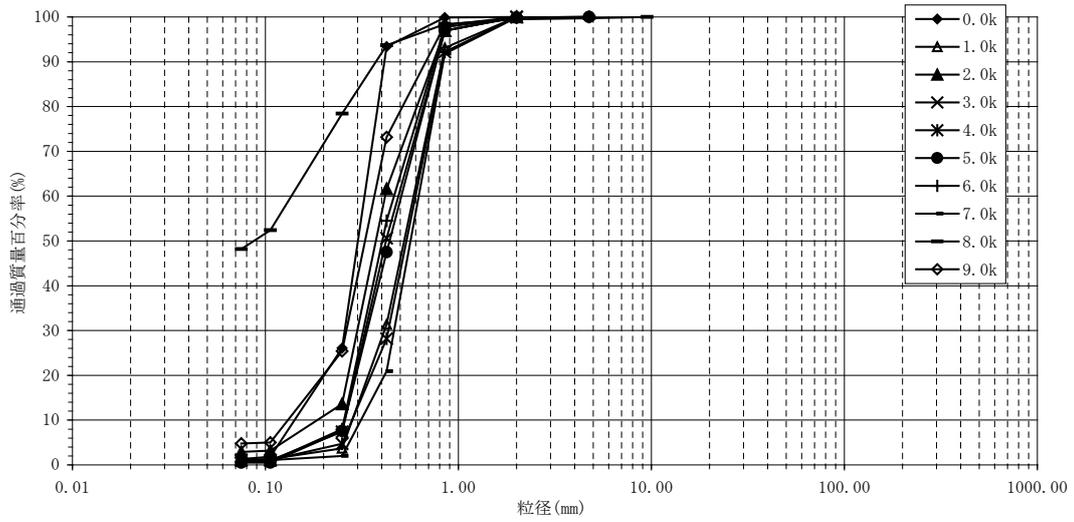


图 3.2.3 (1) 小貝川河床材料粒度分布图 (1997 年採取)

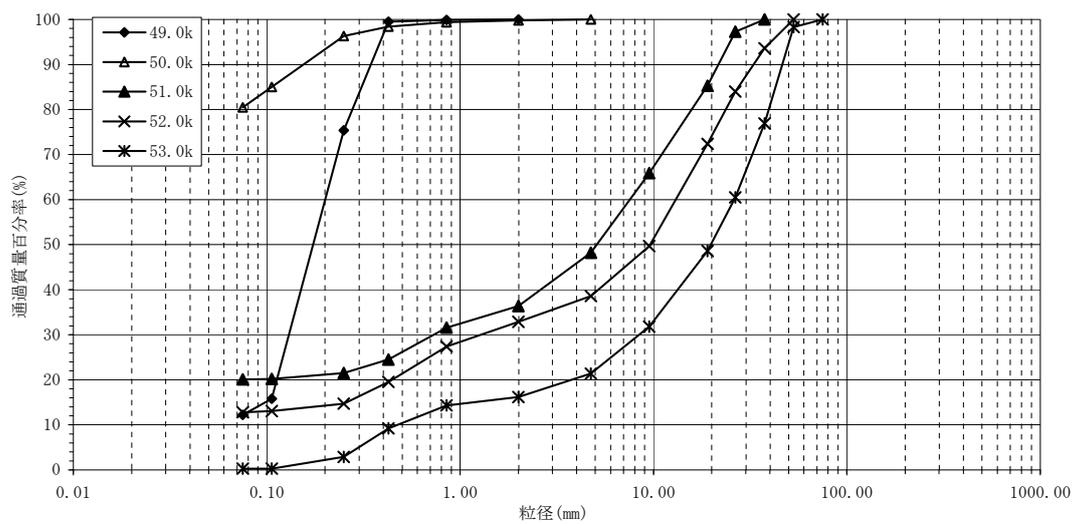
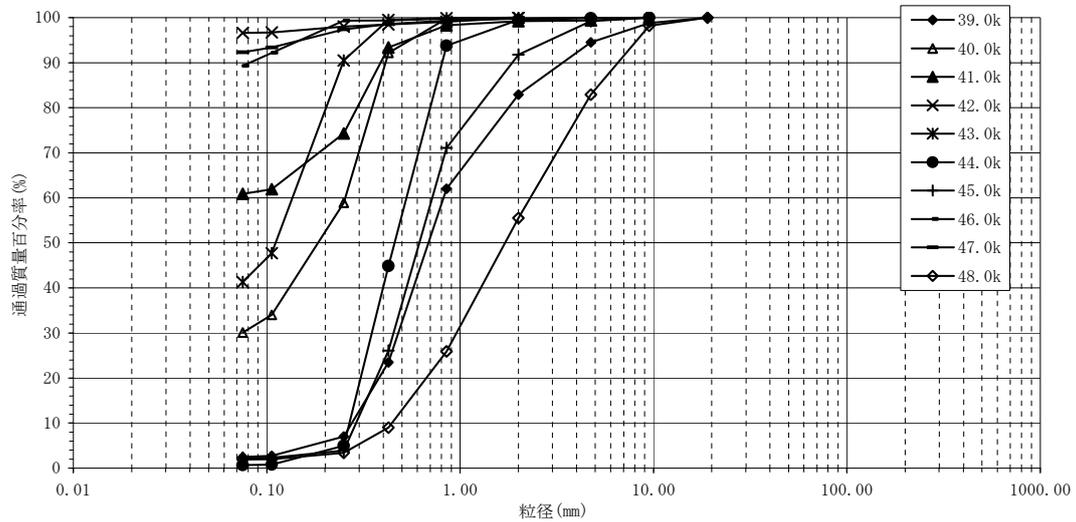
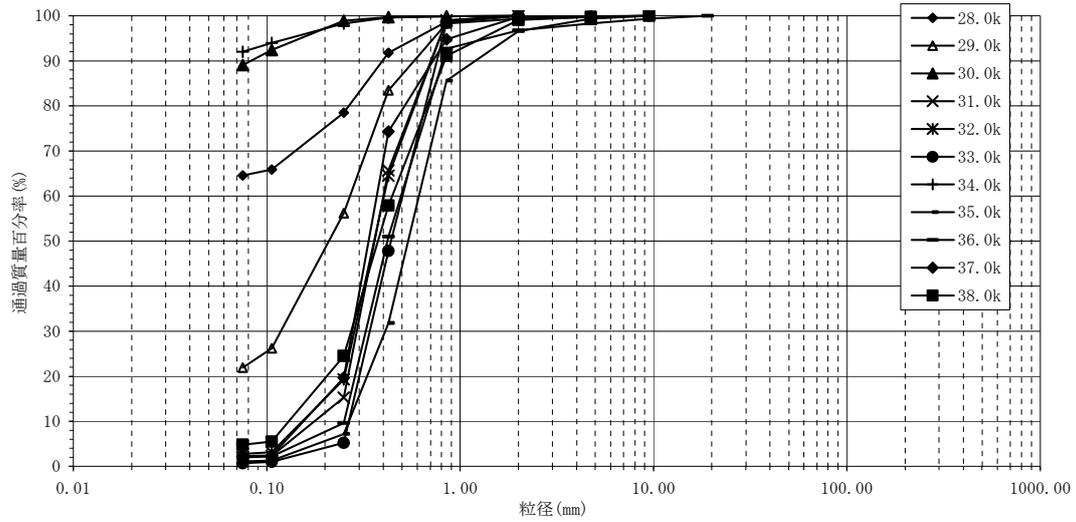


图 3.2.3 (2) 小貝川河床材料粒度分布图 (1997 年採取)

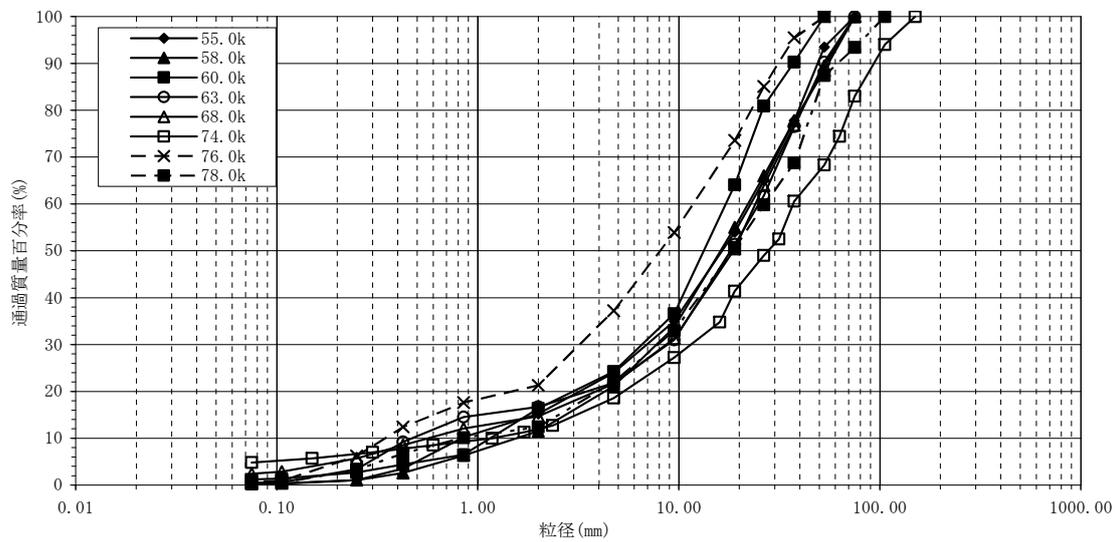
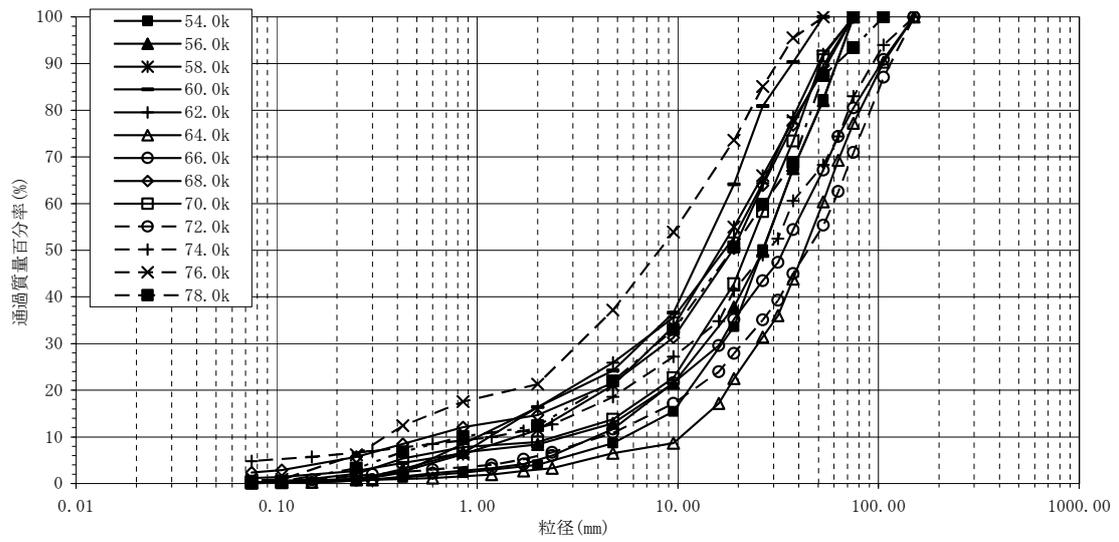


図 3.2.3 (3) 小貝川河床材料粒度分布図 (1997 年採取)

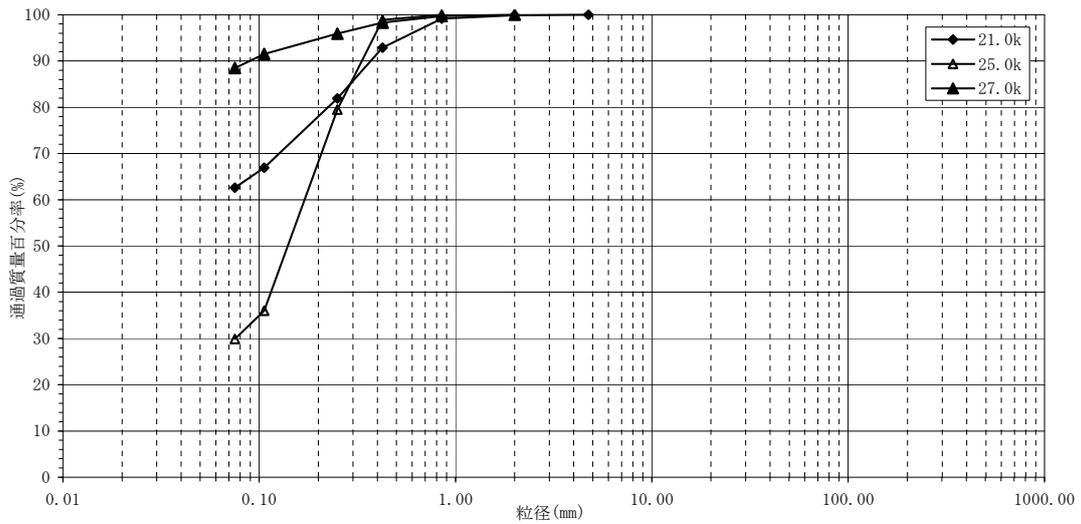
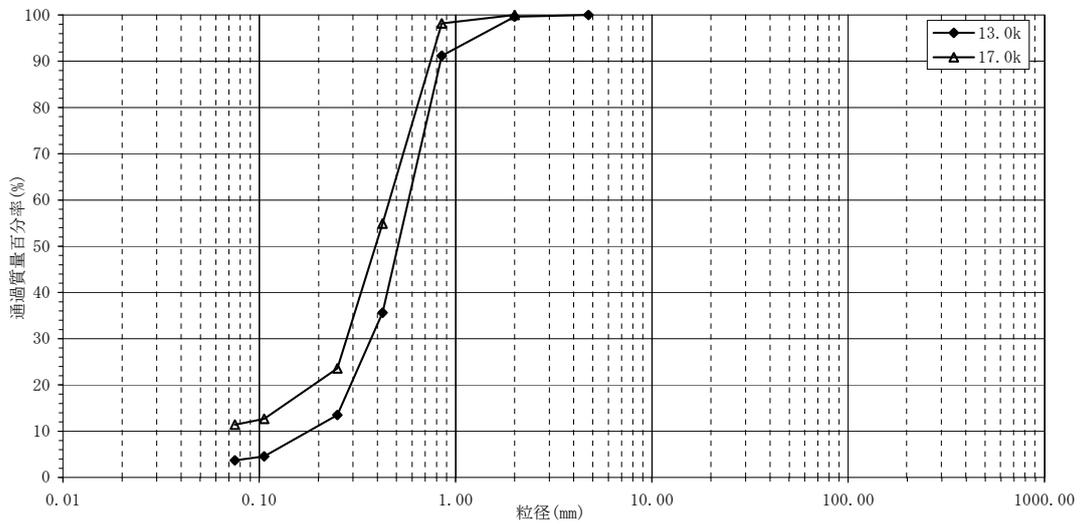
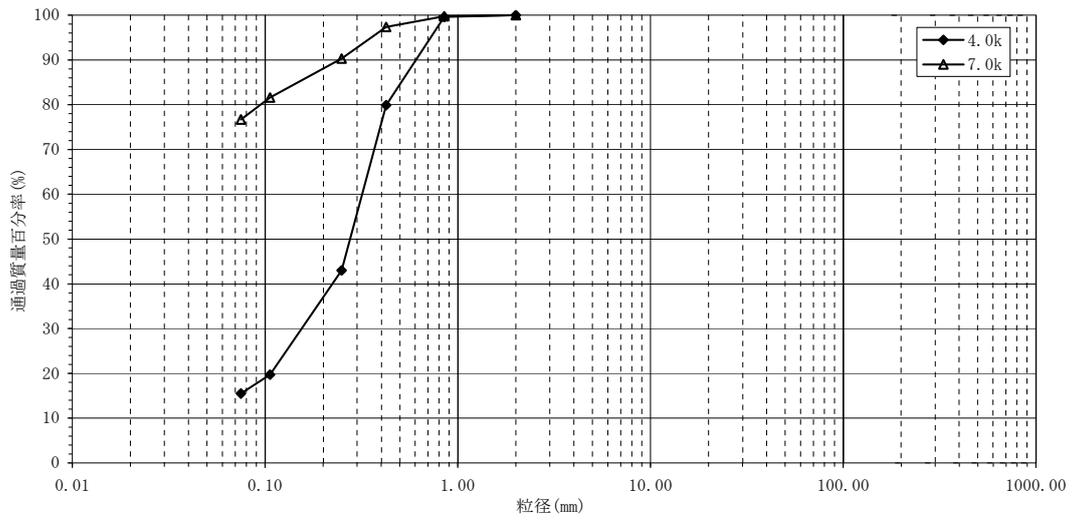


图 3.2.3 (4) 小貝川河床材料粒度分布图 (2002 年採取)

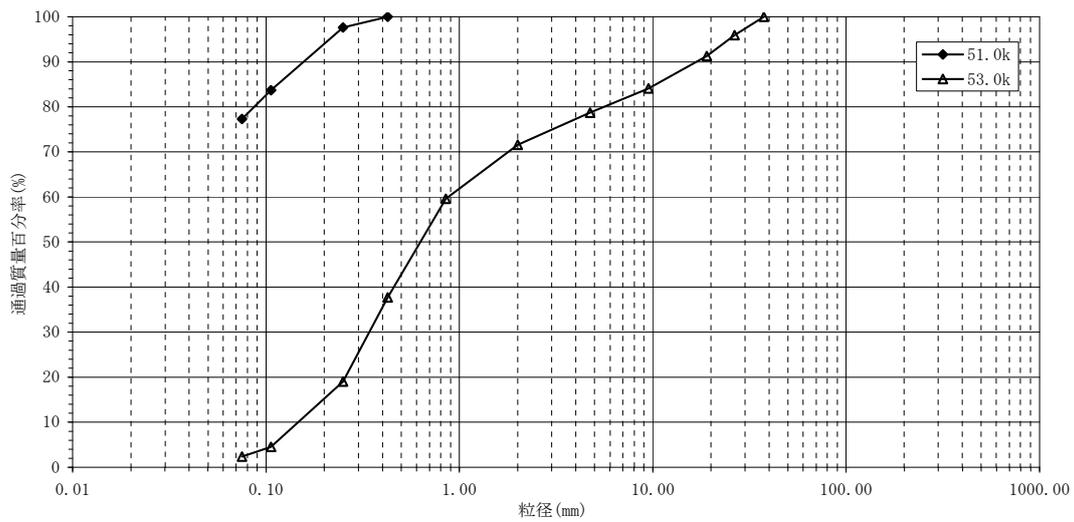
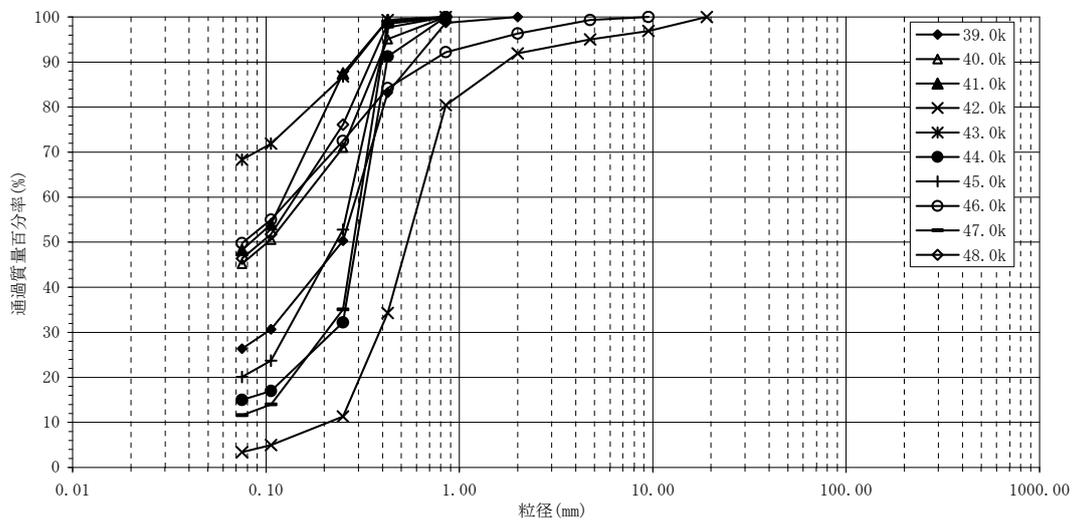
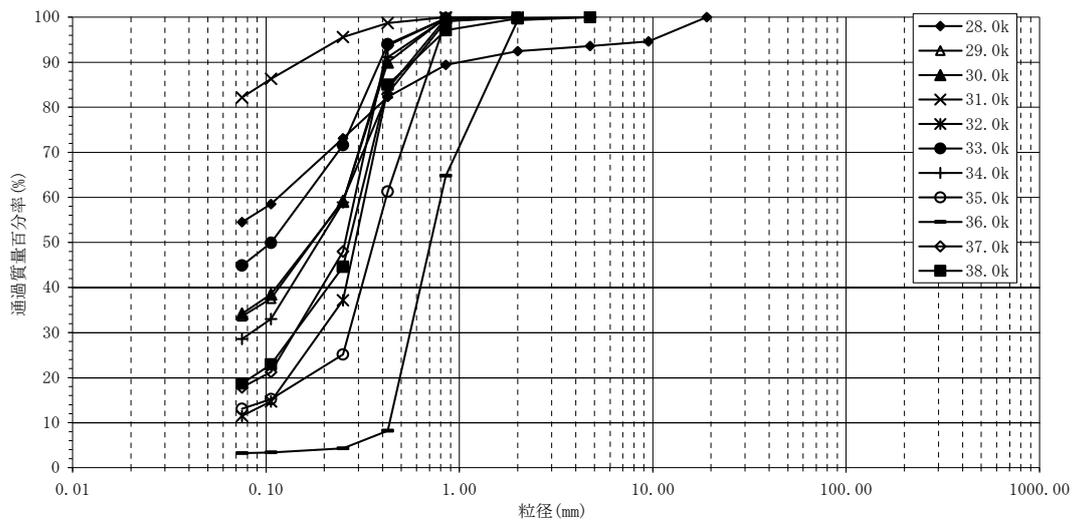


図 3.2.3 (5) 小貝川河床材料粒度分布図 (2002 年採取)

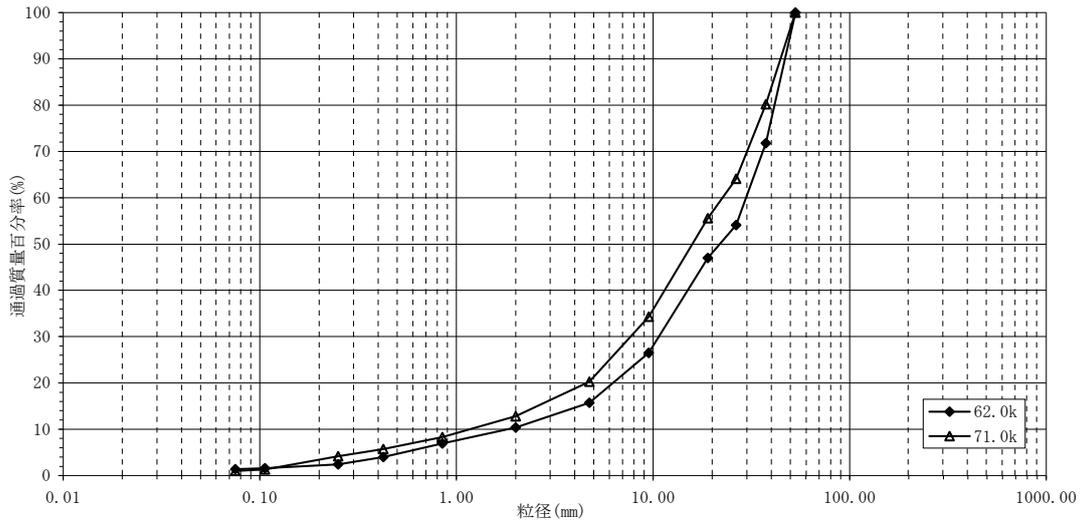


図 3.2.3 (6) 小貝川河床材料粒度分布図 (2002 年採取)

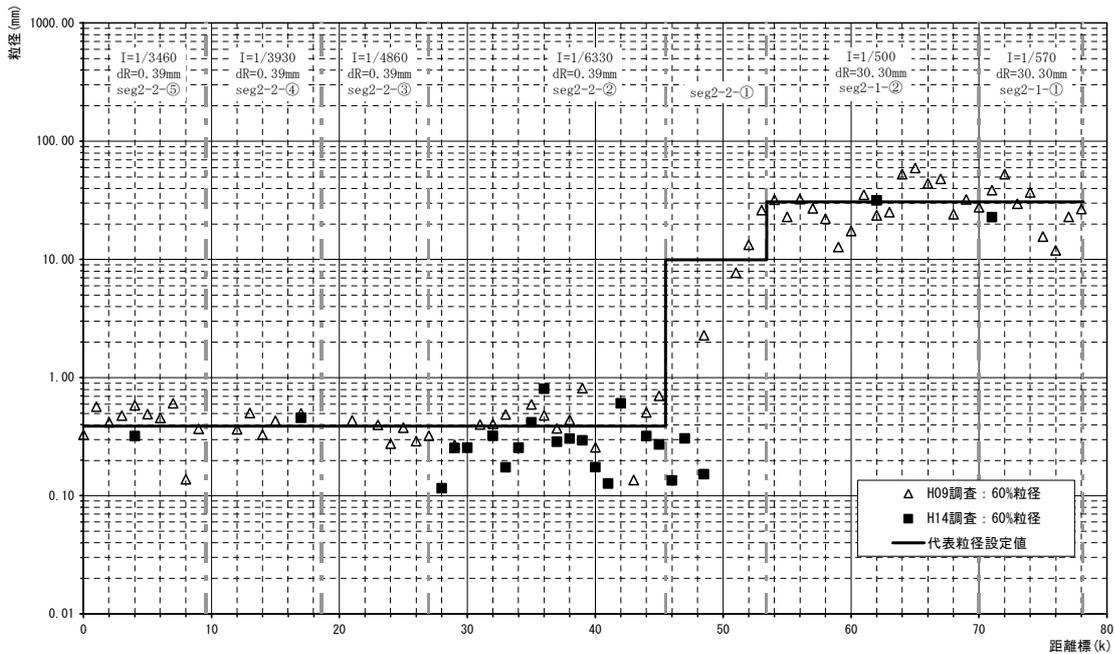


図 3.2.4 小貝川河床材料代表粒径縦断面図

#### [4] 水深と掃流力

図 3.2.5 ~ 図 3.2.8 に平均年最大流量時の水深  $H$  (m), 水深代表粒径比  $H/d_R$ , 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。なおセグメント 2-2-① は, 砂利川から砂川に変わる遷移区間であり, 河床材料および河床勾配が変化しておりの確に河道特性量が評価できないので, 水深粒径比, 摩擦速度の 2 乗  $u_*^2$ , 無次元掃流力は図化しないことにした。

水深はセグメント2-1の区間で2m前後であり、セグメント2-2で4m前後であるが、砂利川から砂川に変わる地点で水深が深く、45 km地点では7mに達する。この地点付近は川幅が狭く水深が大きくなるのであるが、無次元掃流力が3近くであり、この掃流力では河床が平坦となり流速係数 $\phi$ は20～25となってしまう。平坦河床として評価すると4割程度水深が浅くなり5 m程度となろう。40.0kmより下流のセグメント2-2の区間も無次元掃流力が2前後であり河床は遷移河床状態である可能性がある。そうであれば水深は2割程度小さくなる。0.3～0.4mmの中砂を河床材料に持つ河川は、平均年最大流量時において砂堆から平坦に遷移するような条件にあり、洪水の立ち上がり速度が違えば流速係数 $\phi$ が異なり、また川幅の狭拡により流速係数が異なるのである。河床波の変化を考えるとセグメント2-2の無次元掃流力は1.5～2.0程度である。

セグメント2-1の区間においては、セグメント2-1-①に比較して、セグメント2-1-②の方が掃流力が大きくなっている。河床材料もセグメント2-1-①の方が多少小さい。セグメント2-1-①の無次元掃流力はわが国の沖積河川の平均的な値を持つが、セグメント2-1-②の70～58km（五行川合流点）間は0.15程度で大き過ぎる。セグメント2-1の代表粒径をすべて3cmとした評価したが、セグメント2-1-②の代表粒径は図3.2.4からも、また砂利が活発に移動していると見えない河道景観からも少し大きくするのが妥当であると判断されるが、粒度分布形（⇒図3.2.3 (3), (5), (6)）からは判全としないところがある。セグメント2-1-②の河床勾配は小貝川自身の供給土砂と洪水により形成されたものでなく、古鬼怒川の扇面勾配である。セグメント2-1-①より勾配が急であるので、セグメント2-1-②の上流は下刻傾向の河道である。写真3.1.2に示した67.3km地点の砂州上の表層材料を見ると、大礫（7～15cm）の存在割合が多い。代表粒径を5～6cm程度にするのが妥当かもしれない。

五行川合流点(58km)から大谷川合流点（54km）に向かってさらに水深および掃流力が増大している。54～55km地点(母子島遊水地の越流堤の設置区間)の川幅が狭く、水深が大きくなるのである。五行川合流点（58k）と大谷川合流点（53k）区間は平均年最大流量の観測値がないので、黒子と三谷の平均年最大流量の差を大谷川と五行川の流域面積比で配分して算出した流量 $410\text{m}^3/\text{s}$ を推定平均年最大流量としたが、図2.4.2の高水流量の流量配分比で黒子の平均年最大流量を算定すると $330\text{m}^3/\text{s}$ となり、大きすぎた可能性がある。

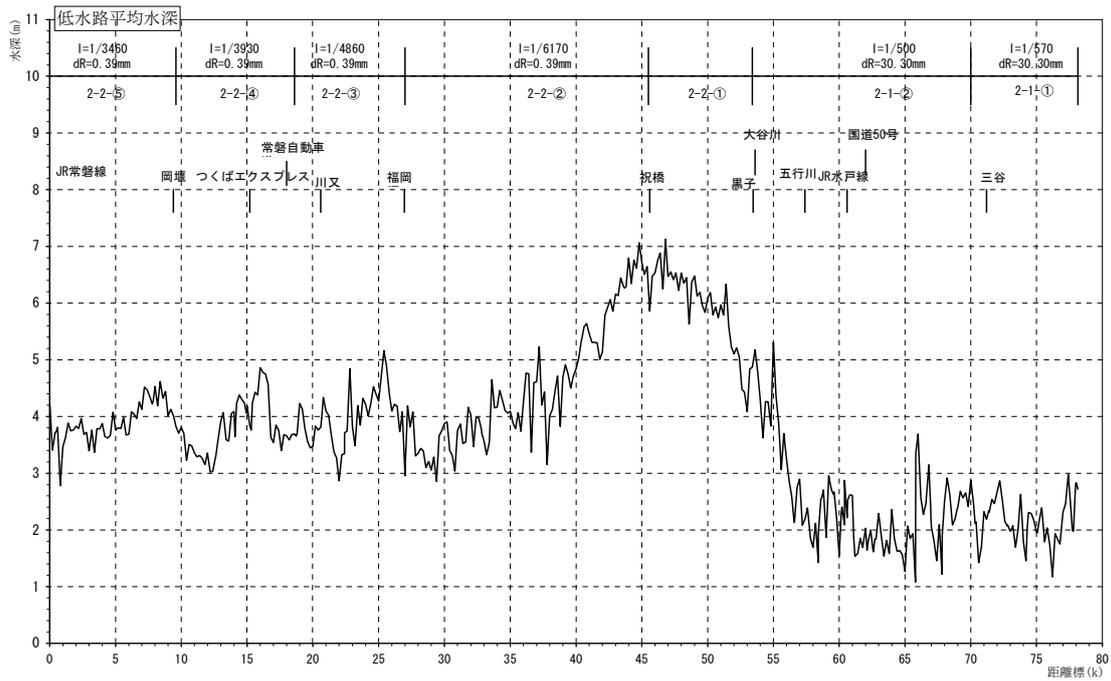


図 3.2.5 低水路平均水深縦断面図

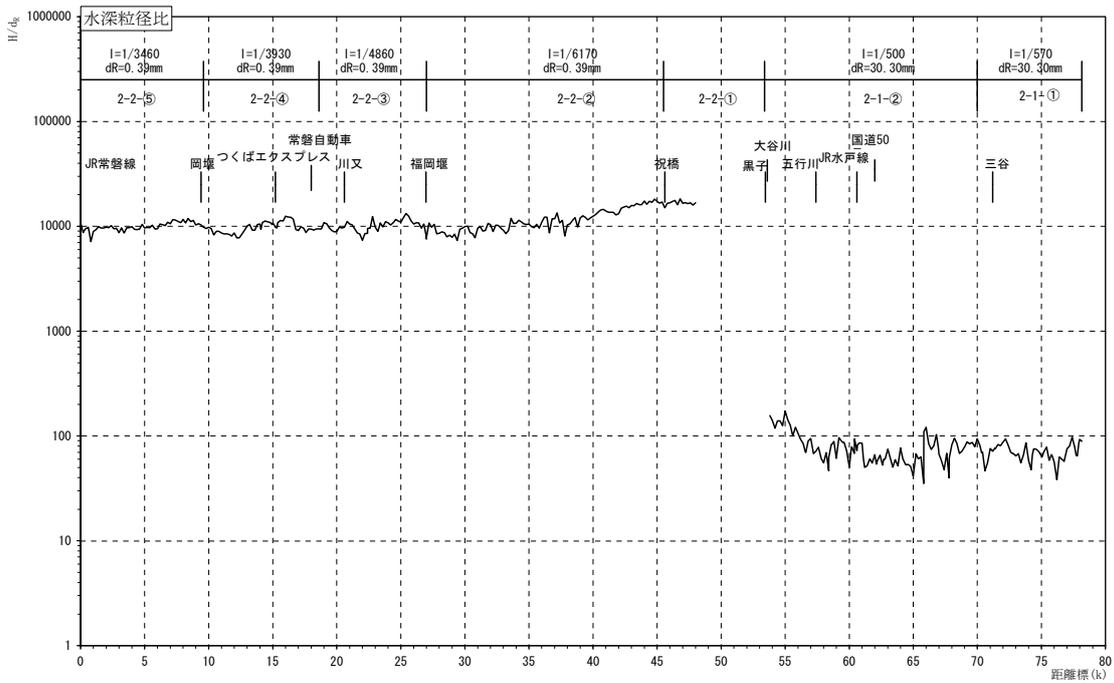


図 3.2.6 水深粒径比縦断面図

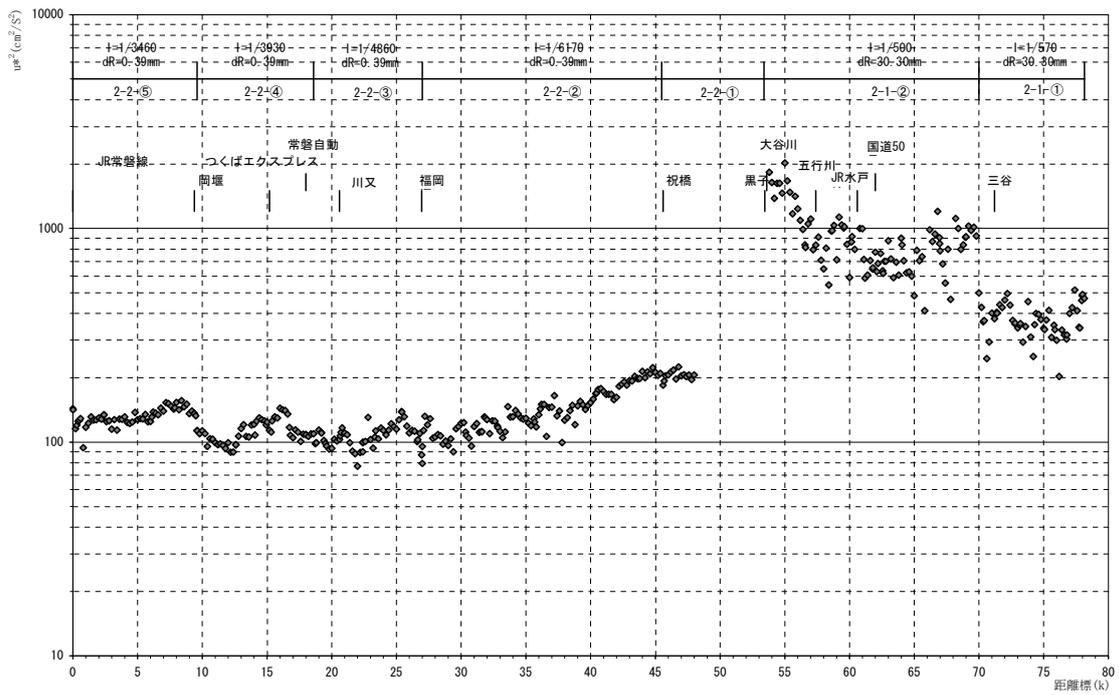


図 3.2.7 摩擦速度の2乗縦断面図

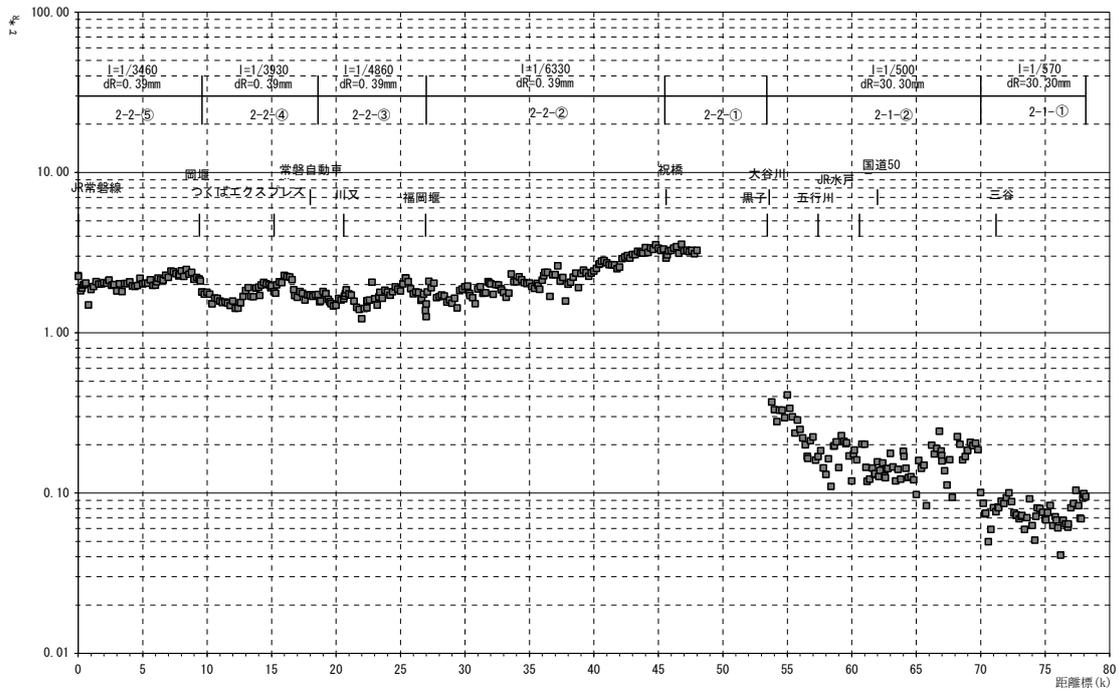


図 3.2.8 無次元掃流力縦断面図

## 〔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3.2.9に、川幅水深比の縦断方向変化を図3.2.10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。江戸時代のセグメント2-2区間における堤防築造は、巧みに旧鬼怒川の自然堤防を利用し土工量を減らしコスト軽減を図っている。堤防間幅が広いところは、セグメント2-2-①の区間（自然遊水地的機能を持つ迂曲した旧河道を持つ）、37～39km（堤防間に迂曲した旧河道を持つ）、33km, 27km（福岡堰の貯留地）、22～23km（堤防間に迂曲した旧河道を持つ）、15～16km, 9～10km（岡堰の貯留地）である。

低水路幅の広いところは、セグメント2-2区間では、福岡堰および岡堰直上流部、狭いのは44～52km区間である。

川幅水深比はセグメント2-1の区間で10～40の間であり、単列砂州が発生する区間である。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、近世の河道跡は蛇行・迂曲している。セグメント2-2の区間は20～50程度であり、川幅水深比が小さい区間は砂州が生じないが、川幅水深比が大きい区間には砂州が発生する。自然河道であれば迂曲・蛇行する河道である。

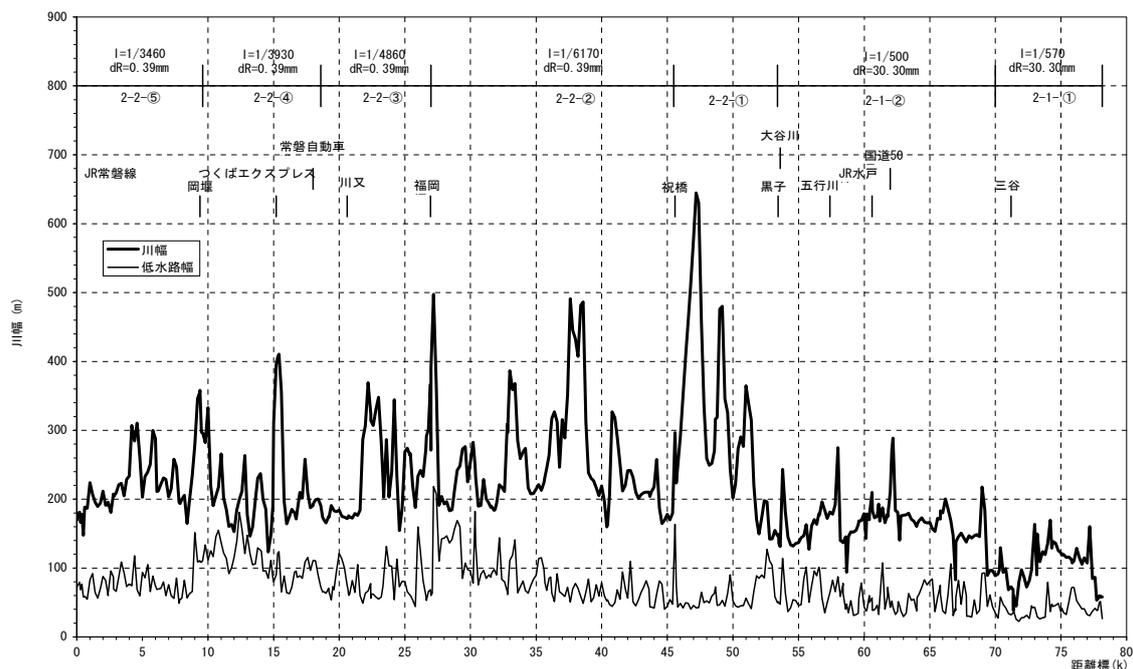


図 3.2.9 堤防間幅、低水路幅の縦断方向変化図

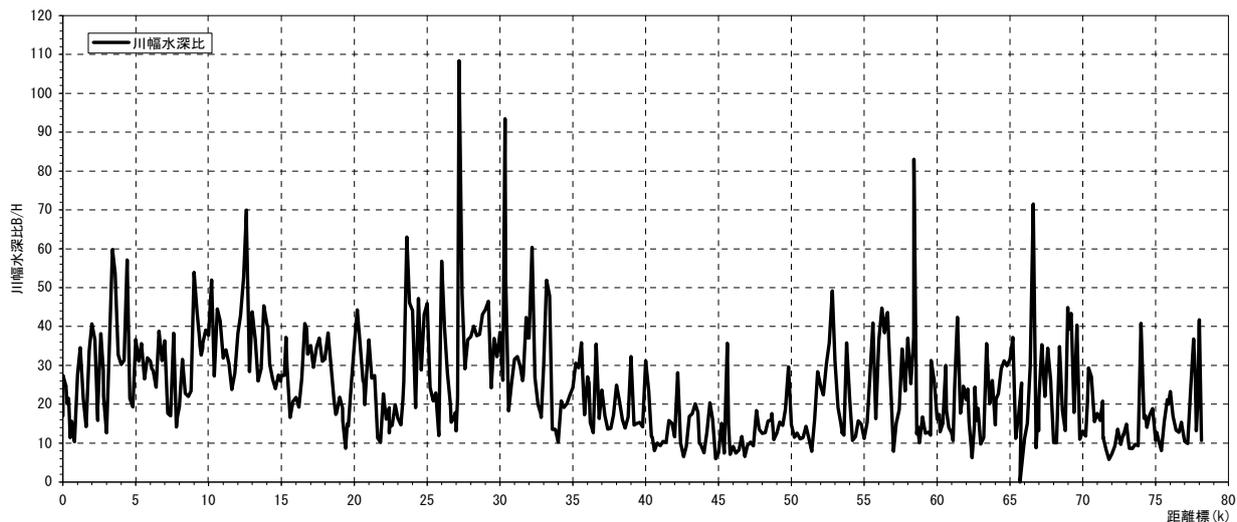


図 3.2.10 川幅水深比の縦断方向変化図

### 〔6〕 洗掘深 $\Delta Z$

平均河床高と最深河床高との差  $\Delta Z$  の縦断方向変化を図 3.2.11 に示す。

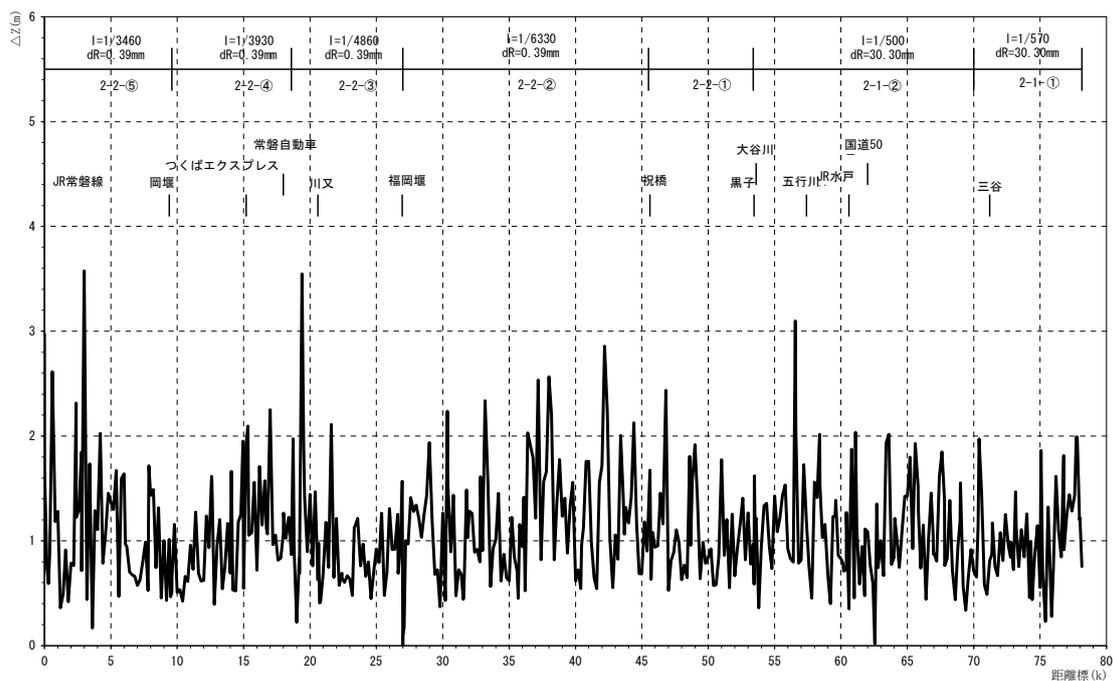


図 3.2.11 洗掘深  $\Delta Z$  の縦断方向変化図

## 〔7〕小貝川の河道特性のまとめ

小貝川直轄区間の河道特性をセグメントおよび河道区間ごとにまとめると表3.2.1である。

表 3.2.1 小貝川直轄区間の河道特性一覧表

河道区分	距離標 (km)	セグメント	河床材料 $d_b$ (mm)	平均水深 H (m)	水深粒径比 $H/d_b$	エネルギー勾配の逆数	河床勾配の逆数	摩擦速度 $u_*^2$ ( $m^2/s^2$ )	無次元掃流力 $\tau_{*R}$	平均堤間幅 (m)	平均低水路幅 (m)	平均水深 (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
1	0.0 ~ 9.6	2-2	0.39	2.914	10016	2899	3460	0.0132	2.094	225.2	77.62	2.914	28.80	460	0.031
2	9.6 ~ 18.6		0.39	3.288	9724	3311	3930	0.0112	1.780	219.6	109.57	3.288	34.24	460	0.031
3	18.6 ~ 27.0		0.39	3.354	10133	3645	4860	0.0106	1.685	236.0	75.39	3.354	24.94	460	0.031
4	27.0 ~ 45.5		0.39	3.902	11564	3109	6170	0.0142	2.254	255.7	84.55	3.902	24.70	460	0.031
5	45.5 ~ 53.6										293.7	61.61	4.029	16.43	460
6	53.6 ~ 69.8	2-1	30.60	2.644	78	257	500	0.0906	0.183	165.2	57.08	2.644	16.67	410 ~ 180	0.034
7	70.0 ~ 78.2		30.60	2.750	71	567	570	0.0377	0.076	100.9	40.68	2.750	16.48	180	0.034

※平均年最大流量と同規模の平成10年9月洪水逆算粗度

## 4. 河道平面形状とその変化

### 4.1 蛇行度の規定要因

小貝川の蛇行特性およびその変化を分析する前に、分析に必要な理論、経験則を解説し、分析に備えることとする。

山本 (2004b) 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2～3年) に低水路河床に働く平均掃流力 (流水により河床に作用する摩擦力である。ここでは掃流力  $\tau$  を水の密度  $\rho_w$  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、  $H_m$  平均水深、  $I_b$  は河床勾配である。摩擦速度の2乗  $u_*^2$  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4.1.1** に示した。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、潜在的自然河道 (動的平衡河道) といえるものである。

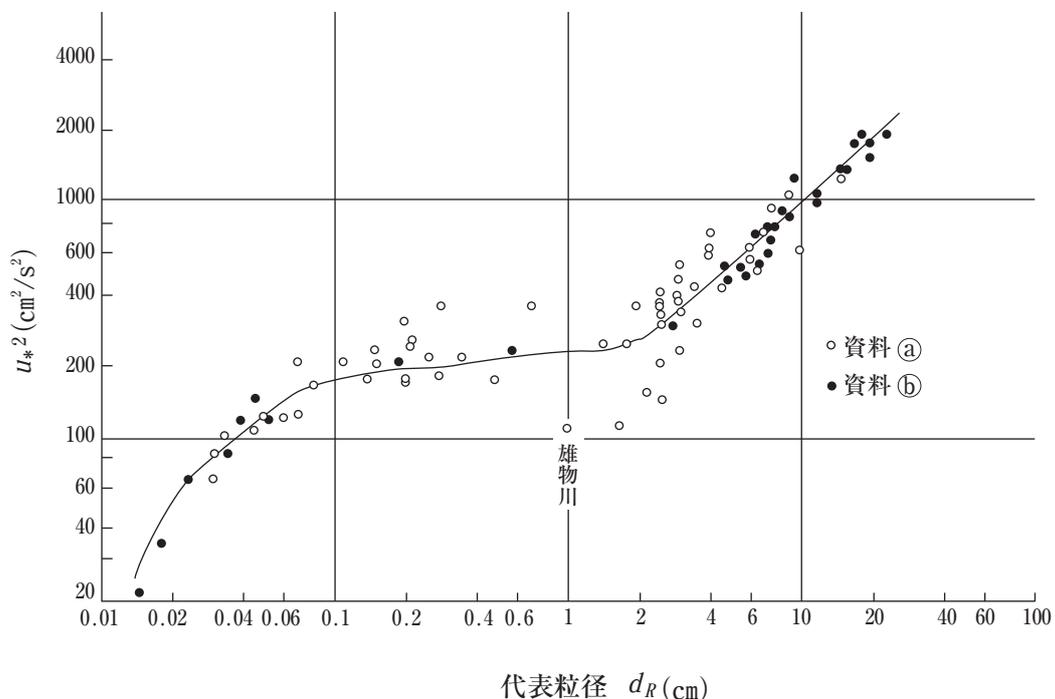


図 4.1.1 日本の沖積河川の  $u_*^2$  と  $d_R$  の関係

**図4.1.2**には、  $u_*^2$  の値と粒径  $d$  の平面図上に、  $u_* / \omega$  が1, 2.5, 15である粒径  $d$  と  $u_*^2$  の関係、粒径  $d$  の材料の無次元流力  $\tau_*$  が0.1, 0.06となる条件を一点鎖線で示したものである。ここで、  $\omega$  は粒径  $d$  の粒子の沈降速度である。  $u_* / \omega$  の値15, 2.5, 1.0は、それぞれ粒径  $d$  の材料が流水中においてワッシュロード的運動形態で輸送される条件、水面まで浮遊されるに条件、ある程度浮遊現象が生じているに必要な条件を示すものであり (山本, 2004c)、  $\tau_*$  の値0.06は、均一粒径の材料の移動限界無次元掃流力に相当する。同図中には、 **図4.1.1** における平均年最大流量時の  $u_*^2$  と代表粒径  $d_R$  の関係も太実線で示してある (山本, 2004c)。

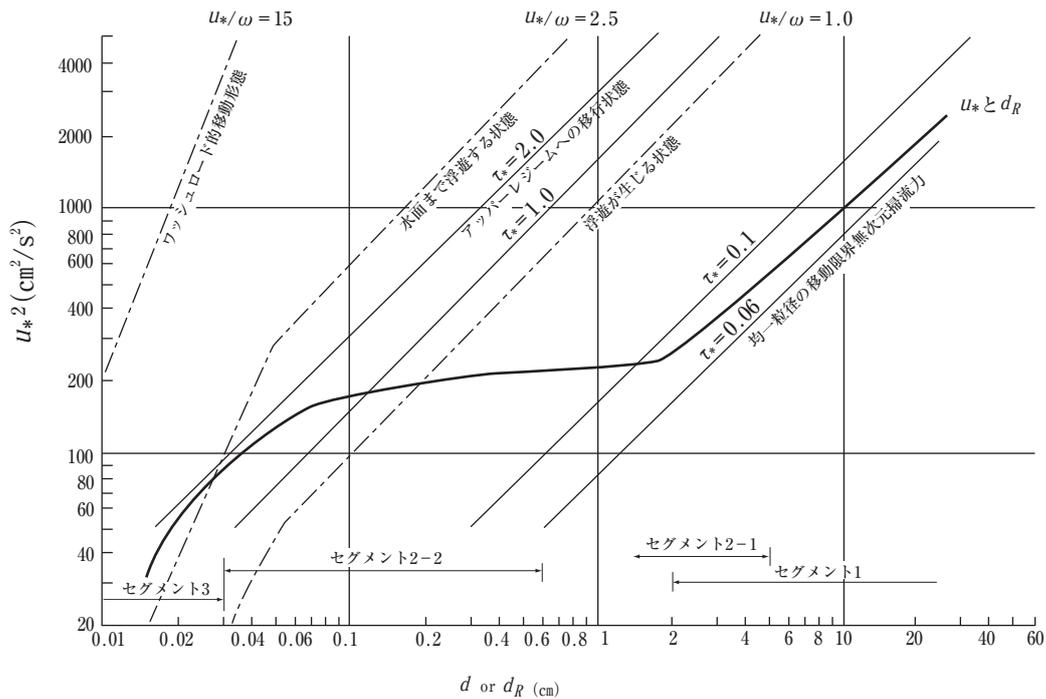


図 4.1.2 粒径  $d$  と  $u_* / \omega$ ,  $\tau_*$  の関係 ( $\omega$  は Rubey の式,  $s=1.65, T=25^\circ\text{C}$  で評価)

セグメント 2-2 の河道は,  $d_R$  が 1cm 以下, 0.6mm 以上では  $u_*^2$  がほぼ  $150 \sim 200 \text{ cm}^2/\text{s}^2$  となっている。これは河岸の粘土混じりシルト・細砂の耐侵食力 (流速 1.5m 程度までは侵食に耐える) の大きさが, 河床材料を移動させる力より大きく河岸の耐侵食力に応じた河道スケールになるためと考えられている。ただし, これは河岸が侵食されないということではない。凹岸側が侵食をされると, 凸岸側へ細粒物質の堆積が生じる水理環境となり, ある川幅に落ち着くのである。これより  $d_R$  が小さくなると急に  $u_*^2$  が小さくなる。中砂を河床材料としてもつセグメント 2-2 の河道では, 上流のセグメント 1 あるいは 2-1 の河道区間で浮遊砂的に流下していた中砂が掃流砂となるような  $u_*^2$  の値に, また  $d_R$  が 0.3mm 以下の河床材料をもつセグメント 3 の河道では, 上流のセグメントでワッシュロード的であったものが, 浮遊砂的な運動形態をもつ水理量 ( $u_* / \omega = 4 \sim 5$  程度) となっている。

低水路のスケール, すなわち, 川幅  $B$ , 河積  $A$ , 水深 (低水路満杯流量時の水深)  $H_m$  および流速  $V_m$  は, 図 4.1.1 および別途求めた **図 4.1.3** 平均年最大流量時の流速係数  $\phi$  ( $\Rightarrow$  注 3) と代表粒径  $d_R$  ( $\Rightarrow$  注 4) の関係より (山本, 2004b), 平均年最大流量  $Q_m$ , 河床勾配  $I_b$ , 代表粒径  $d_R$  の 3 量でほぼ評価される。なお低水路満杯流量は平均年最大流量に近い。

図 4.1.3 より,  $\phi$  は  $d_R$  と  $I_b$  によってほぼ定まるので

$$\phi = f_1 (d_R, I_b) \quad \dots \dots \dots (4.1)$$

図 4.1.1 より

$$u_*^2 = f_2 (d_R) \quad \dots \dots \dots (4.2)$$

であるので,  $u_*^2 = g \cdot H_m \cdot I_b$ ,  $Q_m = B \cdot V_m \cdot H_m$  より

$$H_m = 1/g \cdot f_2 / I_b \quad \dots \dots \dots (4.3)$$

$$B = f_1^{-1} \cdot f_2^{-3/2} \cdot g \cdot I_b \cdot Q_m \quad \dots \dots \dots (4.4)$$

$$A = f_1^{-1} \cdot f_2^{-1/2} \cdot Q_m \dots\dots\dots (4.5)$$

$$V_m = f_1 \cdot f_2^{1/2} \dots\dots\dots (4.6)$$

$$B/H_m = f_1^{-1} \cdot f_2^{-5/2} \cdot g^2 \cdot I_b^2 \cdot Q_m \dots\dots\dots (4.7)$$

となる。

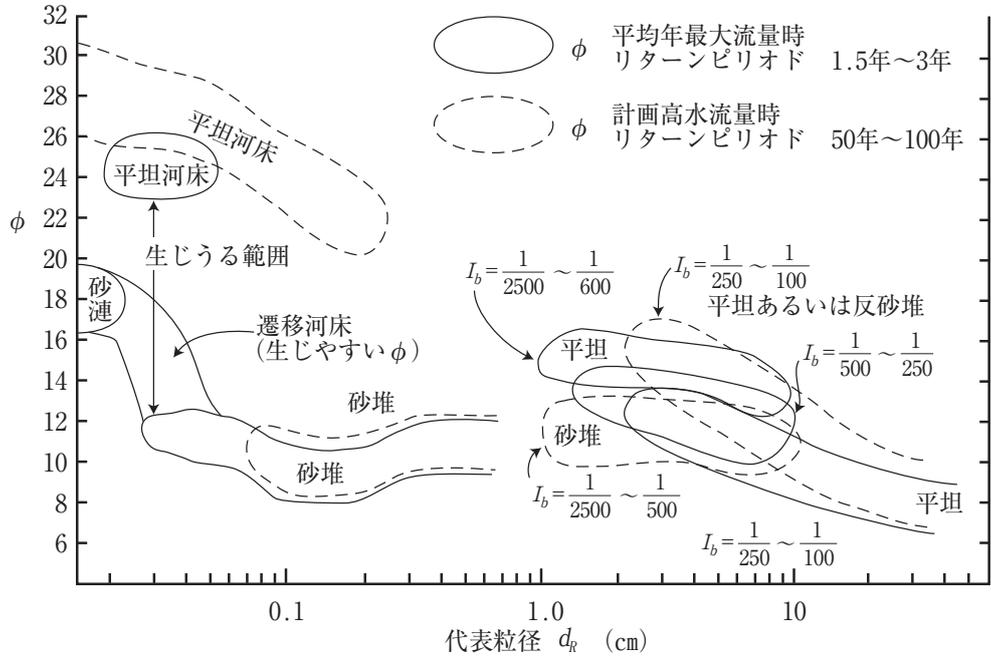


図 4.1.3  $\phi$  と代表粒径の関係

図 4.1.4 に平均年最大流量時の水深と代表粒径，勾配の関係を，図 4.1.5 に低水路幅と平均年最大流量と河床勾配の積の関係を，図 4.1.6 に平均年最大流量時の平均流速  $V_m$  と  $d_R$  の関係を示す。

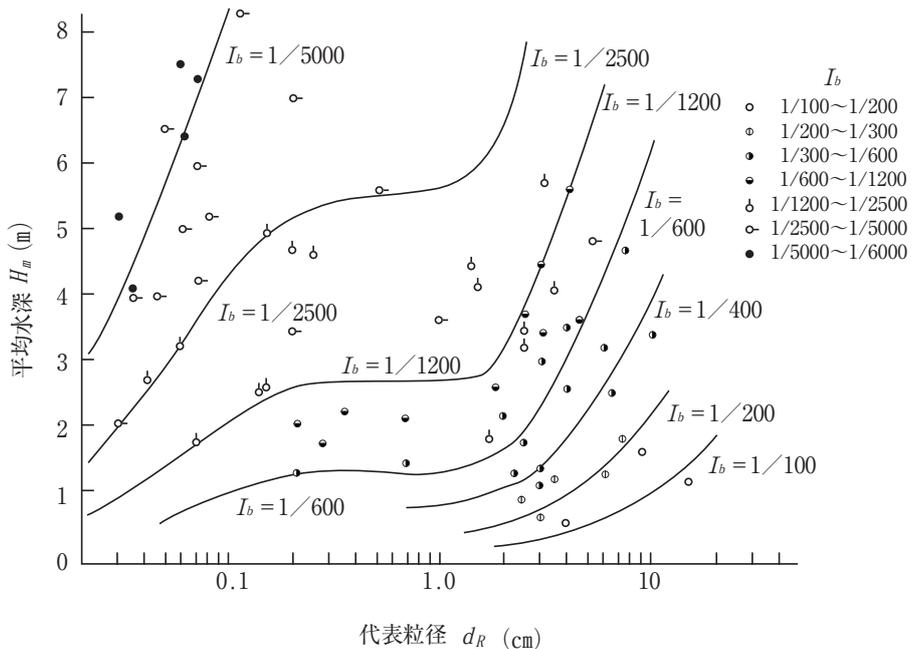


図 4.1.4 平均年最大時流量時の平均水深  $H_m$  と  $d_R$ ,  $I_b$  の関係

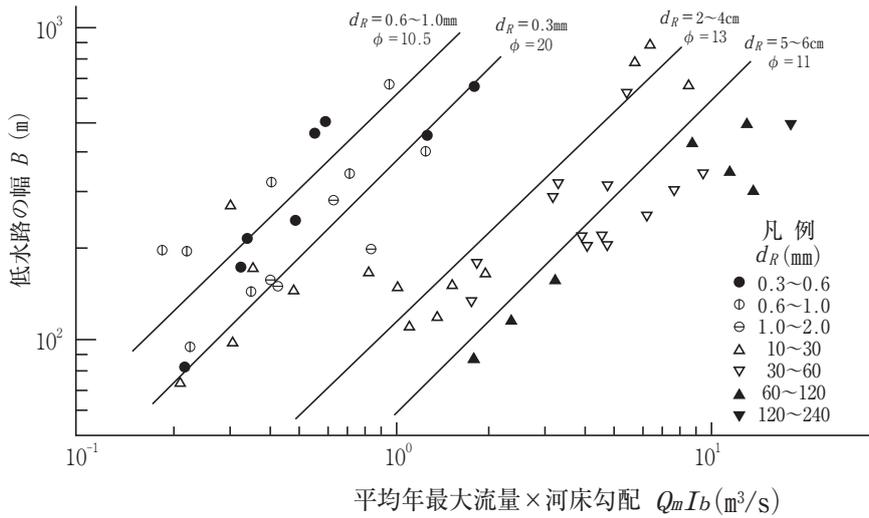


図 4.1.5 日本の河川における低水路幅 B と  $Q_m I_b$  の関係

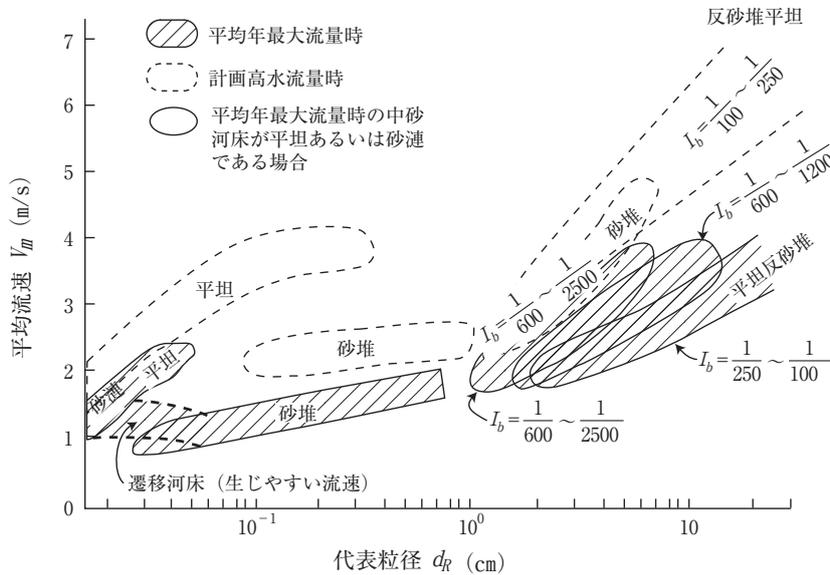


図 4.1.6 平均年最大時流量時および 100 年洪水時の低水路の平均流速

なお  $d_R$  が 0.6mm 以下において粒径が小さくなって  $u_*^2$  が小さくとも平均年最大流量時の低水路平均流速があまり変わらない理由は、河床に発生する小規模河床波が粒径が小さくなるにつれて砂堆から遷移河床さらに砂漣に変わり  $\phi$  が大きくなり、粒径が小さくとも平均流速が 1 ~ 1.5m/s となるのである。すなわち河岸に働く掃流力は、河床に働く掃流力が小さくともあまり変わらず、側岸の流水に対する耐侵食力が河道スケールを規定していると考えられる。

以上、動的平衡状態にある河道の平均的なスケールは、 $Q_m$ 、 $d_R$ 、 $I_b$  の 3 量の関数として表現しうる。その他の種々の地形要素  $Y_i$  についても

$$Y_i = f_i(Q_m, d_R, I_b) \dots \dots \dots (4.8)$$

の関係が成立するものとして記載が可能である。すでに大セグメントごとに基本的な共通性が整理されている。

河道の平面形状や河道内における砂州配置形態についても、式 (4.8) で記載可能であるが、砂

州の特性に最も影響を与える  $B/H_m$  を  $Q_m$  の代わりに使用したほうが直接的であるので、以下については  $B/H_m$  を用いて河道の平面形状について整理する (山本, 2004d)。

自由蛇行河川の平面形態の特徴を表す蛇行度  $S$  を見てみよう。  $S$  は、河川水路の長さ  $CD$  と蛇行帯の中心線の長さ  $AB$  の比である (⇒ 図 4.1.7)。蛇行形態の他の指標として蛇行の波長  $\lambda$  に対する蛇行帯 (meander belt) の幅  $a$  の比  $a/\lambda$  が、  $S$  とどういう関係にあるかを見たのが 図 4.1.8 である。これより蛇行度  $S$  は、  $a/\lambda$  を一義的に決めてしまう指標であることがわかる。河道内に発生する砂州が単列であれば、その長さスケールは川幅  $B$  に比例するので  $S$  がほぼ同一の河川間では、蛇行の波長、振幅も川幅に比例することになり、河川の規模によらず、ほぼ似たような平面形状を持つことになる。このことは河道の平面形状を表わす指標として蛇行度  $S$  が適切なものであることを示している。

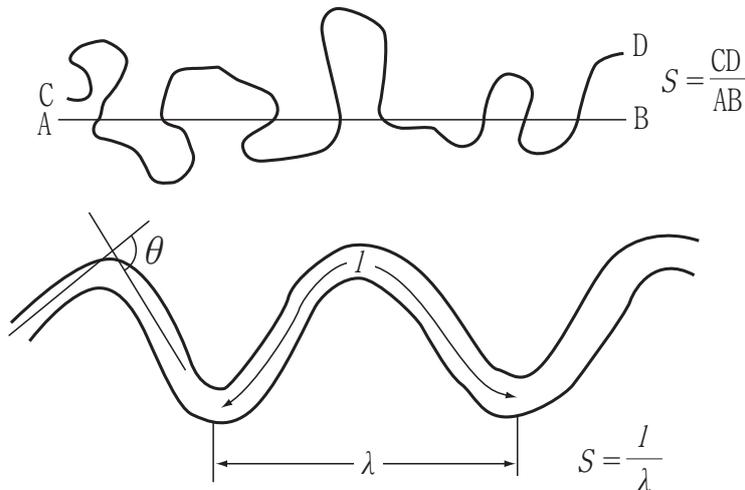


図 4.1.7 蛇行度  $S$  の定義

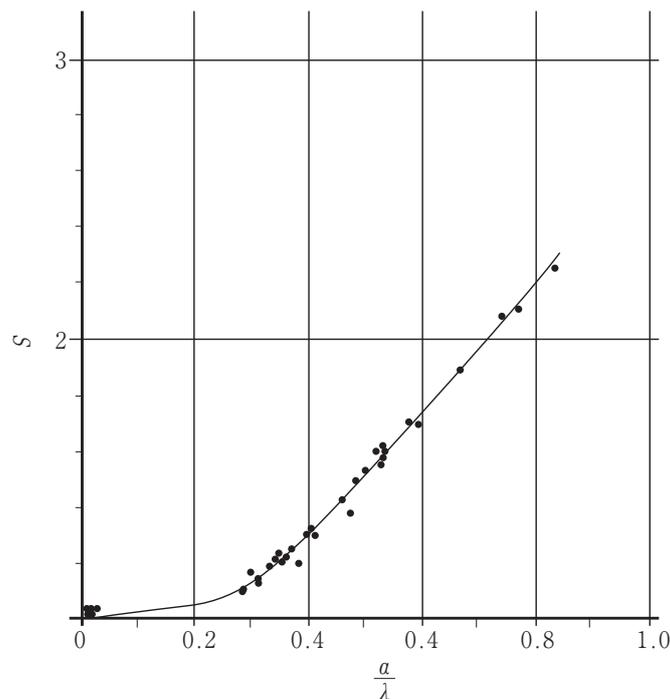


図 4.1.8 Chitale (1970) の資料による蛇行度  $S$  と  $a/\lambda$  の関係

ところで自然河川であるセグメント2-2の平面形態は川幅水深比 $B/H_m$ と河床勾配 $I_b$ の関数と考えられている。図4.1.9にインドネシア国の砂河川の蛇行度 $S$ と $B/R$ 、河床勾配 $I_b$ の関係を示した。Rは河岸満杯流量時の径深であり、Rは $H_m$ に近い。河床勾配により蛇行度 $S$ の違いが生じた原因としては、勾配の違いがもたらす河道の垂直スケールの差異に基づく、砂州の変形に必要な時間の差の影響が考えられる（山本，2004d）。

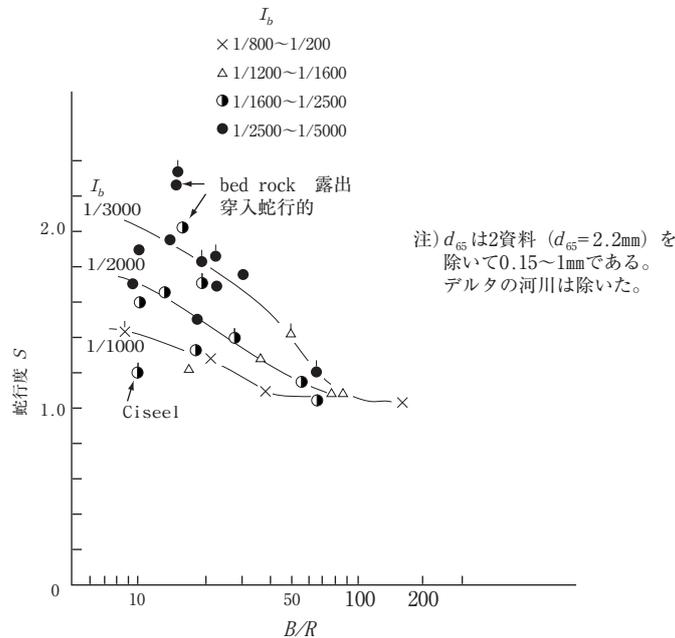


図 4.1.9 インドネシアにおける自由蛇行と判断される河川の  $S$  と  $B/R$  の関係

今河岸満杯流量時の川幅水深比 $B/H_m=30$ の河川を考える。水深が河岸満杯流量時の $1/3$ 程度になると、このときの川幅水深比は100程度となり複列的な砂州が発生する。このときの無次元掃流力は、河岸満杯流量時の $1/3$ 程度であり、河床材料は十分に動き得る。この条件では交互砂州とは質の異なった水路内を自由に動けるような多列砂州が発生する。このことは河岸満杯流量時に生じた深掘れが低流量時に発生する多列砂州によって埋められ、水衡位置が変わる可能性があることを示している。水衡位置が変化し深掘れが埋められれば蛇行の発達が悪くなる。流量変化によって砂州のモード（列数）が変化し得る条件にあり、かつモードの大きい砂州を形成させる流量の流れる時間が長いほど蛇行の発達は悪くなる。すなわち河岸満杯流量時の $B/H_m$ の値が大きいほど、多列砂州を発生し得る小流量の時間頻度が大きいほど、蛇行度 $S$ が小さくなる。

さらに勾配 $I_b$ が大きいほど、また同じ粒径に対して河岸満杯流量時の $u_*^2$ の値が大きいほど蛇行度 $S$ が小さくなる。以下にその理由を示す。

今 $Q/Q_b$ の時間頻度分布および $B/H_m$ 、 $d_R$ が同一であるが、勾配 $I_b$ が異なる二つの河川を考えてみる。この条件では、河岸満杯流量時の河床に働く掃流力は、ほぼ同じような値を持ち、流量 $Q$ 時の水深 $H$ は $H = [Q / (\phi B \sqrt{g \sqrt{I_b}})]^{2/3}$ であるので、河岸満杯流量時の水深 $H_m$ に対する流量 $Q$ 時の水深 $H$ の $H/H_m$ の時間頻度分布、すなわち掃流力の時間頻度分布は、勾配 $I_b$ が異なってもさほど変わらない。ところで、河岸高は式(4.3)に示したように勾配の逆数 $1/I_b$ 比例し、砂州高 $H_s$ 、砂州幅 $B_s$ 、砂州長 $L_s$ は、多列砂州であれば水深に比例するので、これらのスケールは同様に河床勾配の逆数 $1/I_b$ 比例することになる。ところで砂州の前進速度 $V_s$ と砂州高 $H_s$ の積 $V_s \cdot$

$H_s$  は、単位幅当たりの流砂量  $q_s$  と比例関係にある（山本, 2004e）。 $q_s$  は掃流力の関数であるので、 $Q/Q_m$  の頻度分布および  $d_R$  がほぼ同一の河川では、ほぼ同じとなる。したがって  $V_s$  は  $1/H_s$  に比例する。すなわち  $V_s$  は  $I_b$  に比例する。以上より勾配の急な河川ほど流量の変化に対して砂州スケールの変化が速く、また砂州の移動速度も速い。

これがインドネシア国の河川で河岸満杯流量時の  $B/R$  が同一の河川でも、勾配の急な河川ほど蛇行度  $S$  が小さくなる大きな理由である。

わが国の河川では人為的の河道の平面形が改変されており、現河川より自由蛇行の河道形態を定量的に調査することができないが、明治中期の迅速図や自然堤防の跡よりインドネシア国の河川と同様に蛇行度は川幅水深比と強い関係にあることが明らかにされている。ただしインドネシア国の降雨は前線や台風という広域的に降るものでなくスコール性の降雨で流域内の処々集中的に降るものであり、雨季の河状係数が日本の河川より小さいので、河床勾配の影響はインドネシアの河川より小さいと推察される（山本, 1989）。

セグメント 2-1 の河道においては小洪水では河床材料の A 集団は移動しないので、蛇行度  $S$  に対する勾配の影響は小さく、 $S$  は川幅水深比  $B/H_m$  に規定されると考えられている（山本, 2004d）。

なお典型的な迂曲河道（⇒注5）のループの曲率半径  $R$  と川幅  $B$  の比は 2 ~ 2.5 である（Leopold ほか, 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。

## 4.2 小貝川および鬼怒川の蛇行度の変化

鬼怒川と小貝川は、ここ 1500 年間に於いて自然的に人為的にその河道位置が変化した。その河道位置は、沖積平野に残された自然堤防や三日月湖の跡、明治初期の迅速図、古記録によって推定しうる。

時間ステージごとに河道跡を同定し、また蛇行形態を計測、定量化しよう。

### (1) ステージ I = 7 世紀の鬼怒川・小貝川流路

7 世紀の鬼怒川は、現鬼怒川 31km より下流は下妻台地の南端を通り、現小貝川 45km 付近で小貝川と合流し鬼怒川・小貝川沖積平野の東よりを流下していた。自然堤防の平面形状より推定されるこの時代の鬼怒川の流路跡を図 2.3.1 に流路 I（薄青線）として示した。なお流路  $I_2$ （薄青鎖線）の自然堤防跡があるので、この流路を通っていた可能性もある。なお小貝川と鬼怒川の合流点上流の小貝川は、旧鬼怒川の河床上昇により騰波乃江といわれる浅い湖沼となっていた。

河道 I の河道平面特性を定量化する。ここでは現小貝川 45km 地点から現小貝川 20km 地点間の旧鬼怒川河道の特徴を記す。

流路長 = 32km

蛇行度  $S = 1.42$

蛇行波数 = 13

1 蛇行流路長  $l_s = 2500\text{m}$

蛇行曲率半径  $r = 340\text{m}$ （4つの平均）

である。

蛇行度が 1.42 であり、1 蛇行長の中に 2 つプールのある蛇曲河道と 3 つある迂曲河道の混在型

であるので、蛇行流路長川幅比 $l_s/B=15$ とすると川幅 $B$ は166mとなる。

## (2) ステージⅡ = 8世紀から9世紀の鬼怒川・小貝川流路

天平・寶字2年(758)の洪水により図2.3.1のAの流路に移り今の鎌庭の流路に切れ込んだが、その善後策としてBの水路を開削し附替えを行った。現鬼怒川29.5km以下の旧鬼怒川の蛇行特性はほとんど変わらなかったと推定される。

## (3) ステージⅢ = 16世紀末期ごろの鬼怒川・小貝川流路

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。16世紀末には現小貝川19.5km付近で小貝川と合流していた。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した(現鬼怒川17～26km区間の自然堤防幅が広いので、2波長でなく3波長存在したとした)。

現鬼怒川29.5km地点から現小貝川19.5km地点間の流路Ⅲの河道平面形状特性を把握する。

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

なお本セグメントの最大1蛇行流路長 $l_s$ は5.5kmあり、川幅は250m(1947年の航空写真による)、 $l_s/B=22$ 、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年の航空写真による)、 $l_s/B=15.6$ 、 $l_s/L_s=1.2$ 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。

本セグメントは、現鬼怒川の河床勾配(1/2500)を流路Ⅲと現鬼怒川の流路形状の差異により修正した推定河床勾配1/3100と代表粒径 $d_R$ から推定される $Q_m$ 時の流路水深が3～4m程度であるので(⇒式(4.3))、川幅水深比は45～60程度となろう。推定流路の蛇行度は、1.2～1.4程度となる。

迅速図および流路跡より推定される小貝川の流路位置は、旧鬼怒川の自然堤防内に存在し後背湿地には存在しない。このステージの小貝川(現小貝川45～19.5km)のほとんどは、旧鬼怒川の河道幅150～180mの中を迂曲して流れていた。流路跡の迂曲河道の曲率半径 $r$ から推定される川幅は25～30m程度である。川幅水深比が6以下と推定され、蛇行度は図4.2.1のように旧鬼怒川の流路を谷軸として評価しても2以上となる。なお現小貝川37～38kmの区間の旧河道を迅速図から推定し蛇行度を測定すると2.5程度であった。ところで川幅は粒径が同程度であれば $Q_m \cdot I_b$ に比例する。 $Q_m$ は旧鬼怒川の1/3.2程度と推定され、また勾配は蛇行の発達により旧鬼怒川の1/2程度となるので、旧鬼怒川の川幅150～170mの1/6.4程度、すなわち23～27mと推定される。これは小貝川の旧湾曲部の曲率半径から推定された川幅に近い。

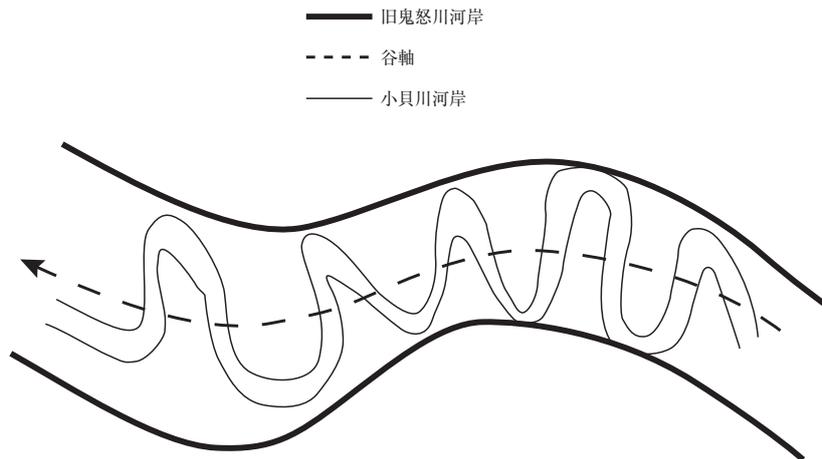


図 4.2.1 蛇行度と評価する谷軸の関係

小貝川と合流した後の鬼怒川（現小貝川5～19.5km区間）の河道は自然堤防跡と現河道平面形から推定すると、

流路長=26km

蛇行度=1.35

蛇行波数=12

1蛇行流路長=2.2km

流路幅=125m（現河道横断形状より鬼怒川の流れていた時代の川幅を評価）

2つ迂曲河道の曲率半径=325m, 274m

である。

曲率半径 $r$ を2.5で除した値から推定される河道幅は109mおよび131mである。現河道横断形状に残る鬼怒川の流れていた時代の川幅とほぼ一致する。

#### (4) ステージⅣ = 19世紀後半の鬼怒川・小貝川流路

小貝川の河道は、第一軍管地方迅測図（1880～1884年測量）によると、**図4.2.2**に示すように近世において迂曲河道の人為的直線化がかなりの区間で実施されたことが推定される。

セグメント2-1-②の区間の河道も多くが直線化されたが、迂曲河道の部分が残っている区間もある。

#### (5) ステージⅤ = 現小貝川

現小貝川の河道特性に付いては、すでに4章においてその特性を述べた。

現小貝川の23～44km区間は、一部小貝川の川幅に対応する蛇行特性を持った区間があるが、近代河川改修により大部分は堤防平面形状と調和した（小貝川の川幅とは調和しない）流路平面形となった。

なお小貝川の岡堰上流10～14kmの区間は、**図4.2.3**の横断図に示すようにこれより上流の川幅より広く、ステージⅢ時代の鬼怒川の川幅を存置している。灌漑期における岡堰による水位上昇の影響区間であり、この区間では川幅の縮小がまだ生じていない。

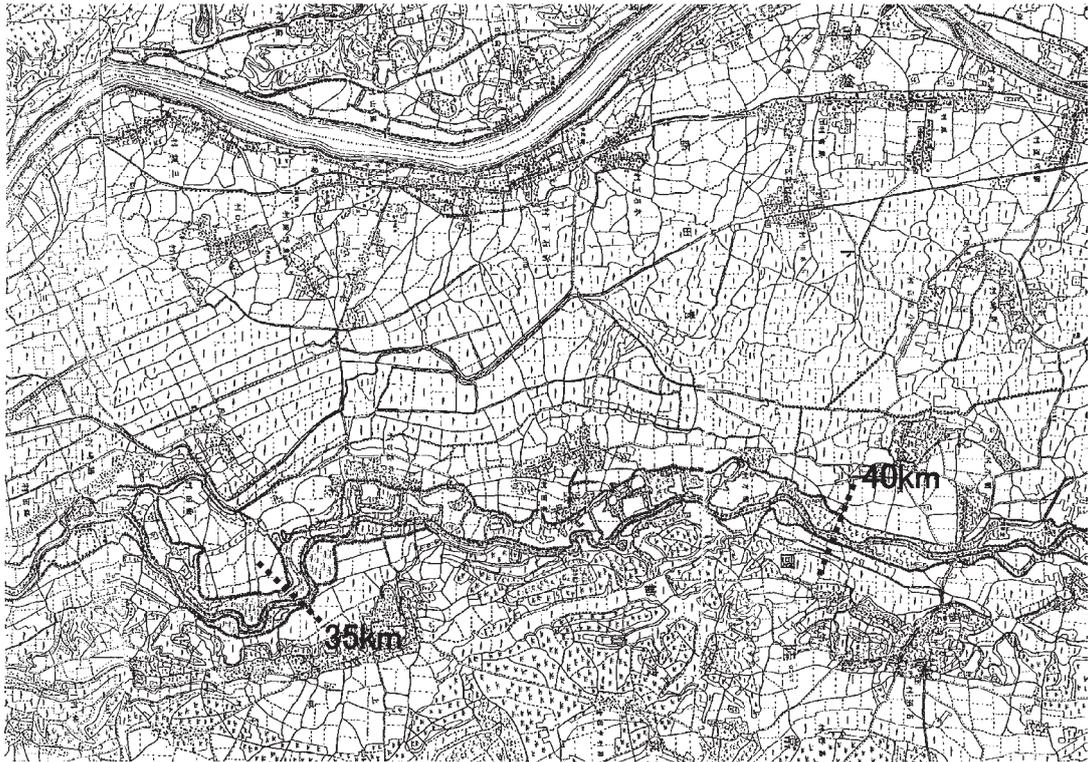


図 4.2.2 第一軍管地方迅測図

セグメント 2-1-① および 2-1-② の河道区間の平面形状の変化については以下の様である。

#### (1) セグメント 2-1-① の区間

ステージ I, II, III 時代のセグメント 2-1-① の区間は川幅水深比が小さく、迂曲して流れていた。旧河道跡から迂曲河道であったことが判明する。河床勾配は、現在より  $1/1.5 \sim 1/2$  程度の  $1/1000$  程度であったであろう。本セグメントは、古鬼怒川の流れが流下しなかったので、小貝川の流量と流砂に対応する河道特性を持っていた。現在河床勾配は  $1/570$  である。近世、近代において人為的に蛇行部のカットオフがなされ急勾配となったのである。

#### (2) セグメント 2-1-② の区間

古鬼怒川が扇面を流れていた時代（歴史時代以前）には、現鬼怒川のセグメント 1 の区間と同様な多列砂州河道で川幅も広くセグメント 1 の河道特性を持つ河道であった。鬼怒川の流路が現鬼怒川筋に移動した後のステージ I, II, III では、川幅が小貝川の自流量と古鬼怒川の代表粒径に規定されるものに縮小し、川幅水深比が小さくなり迂曲河道となった。自然状態では蛇行度  $S$  が  $1.6$  を超えていたであろう。 $S$  を  $1.6$  とする、扇面の勾配が  $1/415$  であるので、河床勾配は  $1/664$  となる。平均年最大流量時の川幅水深比  $15 \sim 20$  程度と推定される。

近世になると人為的に蛇行部のカットオフがなされ、直線性が増した。

### 4.3 既存理論で河道平面形の変化を説明できたか

ステージごとの河道平面形状の差異は、勾配と流量の変化を説明変数とし 4.1 で示した理論を適用することにより概略説明可能である。すなわち以下の経験に基づいた理論が適用できた。

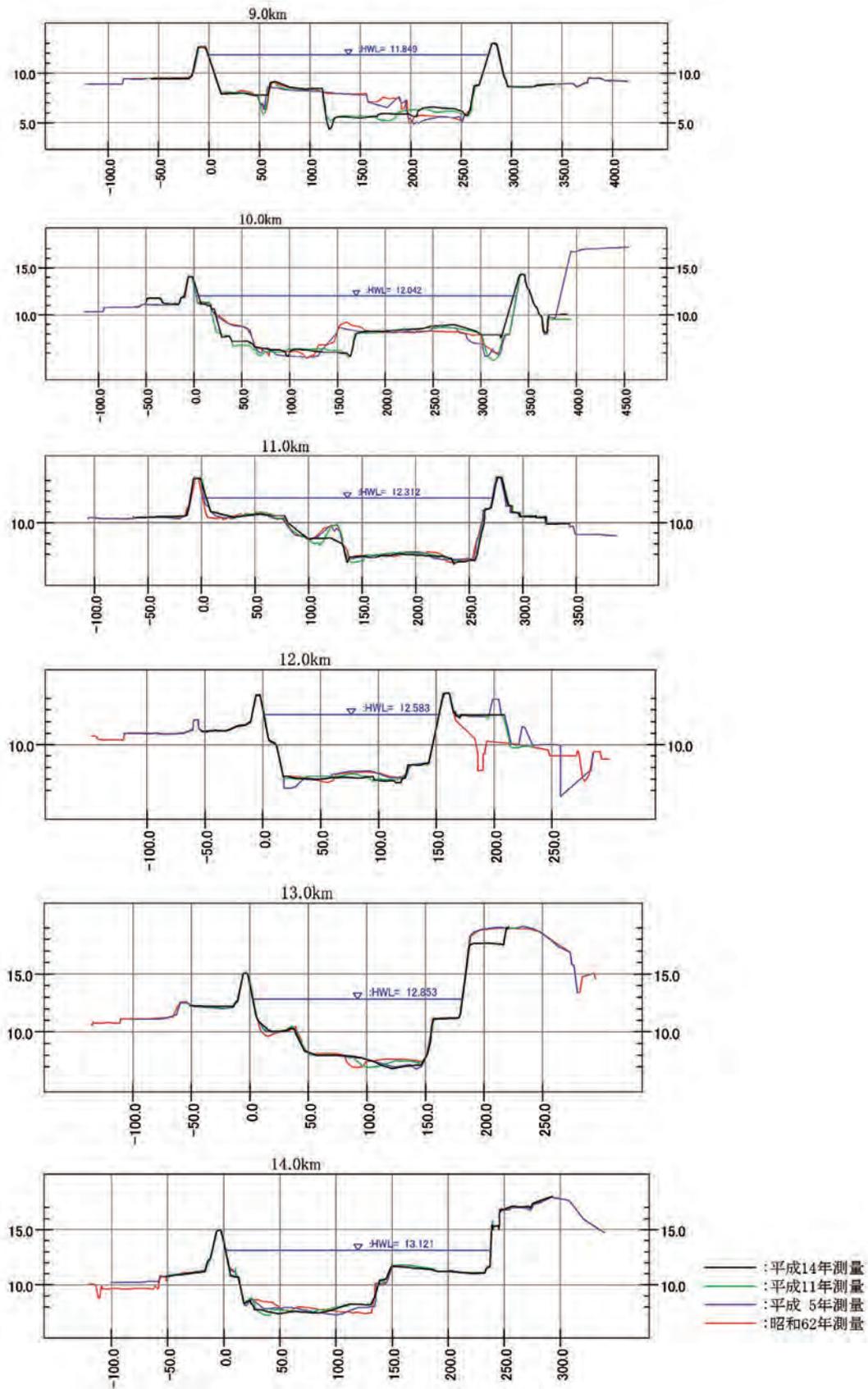


図 4.2.3 岡堰上流の河道横断面図

- ①沖積地河道に平均年最大流量時に河床に働く掃流力と代表粒径の関係は、流量や勾配が変化しても図2.1.1の関係に従う。
- ②粒径がほぼ同じ河道間であれば川幅 $B$ は平均年最大流量 $Q_m$ と河床勾配 $I_b$ の積に比例する。
- ③迂曲河道の曲率半径 $r$ は川幅 $B$ の2.5倍程度である。
- ④河道の蛇行度は川幅水深比に規定される。

また今回の研究により次のようなことが明確になった。

- ①自然蛇行の蛇行度は、インドネシア国の河川と同様、主に川幅水深比 $B/H_m$ の支配され、勾配 $I_b$ に支配される。河床勾配が $1/2500$ 以下であれば $B/H_m$ が10程度で $S=2$ 程度、30で1.35程度、60程度で1.2程度であった。
- ②現鬼怒川河道20～25kmの蛇曲流路（1蛇行流路長にプール2つ）の流路長川幅比は22にもなった。これは特殊例であるのか判別が付かない。ちなみに、その下流の蛇行部では16程度である。流路長川幅比が通常の河川より大きいのは人為的影響があるのかもしれない。自然堤防跡の形状を考えると蛇行度のより大きい2波長の蛇行であった可能性がある（⇒図2.3.1, 緑河道）。

なお迂曲河道では1蛇行流路長内にプールが3つ以上存在するので流路長川幅比が15～20であっても妥当である。

- ③鬼怒川のセグメント2-2の河川では洪水時の砂州スケール（単列）と小流量時の砂州スケール（多列）が異なる。河道の蛇行度を規定する流量は小流量ではなく、平均年最大流量程度である。
- ④岡堰（9.6km）の上流5km区間の川幅は図4.2.3の横断形状図に示したように350年という時間の経過にもかかわらず鬼怒川が流れていたステージⅢときの川幅と蛇行特性を保持している。川幅が変わらなかった第一要因は、本区間の河床勾配が $1/3000$ 程度と上流の小セグメントより2倍ほど急であることである（⇒式(4.4)）。

本区間の勾配が急である原因は、低水路の河床がほぼ水平である台形状の横断形であり河床に難侵食層である粘性土の存在が暗示され、この粘性土の上面標高が河床高を規制していると推察される。ちなみに左岸堤防下のボーリングによる土質層序図を図4.3.1に示す。ここでBsは盛土、Asは沖積砂層、Acは沖積シルト・粘土層、Dsは洪積砂層、Dcは洪積シルト・粘土層である。低水路河床高が粘性土に規制されているという仮定と整合的である。

また堰による平水時の堰上げは、低水路の植生が侵入することを妨げ、川幅の縮小速度を遅くすること（山本，2004g），さらに小貝川という流出土砂量の少ないことも影響している。山地の高度および比高が低いので、供給土砂量の礫，砂，シルト・粘土の割合が，5%，25%，70%とし，比供給土砂量を $100\text{m}^3/\text{km}^2/\text{年}$ すると，それぞれ年間 $730\text{m}^3$ ， $3650\text{m}^3$ ， $10220\text{m}^3$ ，計 $14600\text{m}^3$ となる。350年で総量 $511\text{万}\text{m}^3$ である。小貝川0～19.5kmの区間の川幅が120mから60mの変化するのに必要な土砂量（ $19500\text{m} \times 60\text{m} \times 4\text{m}$ ）は $464\text{万}\text{m}^3$ である。利根川に流下してしまうシルト・粘土や上流で氾濫原堆積物となるものもあるので，350年では自己流に対応する河道を形成するには供給土砂量が不足である。

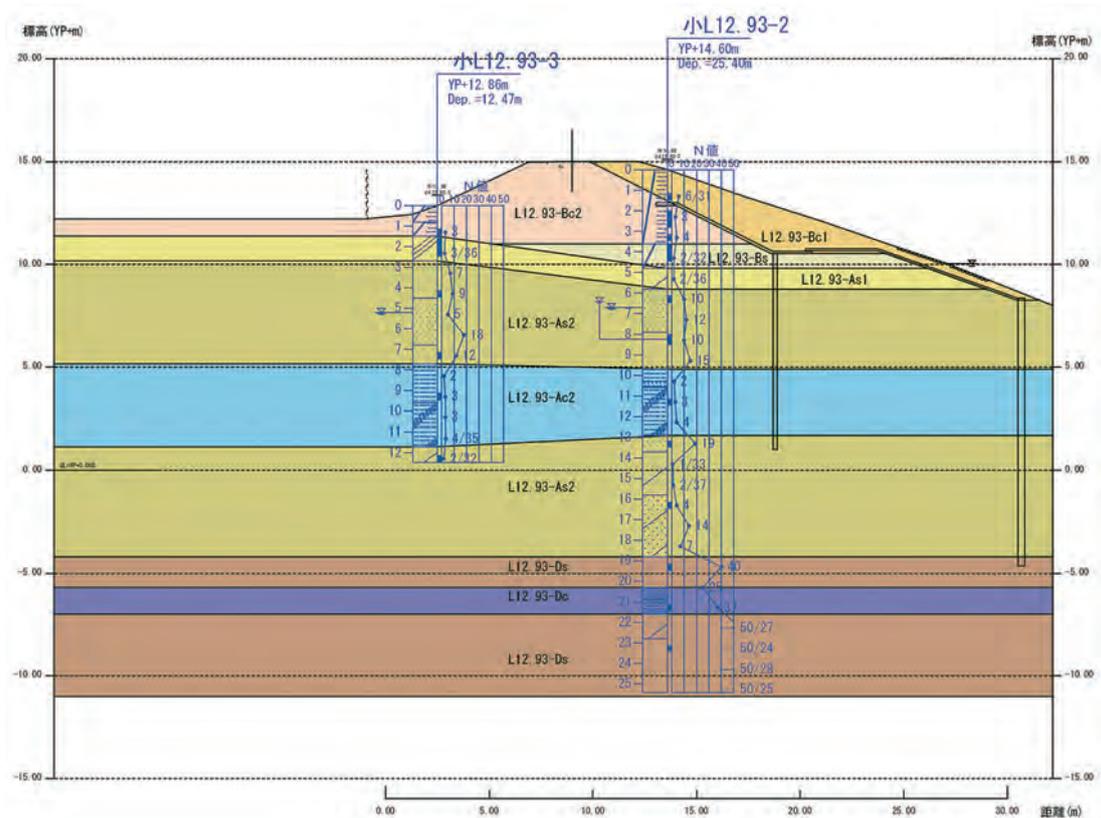


図 4.3.1 想定土質層序図 (小貝川左岸 12.93km) 下館河川事務所資料より

⑤旧鬼怒川・小貝川合流河川 (ステージ I) のセグメント 2-2 区間の河道平面位置は、数百年間あまり変化していないと判断される (自然堤防跡が 1 本しかなく移動が少ないことを示す)。他の関東平野を流下する 1 級河川でも同様である。ところで木曽川を模式した河床変動シミュレーション結果によれば、海水面高が変化しないとした、ここ 6000 年間のセグメント 2-2 の河床高の上昇速度は、年 1mm 程度であり、河岸侵食による側方移動がなく堤防により堤防間のみ堆積したとすると年 1cm 程度である (藤田ほか, 1998)。鬼怒川においては、比供給土砂量を  $250\text{m}^3/\text{km}^2/\text{年}$  とし、そのうち 15% が砂、川幅 150m、河道長さ 55km (香取の海に流入していた) とすると山地面積  $1160\text{km}^2$  であるので、砂分 (年  $43500\text{m}^3$ ) がすべて河道幅内に堆積したとすると、河床上昇量は年 0.46cm となるが、海域にも堆積するで、年上昇速度はこの半分以下であろう (中砂のほとんどは浮遊による氾濫原堆積物とならない)。

大洪水時の自然堤防を破って落ち掘りを形成しそれが新流路となるためには、後背湿地と河床高の差異が小さくなければならない。自然堤防の高さが後背湿地より 2~3m 程度高くなれば水路の平均水深が 3~5m であるので、自然堤防を破って新水路を形成する可能性がある。500~1000 年間、水路の位置が変化しなければ新水路を形成する可能性がある。

一方セグメント 2-2 の側方移動速度は、後背湿地の粘性土に当たると河岸の侵食速度が極端に遅くなること、一回の侵食幅は河岸高の 3 倍程度すなわち 10~15m 程度で、河岸崩壊の頻度の高いセグメント 2-1 の河道でも河岸崩壊は数十年に一回程度であるので (山本, 2004h), セグメント 2-2 では 500 年で 200m を超えないであろう。そもそも、自然堤防ができるとは河岸侵食による河岸の移動の少ないことの証明なのである。

## 5. 小貝川の河床勾配の規定因

### 5.1 鬼怒川と小貝川の扇端部勾配の差異

現鬼怒川本川が流れる扇状地面の等高線と五行川筋の扇状地面の等高線は、谷軸方向に両扇状地の扇頂（現鬼怒川100km付近、那珂川支川荒川が鬼怒川の最も接近している地点）標高215mから標高40mの間は、ほぼ同心円を描き、沖積谷の勾配はほぼ等しい。標高40m以下においては、標高20mにおいて砂利川から砂川に両川とも変化するがその等高線位置は谷軸に沿って一致せず（⇒図2.3.1）、鬼怒川筋の方が下流である。すなわち現鬼怒川の砂利川から砂川に変化する地点（鬼怒川34km）上流の河床勾配は、現小貝川の砂利川から砂川に変化する地点（小貝川45km）上流の河床勾配に比較して緩い。小貝川筋は標高40～60mの谷勾配を標高20m付近まで持っている。

堤防の安全度点検のために堤防位置に沿ってボーリングがなされ、地下の構造が読み取れる。これを用いて完新世における地形発達の様子を再現し、セグメントの切れ（⇒注6）が異なる理由について検討しよう。

図5.1.1はボーリング資料より縦軸に小貝川堤防沿いの砂利層の標高を、横軸にボーリング地点の距離を示したものである。ここで黒丸は左岸側堤防位置の資料であり、白丸は右岸側堤防位置の砂利層上面高を示したものである。この砂利層の上面高は更新世晩期の扇状地性堆積物である。旧鬼怒川合流点44km地点上流のセグメント2-1-②の砂利層は完新世において洪積砂利層を再移動させた沖積層である可能性があるが、洪積層の上面高とその標高は変わらないであろう。セグメント2-2-①とセグメント2-2-②における洪積層の上面標高は、セグメント2-1-②の勾配 $1/632$ でつながる面（直線）とそれより高い面（点線）がある。高い面は左岸側に偏っており沖積谷壁に近く掘り残された埋没段丘面である可能性がある。直線が最終氷期極期に

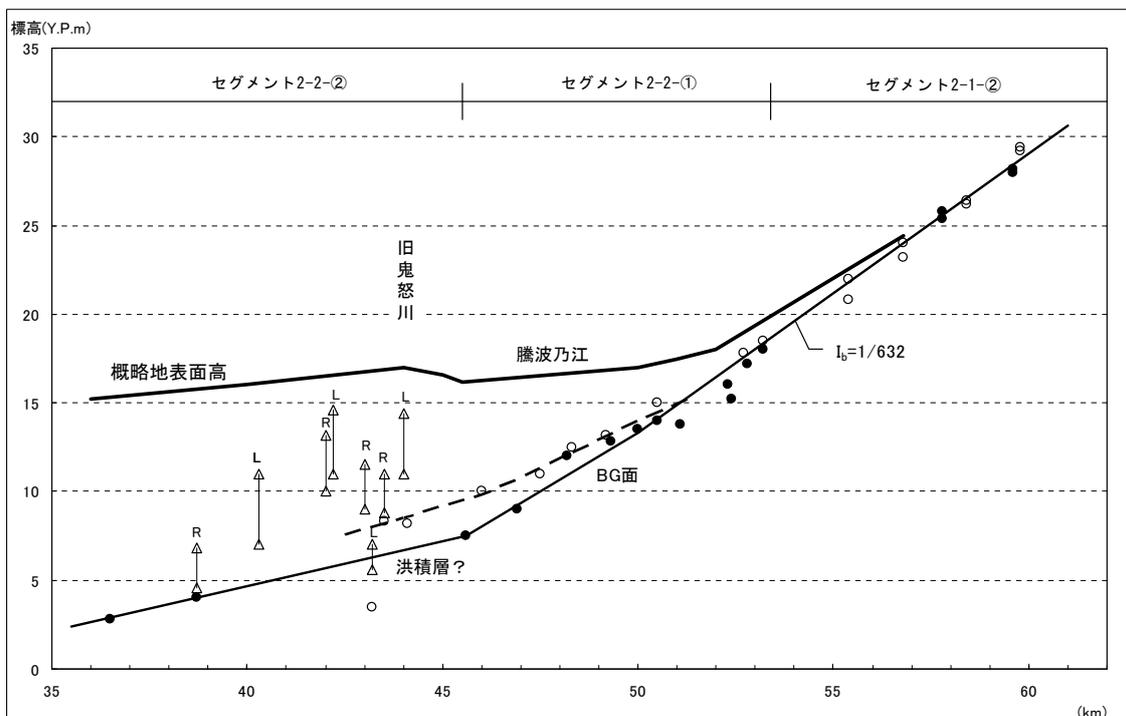


図 5.1.1 小貝川沖積層および洪積砂利層の標高

おける古鬼怒川・小貝川の河床縦断形であると推定される。

沖積礫層の存在標高を△印に、その厚さを△間の縦の直線距離で示した。なおLは左岸側、Rは右岸側を示す。砂利層の標高と厚さは場所ごとによりばらつきがある。38～44km間におけるボーリング資料のなかには沖積礫層が存在しないものもあり、河道の平面位置が側方にあまり動いていないことを示し、沖積礫層の堆積期間はそれほど長くはないと判断される。谷幅一杯に礫層がないのは、水平に砂利を堆積させるだけの時間が足りないためである。

なおセグメント2-2-①の区間には沖積礫層がみられない。このことは完新世においてこの区間に礫を送り込む鬼怒川が、ほとんどの期間流下しなかったことを示している。すなわち五行川筋に鬼怒川が流下した期間はほとんど無かったといえよう。なお自然堤防の平面形状から判断すると大谷川筋の谷を鬼怒川が短い期間（ただし自然堤防が成長するのに100年を要す）流下した可能性がある（⇒図2.3.1）。ただし、地表面に迂曲した自然堤防跡の痕跡を残しセグメント2-2の河道平面形であり、すでに下流側の地表面高が高く、礫を移送できない河道であったと推察される。図2.3.1において概略地表面高とした線は堤防付近堤内地の地表面高を示すのであり、セグメント2-2-②の区間はステージIの鬼怒川・小貝川が形成した自然堤防の高さである。セグメント2-1-①は地表面高がセグメント2-1-②より低く、ステージIにおいては浅い沼地であった。以上が小貝川のセグメントの切れがよい理由である。

完新世において鬼怒川扇状地河道区間は大部分の時間を現鬼怒川筋に流れ、現鬼怒川30km地点より下流は、鬼怒川・小貝川の広い谷間を、河床上昇を伴いながら、時々、流路位置を変更し流れたと推定される。完新世初期には砂利を小貝川の35km付近まで送り込んでいた。この時期、扇状地より勾配の緩い蛇行するセグメント2-1の河道区間が存在したのである。山地から供給される砂利成分に扇状地河道の主構成粒径集団より粒径の小さい礫集団があり、またセグメント2-1を形成するだけの供給量があったことになる。

なお小貝川42～45kmにおいて上面高Y.P.14～15mの砂利層（0.8～2cm程度、5cm程度の礫も混じる。ボーリングAg層の記述より）が存在する。上面高が現沖積面に近いのでステージIの河道は、この辺まで砂利河川であったと推察される。この地点より上流の自然堤防の形態（幅、流路跡数）は、この地点より下流の自然堤防と差異がある。現鬼怒川30km地点と現小貝川45km地点の堤防近堤内地地盤高の差異をもとに、この区間の旧鬼怒川の勾配を評価すると1/1600程度となる。現鬼怒川のセグメント2-1区間の勾配に近く、このことからこの区間は砂利河道であった可能性は高い。なお、現鬼怒川は鬼怒川距離34km付近で砂川となっている。鬼怒川の河道位置が鬼怒川・小貝川の沖積谷の右谷壁寄りに移って以来、砂川区間は上流に向かって前進したことになる。

## 5.2 現小貝川の河床勾配の規定因

セグメント2-1-①の河道区間の河床勾配は、下流の小セグメントより少し緩い。本来、迂曲して流れた河道であるが、人工的直線化により蛇行度の小さい河川となった。人工的直線化は河床勾配を急にし、河道幅は増加したであろう。

セグメント2-1-②の河道区間は旧鬼怒川の沖積扇面を蛇行・側刻しつつ、その位置を変えたが、これも人工的直線化により蛇行度の小さい河川となった。セグメント2-1-①より粒径

が多少大きい。河床高および河床材料は古鬼怒川の扇面高およびその構成材料に規定されている。下刻・段丘化にはいたっていない。すなわち小貝川のセグメント2-1-②の河道は、古鬼怒川の扇面勾配を規定要因とし、流量変化に伴う川幅変化、すなわち川幅水深比の応じた蛇行度を持つ河川（勾配の変化）に自己調整し、さらに人為的河道の直線化に伴う勾配の増加に対して川幅の増加という応答をなしたのである。砂利川の流量あるいは供給土砂量の変化というインパクトに対して、まず川幅の変化、川幅水深比の変化、蛇行度の変化、そして最後に沖積谷の変化（段丘化）となるのであろう。

セグメント2-2-②、③の河床は、福岡堰（27km）が侵食基準面となったため、そこで河床高に段差を生じさせる要因となった。この区間は1000年間、鬼怒川洪水が流下せず、小貝川の洪水流量に対応する河道スケールをもつ迂曲する河道となったが、近世および近代改修により直線化され現小貝川の平面形状となり、河床勾配は1/6000程度となっている。直線化は勾配を急にするが、川幅が拡大するので、それほどそのセグメントの砂の輸送量を増大させず、河床低下はあまり生じないが（山本，2004f）、勾配は緩くなる傾向にあったと推察される。なお堤防沿いの堤内地盤高（旧鬼怒川の自然堤防相当と推定される）の勾配は、図5.5.1に見るように1/3000程度である。旧鬼怒川と現堤防の蛇行度の差異を考慮すると旧鬼怒川の河床勾配は1/4100程度と推定される。人為的直線化前の小貝川は、旧鬼怒川の蛇行帯形状に規制されて迂曲河道として流れていた。人為的直線化前の小貝川の河床勾配は、旧鬼怒川の河床勾配の1/2.0程度と推定されるので、1/8000から1/9000程度であろう（堤防沿いの堤内地盤高勾配という評価誤差の多い量および蛇行度の変化から推定したので推定河床勾配には数割の誤差が伴う）。人為的直線化前の小貝川の河床勾配は、現小貝川の河床勾配より緩かったと推定される。ここ15年の現小貝川の河床低下量は少ないが、これには河床下の土層（後背湿地堆積物層）の存在が影響している可能性がある。今後の河床の変化を予測するには河床下の土質（地質）把握が必須である（⇒注7）。

セグメント2-2-④、⑤の河道は350年前に洪水流量が激減した河川であり、現小貝川の洪水量に対応した河道スケール（川幅縮小）および蛇行特性となろうとしている過程にあるが、まだ鬼怒川が流下していた時代の河道特性を存置させている。セグメント2-2-④の河床勾配が上流および下流のセグメントより急であるのは、沖積粘土層の存在にある。

## 6. おわりに

小貝川と鬼怒川の関係性について調べてみたいと思ったのは10数年前になる。セグメントの切れの差異が気になった。仕事に忙殺され調査しなかった。幸い河川環境管理財団の受託業務の一環として鬼怒川と小貝川の河道・環境特性情報が収集されたので、検討してみることにした。

ところで小貝川はアンダーフィット河川 (underfit streams) に相当する河川である。アンダーフィット河川とは、気候変動、流路変動などにより河川流量が大きく変わり、流量の大きな時代に形成された河川地形に制約されながら流下している河川である。日本では、最終氷期後の気候変動によって河川流量が大きく変わり、アンダーフィット河川が形成されたという事例を管見にて知らないが、流路変動によって流量が大きく変わりアンダーフィット河川となったものには、本研究で示した小貝川、人為的に流路を変更(1629年)した元荒川(旧荒川の本川)などがある。

Dury (1964a,1964b,1965) より先駆的な研究がなされたが、その旧河川と現河川の関係性に関する分析はレジーム論に負っている。1978年、その論文を読んだが、違和感を持たざるを得なかった。小貝川の河道スケールおよび平面形状の変化を、いわゆるレジーム論派の理論(たとえば川幅は河岸満杯流量の1/2乗に比例する)では説明できない。レジーム論派のドグマを払拭すべきであろう。本報告はその違和感の解消でもある。

なお現小貝川の河道特性量の計算整理、図面の整理は阿左美が担当した。

謝辞：本研究に当たり、下館河川事務所から、河道横断測量、河床材料調査、堤防土質調査、洪水流量に関する資料の提供を受けた。ここに記して謝意を表する。

## メモ 後期更新世の地形発達史に関する研究

今回、鬼怒川・小貝川流域の水害地形分類図を意識的にながめた。その中で洪積段丘面における水系網に差異があることに気づいた。東京の台地にも武蔵野面と下末吉面の水系網に差異がある。差異を類型化し、さらに洪積段丘面の堆積環境と堆積時代との関係を分析すれば、河川地形の形成機構、さらには時間軸の中で河川流域がどのように変化してきたか読みこむことができよう。

## 註

注1) Y.P.0m は江戸川基準点の標高であり、国土地理院の地図で用いる基準点標高東京湾中潮位 T.P.0m との関係は、 $Y.P.0m = T.P.0m - 0.8402m$  である。

注2) 近年、堤防の安全度の点検のため、堤防および堤防下の土質層序をボーリングで調査し、既存ボーリングを加え、左右の堤防下の土質の河道縦断方向層序構造図が描かれた。堤防の安全性のみならず、本研究のように地形発達史と変化速度を読み取ることで、河道の安定性の判定に使用でき、河道特性の分析あるいは河道計画など技術的実践にあつたの関連情報として利用できるようになった。しかし、その層序構造図に同意し得ないもの、疑問とせざるを得ないものもある。層序構造図は地質系コンサルタントの技術者が作成しているが、その層序決定はN値や土相に基づいて決定しており、地史的变化の観点(時間の観点)が不足している。この情報は国土管理の根幹的なものとなる可能性があり、高度な専門家を要したチェック機関が必要であると考えられる。

注3) 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。各種河床波は図 A.4.1 のように分類されている。河床波のスケールおよび流れの抵抗、流砂量の与える影響は評価可能である（山本，2004i）。

河床形態		形状・流れのパターン		移動方向	河床波の特性		
		縦断面図	平面図				
小規模河床形態	低水流領域	砂 漣		直線状	下流	河床波の移動速度は、流水の速度よりも小さい。砂漣の波長は河床材料の粒径の約 500 ~ 1500 倍である。	
		砂 堆		曲線状	下流	河床波の上流側斜面は、通常勾配の急な下流側斜面と比べると緩やかに傾斜している。砂堆の波長は水深の 4 ~ 10 倍である。	
		遷移河床				発達初期段階にある小さな砂漣と砂堆が平坦河床の間に広がっている。	
	高水流領域	平坦河床					多量の流砂が平坦な河床上を流れている。
		反砂堆			上流 停止 下流	河床波と同位相の水面波と強い相互干渉をもつ河床波。	
中規模河床形態	交互砂州			下流	水流は水路内を曲がりくねって流れる。交互砂州の波長は水路幅の約 5 ~ 16 倍である。		
	複列砂州			下流	-		
	うろこ状砂州			下流	うろこ状砂州は $B/H$ が非常に大きい領域で発生する。それは魚のうろこのように見える。		

図 A.4.1 河床波の特徴と定義（土木学会水理委員会，1973 微修正）

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（山本，2004j），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とする。

注5) 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6) 「セグメントの切れ」がよいとは、勾配の急変点が明確で変化度が大きいことを言う。

注7) 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る。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りたい。ボーリングに代わる費用のかからない物理探査手法を開発する必要がある。

## 参考文献

- アーサー・ホームズ：一般地質学Ⅱ，東京大学出版会，pp.444 - 467, 1984.
- 井関弘太郎：沖積平野，東京大学出版会，pp.59 - 70, 1983.
- 遠藤邦彦，関本勝久，高野司，鈴木正章，飛来幸弘：関東平野の沖積層，Urban Kubota No.21, pp.59 - 64, 1983.
- 太田陽子，海津正倫：日本における完新世相対的海面変化とそれに関する問題，第四紀研究 29, pp.31 - 48, 1990.
- 貝塚ほか編：日本の地形 4 関東・伊豆小笠原，東京大学出版会，pp.172 - 183, 2000.
- 鬼怒川・小貝川読本編纂会議，編集委員会：鬼怒川 小貝川—自然 文化 歴史—，pp.131, 1993.
- 木下良作：石狩川河道変遷調査，科学技術庁資源調査局資料第 36 号，1961
- 利根川百年史編集委員会ほか：利根川百年史，建設省関東地方建設局，pp.368 - 370, pp.1037 - 1040, 1987.
- 藤田光一・山本晃一・赤堀安宏：勾配・河床材料の急変点を持つ沖積河道縦断形の形成機構と縦断変化予測，土木学会論文集，No. 600/Ⅱ - 44, pp. 37 - 50, 1998.
- 山本晃一：構造沖積河川学，山海堂，pp.564 - pp.571, 2004a.
- 山本晃一：同上，pp.157 - 176, 2004b.
- 山本晃一：同上，pp.219 - 221, 2004c.
- 山本晃一：同上，pp. 273 - 314, 2004d.
- 山本晃一：同上，pp.94 - 99, 2004e.
- 山本晃一：同上，pp.406 - 409, 2004f.
- 山本晃一：同上，pp.412 - 414, 2004g.
- 山本晃一：同上，pp.324 - 328, 2004h.
- 山本晃一：同上，pp.13 - 100, 2004i.
- 山本晃一：同上，pp.132 - 137, 2004j.
- 山本晃一：気候・地形・地質が河道特性に及ぼす影響に関する研究ノート，土木研究所資料第 2795 号，1989.
- 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.
- Chitale, S. V. : River channel patterns, ASCE. Vol.96, Hy. 1, January, pp.201 - 221, 1970.
- Dury, G.H. : Principles of Underfit Streams, Geological Survey Professional Paper 452 - A, 1964a.
- Dury, G.H. : Subsurface Exploration and Chronology of Underfit Streams, Geological Survey Professional Paper 452 - B, 1964b.
- Dury, G.H. : Theoretical Implications of Underfit Streams, Geological Survey Professional Paper 452 - c, 1965.
- Leopold, L. B. and Wolman, M. G. : River meanders, Geol. Soc. Am. Bull., Vol.71, pp.769 - 794, 1960.

## 第 2 編 鈴鹿川の河道特性の特異性とその解釈

河川環境総合研究所所長 山本 晃一

河川環境総合研究所河川塾高等科 本多 信二

### 1. はじめに

鈴鹿川上流山地は花崗岩地質の部分が多く、直轄区間の大部分の河床は花崗岩風化物である1～10mmの小礫集団が主構成材料となっている。このような河床材料分布を持つ河川はまれであり河道の特徴について調査研究がなされておらず記載もない。そこで河道特性調査を行いその特徴を記載し、このような河床材料を持たない沖積河川との差異を明らかにし、その差異が生じる原因を解明する。

### 2. 鈴鹿川流域の概要

#### 2.1 河川の概要

鈴鹿川は、三重県を流れる河川であり、**図 2.1.1**のような流域形状を持つ。その源を高畑山(800m)に発し、加太川<sup>かぶとがわ</sup>を合わせ、関町で山間部を出て、以降、安楽川を合わせ、亀山市、鈴鹿市を東北に流下し、河口より5km地点において鈴鹿川派川を分派した後、内部川<sup>うつべがわ</sup>を合わせて伊勢湾に注ぐ、三重県を流れる1級河川である。支川の多くは左支川である。流域面積323km<sup>2</sup>、本線流路延長は38kmであるが、加太川筋の方が長く流路延長40.7kmである。流域内人口は約11万人である。

国の管理区間（直轄区間）は41.2kmであり、そのうち幹川は河口より28.5kmである。指定区間（県管理区間）は20.5kmである。鈴鹿川水系の各河川の直轄管理区間を**表 2.1.1**に示す。

項目	諸元
流路延長	40.7km
流域面積	323km <sup>2</sup>
流域内市町村	3市
流域内人口	約 11 万人
支川数	45



図 2.1.1 鈴鹿川流域図

表 2.1.1 鈴鹿川水系の各河川の直轄管理区間

河川名	距離標	区間延長 (km)	起点～終点	備考
鈴鹿川	0.0k～27.8k	27.8k	河口～関町坂下地先付近	高潮区間：0.0k～1.6k
鈴鹿川派川	0.0k～4.0k	4.0k	河口～本川分派点	高潮区間：0.0k～1.2k 分派点：本川 5.0k 付近
内部川	0.0k～6.8k	6.8k	合流点～金山堰堤下流端	合流点：本川 3.0k 付近
安楽川	0.0k～2.0k	2.0k	合流点～亀山市安坂町地先付近	合流点：本川 15.0k 付近
合計	-	40.6k		

## 2.2 流域の地形地質

流域の地質を図2.2.1に示す。上流山地は花崗岩類が大部分を占める。加太川筋および鈴鹿川筋の山地部には中新統の加太累層（礫岩、砂石、泥石）が、内部川および御幣川上流には秩父層群の砂石・頁岩・チャート・輝緑岩・輝緑凝灰岩および石灰岩が存在する。山裾には高位、中位、低位の各2面の段丘面が存在する。中位面以下は保存のよい扇状地の形状を保つが、高位面は開析が進行している。段丘を構成する堆積物は薄く5～6m程度である。段丘の形成期は、約20万年前、15万年（高位面群）、約10万年前、8～5万年前（中位面群）、3～2万年前、1.5万年（低位面群）と推定されている（大田ほか、1984）。

沖積層は、鈴鹿川、安楽川の河川沿いに段丘で境界された沖積谷として存在している。鈴鹿川が分派する地点より1km上流（河口より6km）で左岸側の段丘が切れる。ここは南北の軸を持つ断層（K-2）が走り沖積地と仕切る断層崖となっている。

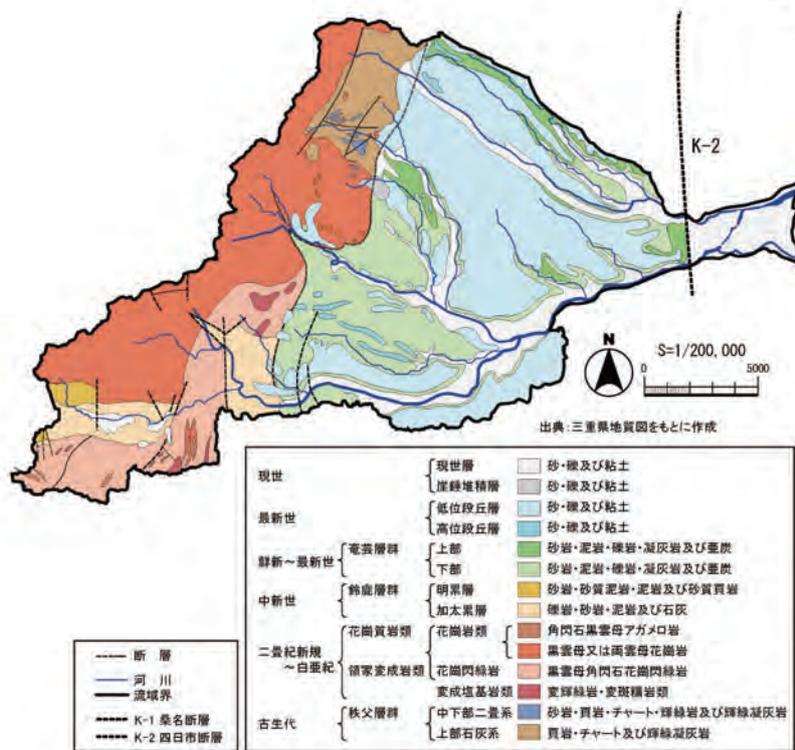


図 2.2.1 鈴鹿川流域の地質

## 2.3 気候

流域の気候は、平野部で年平均気温16℃程度であり、中部地方では温暖な気候である。流域内の平均年間降水量は約2200～2700mm、平野部で1800～1900mmであり、わが国の年平均降水量1700mmに比べると多雨の地域に当たる。図2.3.1に鈴鹿川流域の平均年雨量等雨量曲線を示す。

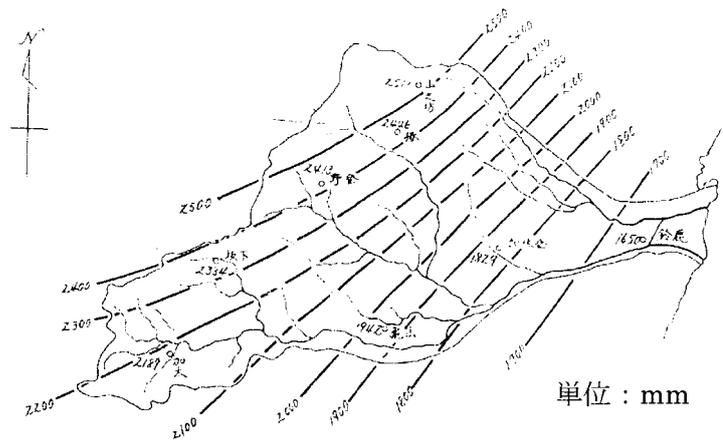


図 2.3.1 鈴鹿川流域の年平均雨量図

## 2.4 治水事業

鈴鹿川は、多量の土砂流出により河道が安定せず、下流部では度々の洪水氾濫が発生していた。江戸時代、上流山地では石堤による土砂流出に軽減、下流部では築堤がなされた。

1891年（明治24）に地形図によると鈴鹿川の河道位置は、ほぼ現河道位置と一致しており近世後期には河道位置の固定がなされていた。

近代改修は明治末期に直轄砂防事業から開始され、戦前は四日市の軍需工場などへの洪水防御対策が実施された。1967年（昭和42）、直轄管理に移行した。治水事業の沿革を表2.4.1に示す。

1967年に策定された基本高水および計画流量は高岡で3900m<sup>3</sup>/sであり、流量配分を図2.4.1に示す。治水のための洪水貯留施設は計画されていない。

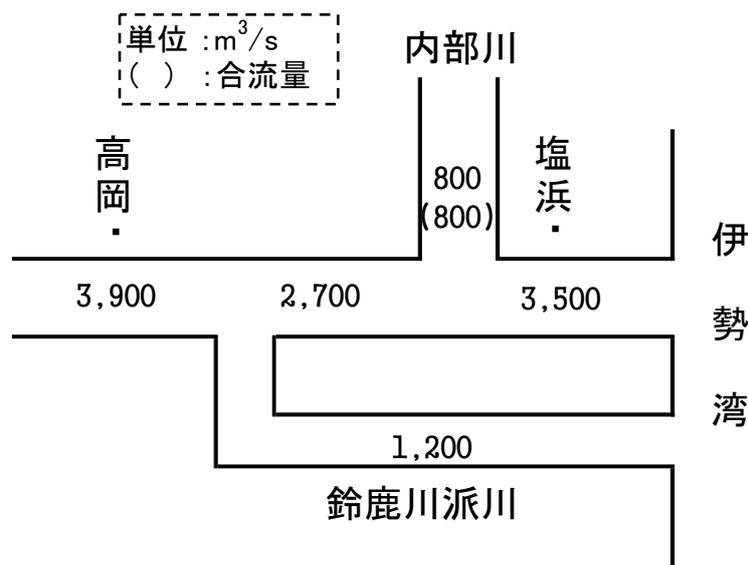


図 2.4.1 計画流量配分

表 2.4.1 治水事業の沿革

西暦	年 月 日	記 事	主要洪水
1902	明治 35 年	砂防設備地として指定	
1916	大正 5 年	鍋川上流の砂防ダム工事に着手（三重県主体）	
1920	大正 9 年	入道ヶ岳の山腹工事着手	
1942	昭和 17 年	鈴鹿川直轄河川指定 基準地点高岡の計画高水流量 2,300m <sup>3</sup> /s 直轄区間 鈴鹿川本川 0.0k ~ 12.0k 内部川 0.0k ~ 4.0k 本川下流右岸小倉地区の築堤及び引堤に着手（昭和 34 年完成）	
1944	昭和 19 年	鈴鹿川直轄砂防指定	
1946	昭和 21 年	内部川砂防事業着手	
1948	昭和 23 年	鍋川砂防事業着手	
1949	昭和 24 年	直轄河川総体計画策定	
1950	昭和 25 年	鈴鹿砂防事業，砂防ダム工事着手 本川右岸派川分派点から木田橋間の築堤及び引堤に着手（昭和 35 年完成）	
1953	昭和 28 年	直轄河川総体計画改定	
1954	昭和 29 年	鈴鹿川水系砂防工事着工，御幣川砂防事業着手 本川下流左岸大里地区，内部川下流左岸川尻地区左岸引堤着手（昭和 55 年度完成）	
1956	昭和 31 年	内部川流路工工事着手	
1959	昭和 34 年	本川下流貝塚地区の築堤及び引堤に着手（昭和 45 年完成）	S34.9 月洪水 (伊勢湾台風)
1962	昭和 37 年	本川下流本郷地区の築堤及び引堤に着手（昭和 43 年完成）	
1963	昭和 38 年	直轄河川総体計画改定，伊勢湾高潮対策事業完成	
1965	昭和 40 年	波瀬川合流点処理完成	
1966	昭和 41 年	蒲川改修事業着手（昭和 46 年完成）	
1967	昭和 42 年	鈴鹿川水系が一級河川に指定 工事実施基本計画策定 計画高水流量 2,300m <sup>3</sup> /s 直轄区間編入 鈴鹿川本川 12.0k ~ 15.8k 鈴鹿川派川 0.0k ~ 4.8k 安楽川 0.0k ~ 4.8k	
1969	昭和 44 年	鈴鹿砂防事業完成	
1970	昭和 45 年	鈴鹿川砂防工事完成	
1971	昭和 46 年	工事実施基本計画改定 基準地点高岡における計画高水流量を 3,900m <sup>3</sup> /s とし，派川へ 1,200m <sup>3</sup> /s 分派させ，河口 3,500m <sup>3</sup> /s とした。 支川は，内部川 800m <sup>3</sup> /s，安楽川 2,600m <sup>3</sup> /s としている。	S46.8 洪水
1972	昭和 47 年	直轄区間編入 内部川 4.0k ~ 6.0k+60m 鈴鹿川派川の改修に着手 都市河川環境整備事業着手	S47.6, S47.9 洪水
1973	昭和 48 年	直轄区間編入 鈴鹿川本川 15.8k ~ 27.8k	
1974	昭和 49 年	直轄区間編入 安楽川 1.2k ~ 1.9k	S49.7 洪水 (既往最大)
1975	昭和 50 年	派川左岸の分派点付近の引堤着手 内部川下流右岸の引堤着手（昭和 54 年完成）	
1976	昭和 51 年	安楽川築堤工事着手	
1979	昭和 54 年	河原田排水機場完成	

### 3. 鈴鹿川のセグメント区分と河道特性

#### 3.1 セグメント区分

本節で検討する鈴鹿川河道特性は、2005年測量による河道形状の基づくものである。検討対象区間は大臣管理区間である距離標0～27.8kmとする。

セグメント区分（河床勾配がほぼ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、本来、3.2で示す河道特性量の縦断変化の分析に基づいて行うべきであるが、論旨の分かり易さを重視し、セグメント区分の結果（表3.1.1）を先に示す。

表 3.1.1 セグメント区分一覧

河道区間	小セグメント区間	セグメント分類	区間平均河床勾配	河床材料代表粒径 (mm)	区分境界（上流側）	小セグメント設定理由
8	23.8k～27.8k	1-①	Ib=1/210	5.6 (礫評価 73mm)	直轄上流端	河床勾配が一連としてみなせる区間
7	19.7k～23.8k	1-②	Ib=1/320	5.6 (礫評価 45mm)	河床勾配, 横断工作物	河床勾配が一連としてみなせる区間（井尻頭首工の堆積区間は、逆算粗度からは一連とみなせるため区分せず）
6	14.9k～19.7k	2-1-①	Ib=1/400	5.6	河床勾配 横断工作物 粒径変化点	河床勾配が一連としてみなせる区間
5	13.5k～14.9k	2-1-②上	Ib=1/720	5.6	河床勾配, 支川合流点	鈴鹿川第1頭首工の堆積区間であり、安楽川が合流する区間
4	9.8k～13.5k	2-1-②中	Ib=1/650	5.6	河床勾配, 横断工作物	鈴鹿川第2頭首工と鈴鹿川第1頭首工に挟まれた区間であり、河床勾配としても一連とみなせる区間（鈴鹿川第2頭首工の堆積区間は水理諸量的にも大きな変化がないため区分せず）
3	5.1k～9.8k	2-1-②下	Ib=1/750	5.6	河床勾配, 横断工作物	河床勾配が一連としてみなせる区間
2	3.1k～5.1k	2-1-③	Ib=1/830	5.6	河床勾配, 派川分派点	河床勾配が一連とみなせ、内部川と派川分派点に挟まれた区間
1	0.0k～3.1k	2-2	Ib=1/1140	5.6	河床勾配, 支川合流点	河床勾配が一連としてみなせる区間

#### (1) セグメント 1-①=23.8～27.8km

直轄区間最上流部から砂防堰1号間の河床勾配が1/210の区間である。河床材料は0.2～1mm集団（中砂集団）、1～10mm集団（小礫集団）と10～70mm集団（中礫集団）、70～200mm集団（大礫集団）からなる（⇒3.2〔3〕）。中砂集団の割合は少ない（⇒注1）。以後、本論での粒径集団名は、上述の定義とする。

現状の河道平面形状は曲がり少ない直線状であるが、人為的改変前は周辺段丘および丘陵の沖積面に接する崖線の位置から推定すると、鈴鹿川が谷壁を側刻しつつ谷幅を広げ、蛇行度（流路距離を谷軸長さで除したもの）が2以上ある強制蛇行河道（谷壁で河道位置が固定）であった（⇒写真3.2.3）。そのときの河床勾配は1/500～1/600程度で川幅水深は10～20程度の河道であったと推定される。近世後期には人為的に蛇行河道は直線化されていた。ここ150年間、河道の位置の変化はない。

#### (2) セグメント 1-②=19.7～23.8km〔河道区間7〕

砂防堰1号から井尻頭首工間の河床勾配が1/320の区間である。河床材料は0.2～1mm集団（中砂集団）、1～10mm集団（小礫集団）と10～60mm集団（中礫集団）、60～200mm集団（大礫集団）からなるが、大礫集団が少ない。中礫と小礫が半々ぐらいである（⇒3.2〔3〕）。

セグメント1-①に比較し谷幅が広がり、人為的改変前は蛇行首部の自然切断がある自由蛇行区間と考えられる小セグメントである。最下流地点は井尻頭首工であり、本小セグメントにおける侵食基準面となっている。

### (3) セグメント2-1-①=19.7～14.9km〔河道区分6〕

井尻頭首工から安楽川合流点間の河床勾配が1/400の区間である。河床材料は中礫集団、小礫集団、中礫集団からなる。大礫集団は欠落し小礫集団がA集団となる(⇒3.2〔3〕)。中礫が河床料の主材料であれば単列砂州が形成される区間であるが、小礫集団(平均5.6mm)の存在量が多く、小洪水(小礫集団)に対応する小さい多列砂州が生じている。なお本区間は、1950年代、直上流の小セグメント1-②と河床勾配がほぼ同じであった。河床材料が不明なので同一河道特性を持つ一体のセグメントであったかの判別は不可能であるが、1947年の航空写真(⇒写真3.2.3, 3.2.4)を見ると砂州形状が異なっており、粒径が異なった別の河道特性を持つ小セグメントと考える。

### (4) セグメント2-1-②=14.9～5.1km〔河道区分5, 4, 3〕

安楽川合流点から鈴鹿川南派川分派点間の河床勾配が1/700程度の区間である。河床材料は中砂集団、小礫集団、中礫集団からなる。大礫集団は欠落し、小礫集団がA集団である(⇒3.2〔3〕)。

1950年代は1つの小セグメントであったが、現在は13.5kmの鈴鹿川第1頭首工および9.8kmの鈴鹿第2床止め工により分断され、3つの小セグメントに再区分される。セグメント2-1-②上〔河道区分5〕(河床勾配1/720, 14.9～13.5km)、セグメント2-1-②中〔河道区分4〕(河床勾配1/650, 13.5～9.8km)、セグメント2-1-②下〔河道区分3〕(河床勾配1/750, 9.8～5.1km)である。

14.9kmで合流する安楽川により洪水流量が増加するので川幅水深比が大きくなり、砂州形状は、2000年時、大部分が単列および2列の砂州であるが、小礫集団が河床材料に占める割合が大きいため、小洪水に対応する多列砂州が生じている。

1950年代の河床は、頭首工の頭部を結ぶ線が平均河床であり、10.6kmで多少勾配が異なり、それぞれの勾配は、上流側1/420、下流側1/510程度であった。

### (5) セグメント2-1-③=5.1～3.1km〔河道区分2〕

鈴鹿川南派川分派点から内部川合流点間の河床勾配1/830程度の短い河道区間である。河床材料は中砂(10～15%)、小礫(70%程度)と中礫(10～25%)からなる(⇒3.2〔3〕)。

航空写真によると近年、南派川の移動床部分の幅が減少しており、南派川に流入する洪水量が減少していると推定される。

### (6) セグメント2-2=0～3.1km〔河道区分1〕

河床勾配が1/1140である。河口部で川幅が河口に向かって広くなる。河床材料は小礫が少なくなり下流に向かって砂分の割合が多くなる。

なおセグメント2-1の河床材料のA集団は小礫であり、セグメント2-2と位置付けられるものであるが(山本, 2004a)、平均年最大流量時の河床に働く掃流力より、中礫が河道のスケールを規定しているものとしてセグメント2-1とした。

### 3.2 河道特性量の縦断方向変化

鈴鹿川の河道特性量は、2005年の河道横断測量結果を用いて不等流計算を実施し求めた。低水路幅は横断測量結果および航空写真を参考にして設定した。また、不等流計算に用いたマニングの粗度係数は表3.2.1のように設定した。

表 3.2.1 低水路粗度係数

河道区間 (km)				平均水深 (m)	低水路粗度係数設定方法	流速係数	低水路粗度係数
1	0.0	～	3.1	2.4	全川を通じ小規模河床波を主に形成する粒径集団は $d_R=5.6\text{mm}$ であることから、「河道計画検討の手引き」の「 $d_R=3 \sim 10\text{mm}$ , $d_{84}/d_{16} \geq 7$ の場合の流速係数 $\phi = 12$ 」にて低水路粗度係数を算出	12.0	0.031
2	3.1	～	5.1	2.8		12.0	0.032
3	5.1	～	9.8	2.6		12.0	0.031
4	9.8	～	13.5	2.4		12.0	0.031
5	13.5	～	14.9	2.1		12.0	0.030
6	14.9	～	19.7	1.9		12.0	0.030
7	19.7	～	23.8	1.7		12.0	0.029
8	23.8	～	27.8	1.9		12.0	0.030



写真 3.2.1 低水路幅の設定（低水路幅は、現地の植生繁茂の状況および比高差の状況を考慮した。）

## 〔1〕平均年最大流量の評価

1984～2004年のデータを用いて、鈴鹿川高岡地点（6.25k）、亀山地点（22.76k）、鈴鹿川派川南川地点（3.07k）、内部川河原田地点（合流点より2.03k）、安楽川川崎地点（合流地点より2.97k）の平均年最大流量を評価した。高岡地点で798m<sup>3</sup>/s、亀岡地点で370m<sup>3</sup>/s、川崎地点221m<sup>3</sup>/s、南川地点で220m<sup>3</sup>/s、河原田地点で199m<sup>3</sup>/sである。

これより本川の各セグメントの平均年最大流量を図3.2.1のように設定した。

27.8～14.8km（セグメント1-①、1-②、2-1-①）=370m<sup>3</sup>/s、14.8～5km（セグメント2-1-②）=800m<sup>3</sup>/s、5～3km（セグメント2-1-③）=580m<sup>3</sup>/s、3～0km（セグメント2-2）=720m<sup>3</sup>/sである。

図3.2.2に高岡および亀山地点の年最大流量の経年変化を示す。

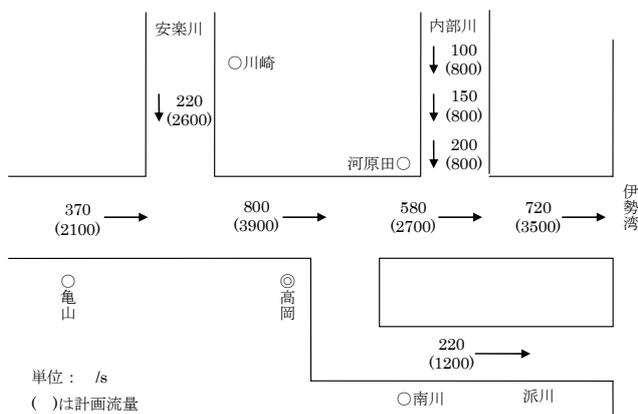


図 3.2.1 平均年最大流量配分図

## 〔2〕河床縦断面形と勾配

図3.2.3に鈴鹿川の平均河床高および図3.2.4に最深河床高縦断面図を示す。同図には小セグメント区分と横断構造物位置、主要支川流入地点も示した。

河床勾配は、主要支川の流入点、分流点において変化している。頭首工が存在しなかった1940年代の河床は、ほぼ頭首工の天端高を結んだ線に近かったが、現在、頭首工および砂防堰の前後で河床高に段差が生じ、横断構造物の上流の勾配が緩くなっている。

なお1953年（昭和28）時点のセグメント2-1区間の低水路河床高は、堤内地沖積面より高い区間が大部分であり天井川であった。

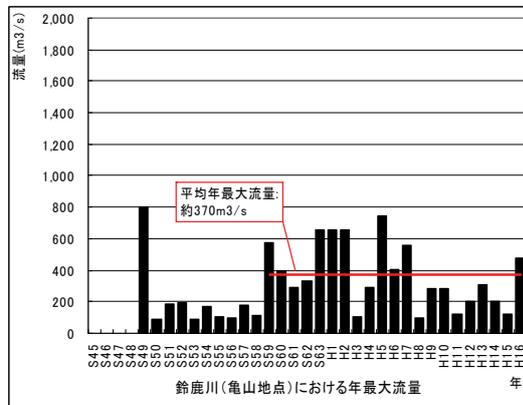
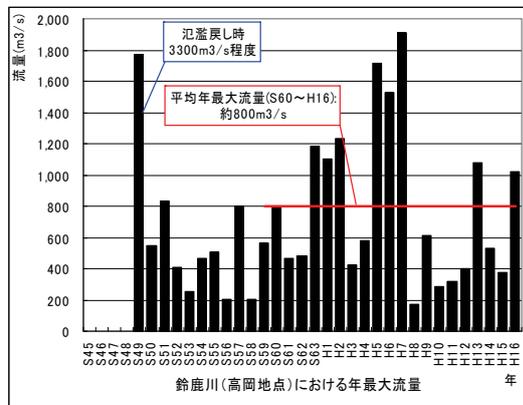


図 3.2.2 高岡および亀山観測所の年最大流量の経年変化

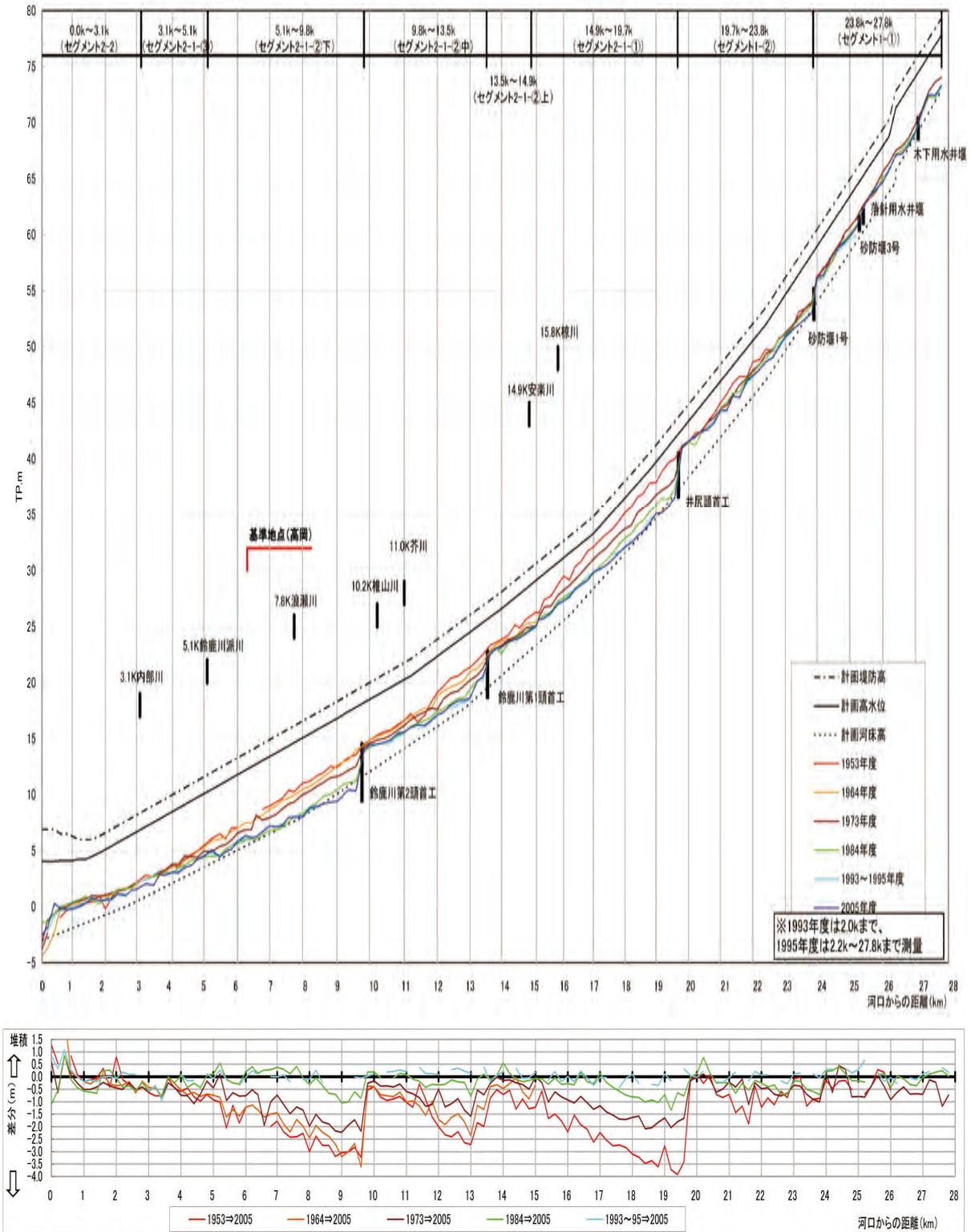


図 3.2.3 鈴鹿川平均河床高縦断面図および平均河床高変動量図

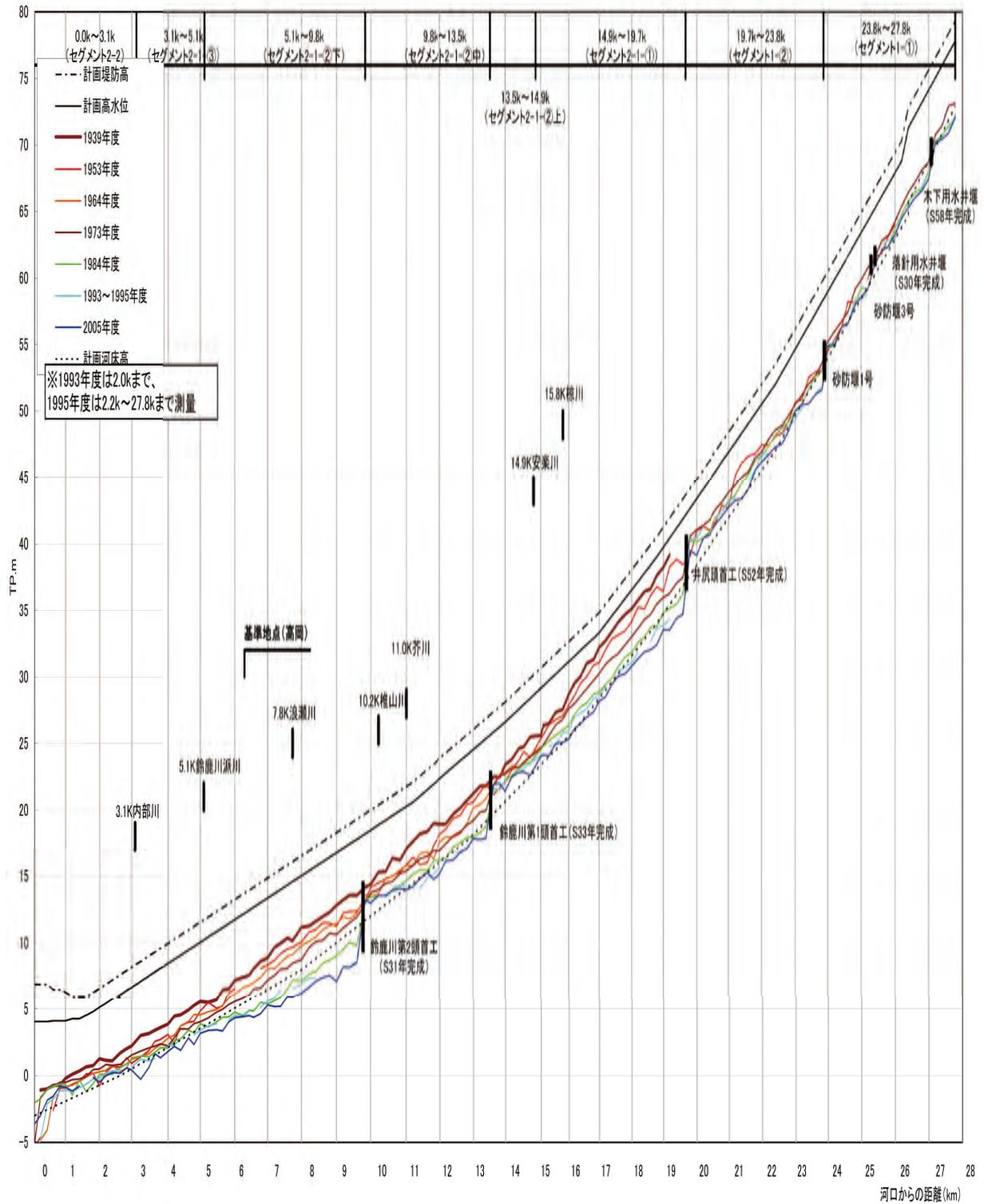


図 3.2.4 鈴鹿川最深河床高縦断面図

### 〔3〕河床材料

図3.2.5に1999年度、2005年度の調査結果より、本川の上流から下流までの低水路河床材料の粒度分布形を小セグメント〔河道区間〕ごとに示す。なお河床材料の粒度分布形は、表層下の材料を採取し粒径階層別の重量を測定し（基本は篩分け試験による）、重量による粒径河積曲線を描くことにより求める。すなわち表層材料ではない。

これより上流山間部から供給される土砂は、次のような粒径集団からなることが分かる。

0.2～1mm集団（中砂集団）、1～10mm集団（小礫集団）と10～70mm集団（中礫集団）、70～200mm集団（大礫集団）からなる。このほか、鈴鹿川の河床材料の構成材料とならないが氾濫原の表層材料および海の海底堆積物となる細砂、シルト・粘土集団が河川に供給されている。

各セグメントの粒度構成の特徴について述べる。

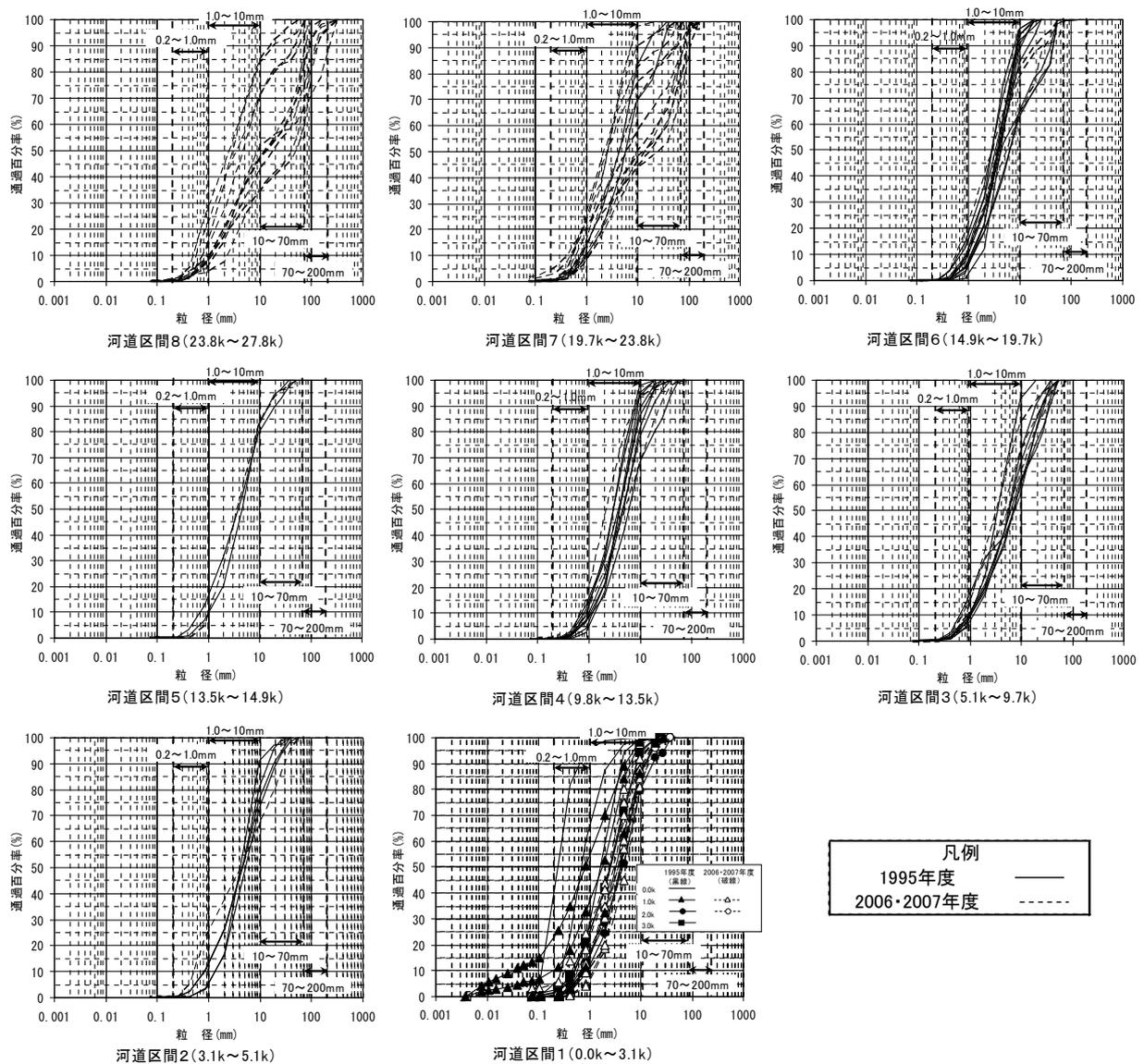


図 3.2.5 低水路の河床材料粒度分布

① セグメント1-①=23.8～27.8km〔河道区間8〕

河床材料は0.2～1mm集団（砂集団）、1～10mm集団（小礫集団）と10～70mm集団（中礫集団）、70～200mm集団（大礫集団）からなる。砂集団の割合は少ない。

大礫集団が30～40%を占めるものが多い。大部分が大礫集団である地点もあるが小礫が大部分であるものもある。現地調査（2004）において大礫集団が河床を覆っている箇所や大部分が小礫である箇所が確認されている。

② セグメント1-②=19.7～23.8km〔河道区間7〕

1999年度の調査によると0.2～1mm集団（砂集団）、1～10mm集団（小礫集団）と10～70mm集団（中礫集団）、70～200mm集団（大礫集団）からなる。大礫集団がセグメント1-①に比べて少なくなり（多くて30%程度）、中礫と小礫が半々ぐらいである。

③ セグメント2-1-①=19.7～14.9km〔河道区間6〕

A集団が小礫集団となり、C集団である中礫集団が35～10%となる。

④ セグメント2-1-②=14.9～5.1km〔河道区間5, 4, 3〕

河床材料は砂集団、小礫集団、中礫集団からなる。大礫集団は欠落し、小礫集団がA集団である。1998年と2005年度測定 of 河床材料分布に大きな差はないが、9～7kmは、2005年度は1999年度年に比べ中礫集団が少ない。セグメント2-1-②下は中礫集団の割合が少し多くなっている。

⑤ セグメント2-1-③=5.1～3.1km〔河道区間2〕

河床材料は砂集団、小礫集団、中礫集団からなるが、セグメント2-1-②下に比較した中礫集団が減り、砂集団が増加している。

⑥ セグメント2-2=0～3.1km〔河道区間1〕

この区間は、河口に向かって河幅が広がり、下流に向かって掃流力が減少する。下流ほど中砂集団の割合多くなり、1.0kmでは大部分が中砂集団であるものもある。2004年9月の調査によると河口砂州の材料は中砂集団であった。

礫種の岩質は花崗岩が大部分であるが加太川、鈴鹿川筋から流下する砂岩（灰色）、シルト・泥岩（黒色）が混ざる。2mm以下の砂分は大部分が花崗岩の風化物鉱物からなる。

平成11（1999）年度の河床材料調査結果をもとに、A、B、Cの各集団別に $d_{60}$ %粒径を算出し、距離との関係をグラフに整理した結果を図3.2.6に示す。

これによると鈴鹿川の直轄区間の代表粒径は、河口付近を除けば上流から下流までほぼ小礫相当の5.6mmとなる。しかし、現地踏査によると中礫および大礫が写真3.2.1のように瀬の位置、また河岸侵食部の河岸斜面および深掘れ部に集中している。この中礫、大礫は河床低下部に集中したアーマコートである。このアーマコートの粒径とその河床面での存在割合は上流の小セグメントから下流の小セグメントに向けて小さく、また少なくなっている。

また河床材料採取年度の違いにより小礫と中礫・大礫の割合が変化し、1999年のセグメント1の区間では中礫・大礫の割合が大きくなっている。山地からの小礫の供給量の変化に応じ河床表層材料が変化するのである。

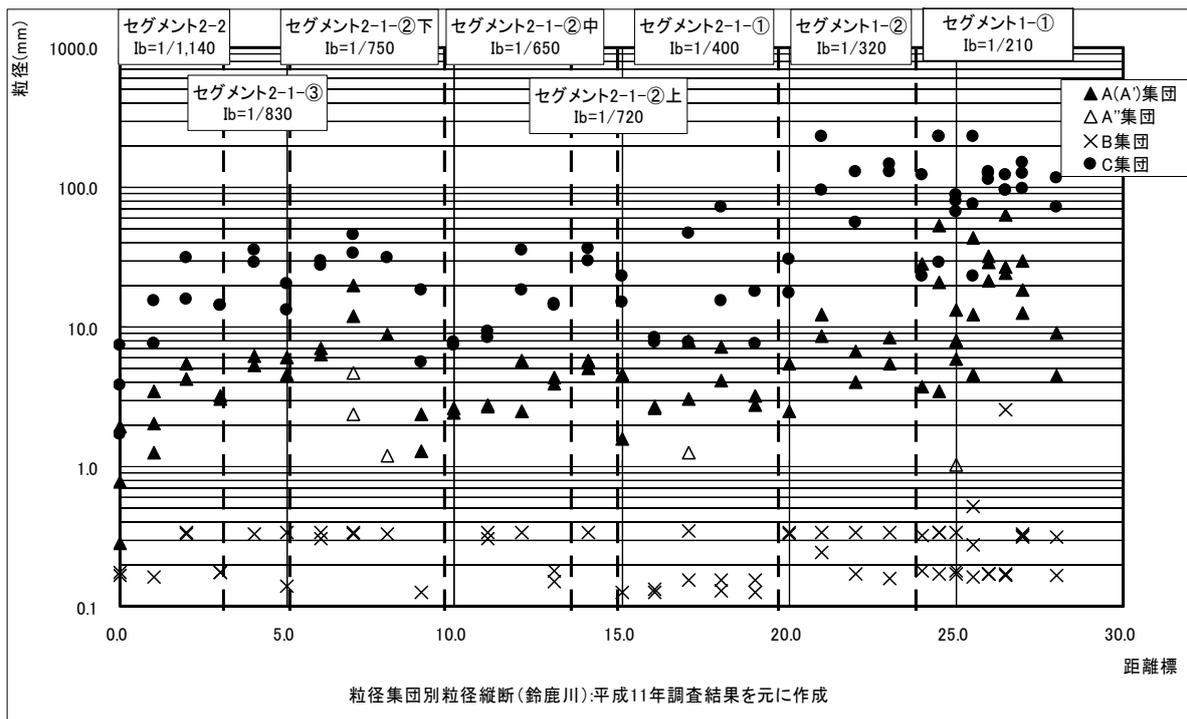


図 3.2.6 A 集団, B 集団, C 集団の 60 パーセント相当粒径の縦断方向変化



写真 3.2.2 第 2 頭首工下流の河床の状況  
(セグメント 2-1-②下)

#### [4] 水深と掃流力

図 3.2.7 に平均年最大流量時の平均水深  $H$ , 相対水深, 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), および小礫集団に対する無次元掃流力および  $19.7\text{km}$  以上については中礫・大礫に対する無次元掃流力も示した. なお横断構造物が存在する地点で掃流力が大きくなるが, ここで射流が発生してしまうためであり, この部分の掃流力はセグメントの掃流力を反映していないので棄却した.

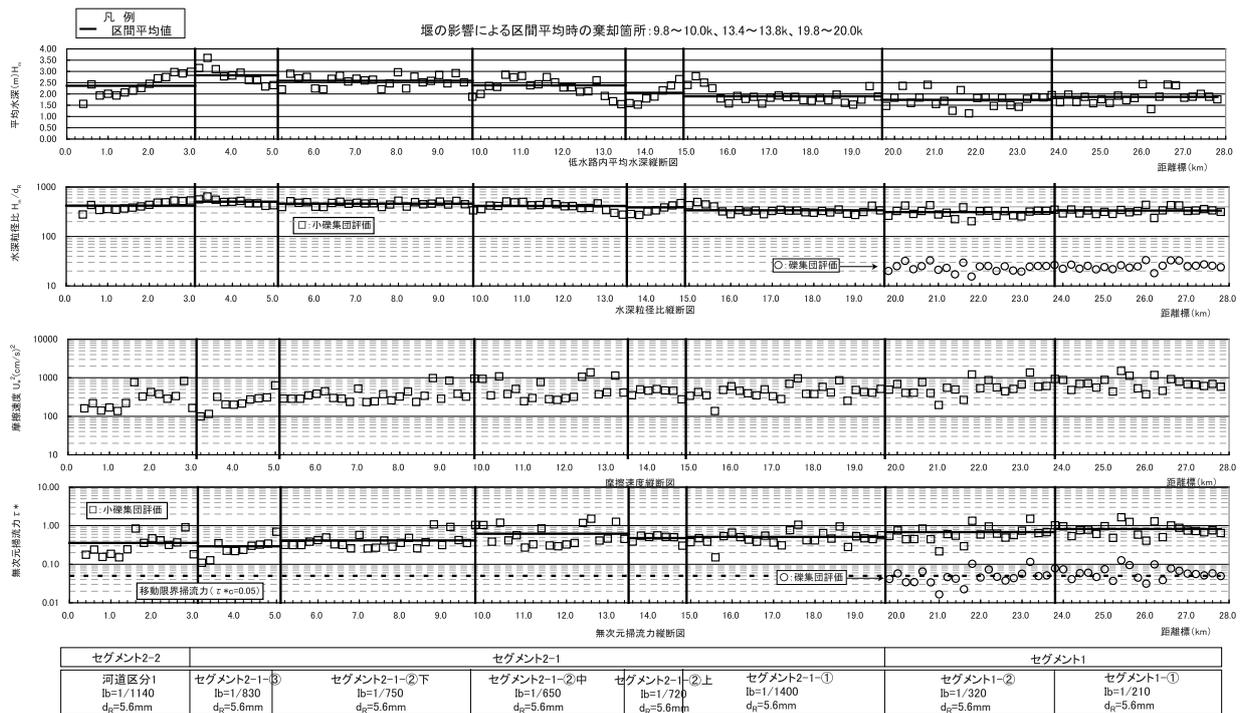


図 3.2.7 水深、相対水深、掃流力、無次元掃流力の縦断方向変化

### (5) 川幅と川幅水深比

堤防間幅  $B_L$  と低水路幅  $B$  の縦断変化、川幅水深比の縦断方向変化を図 3.2.8 に示す。

川幅水深比  $B/H_m$  は砂州列数および蛇行度を規定する重要な指標である。川幅水深比はセグメント 2-2 およびセグメント 2-1 の一部を除き単列砂州が発生する領域であるが、セグメント 2-1 においては、写真 3.2.4 の 1983 年の航空写真に見るように小礫で構成される多列砂州が生じている。小礫集団が多いと小洪水対応の多列砂州が形成され、小礫成分の割合が減少すると平均年最大流量規模相当洪水に対応する交互砂州となるのである。写真 3.2.3 の 1947 年の航空写真によると川幅規模の砂州形状（低水路の蛇行相当規模）の上に小礫規模の砂州が共存している。河道の平面形状を規定しているのは小礫規模の砂州ではないことが分かる（山本，2004c）。

セグメント 2-2 の区間は川幅が下流に向かって広がり、川幅水深比が 2km で 60、1km で 160 に急増している。写真 3.2.6 に示すように 0.4km 地点の砂州の列数は年度で異なり、2～6 列、0.2km で 3～8 列である。小礫対応の砂州が形成されている。

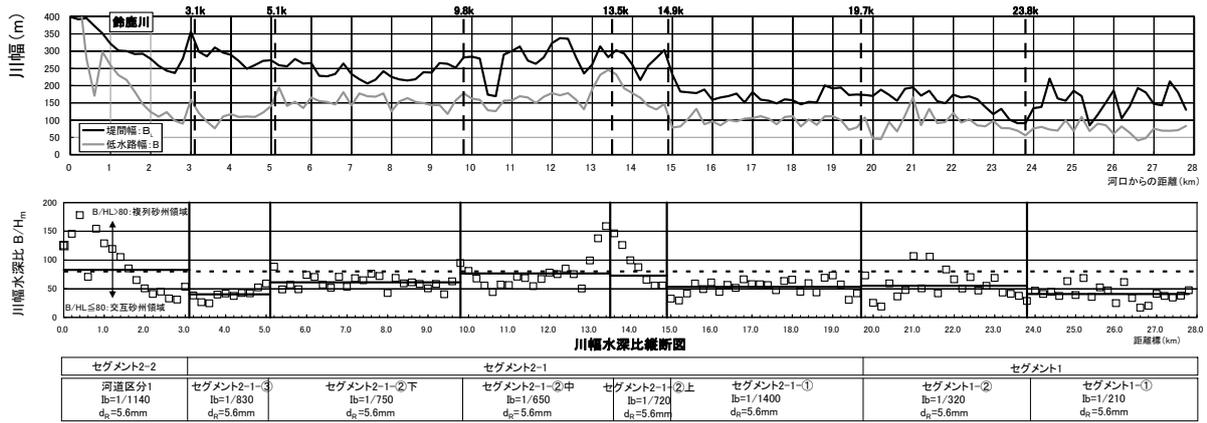


図 3.2.8 川幅および川幅水深比の縦断方向変化図

河道の変換シート(鈴鹿川18.0K~27.8K)

写真

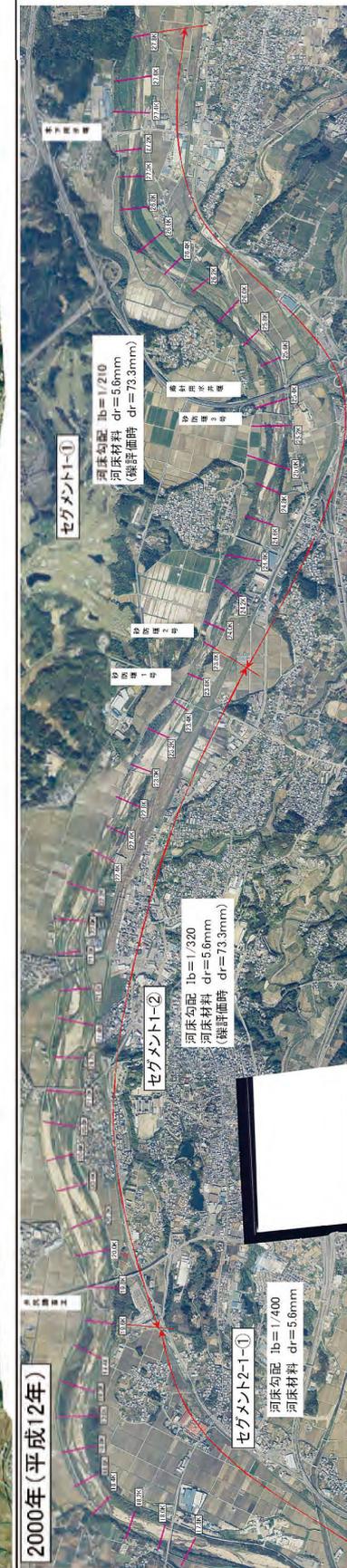


写真 3.2.3 セグメント1 区間の航空写真経年変化

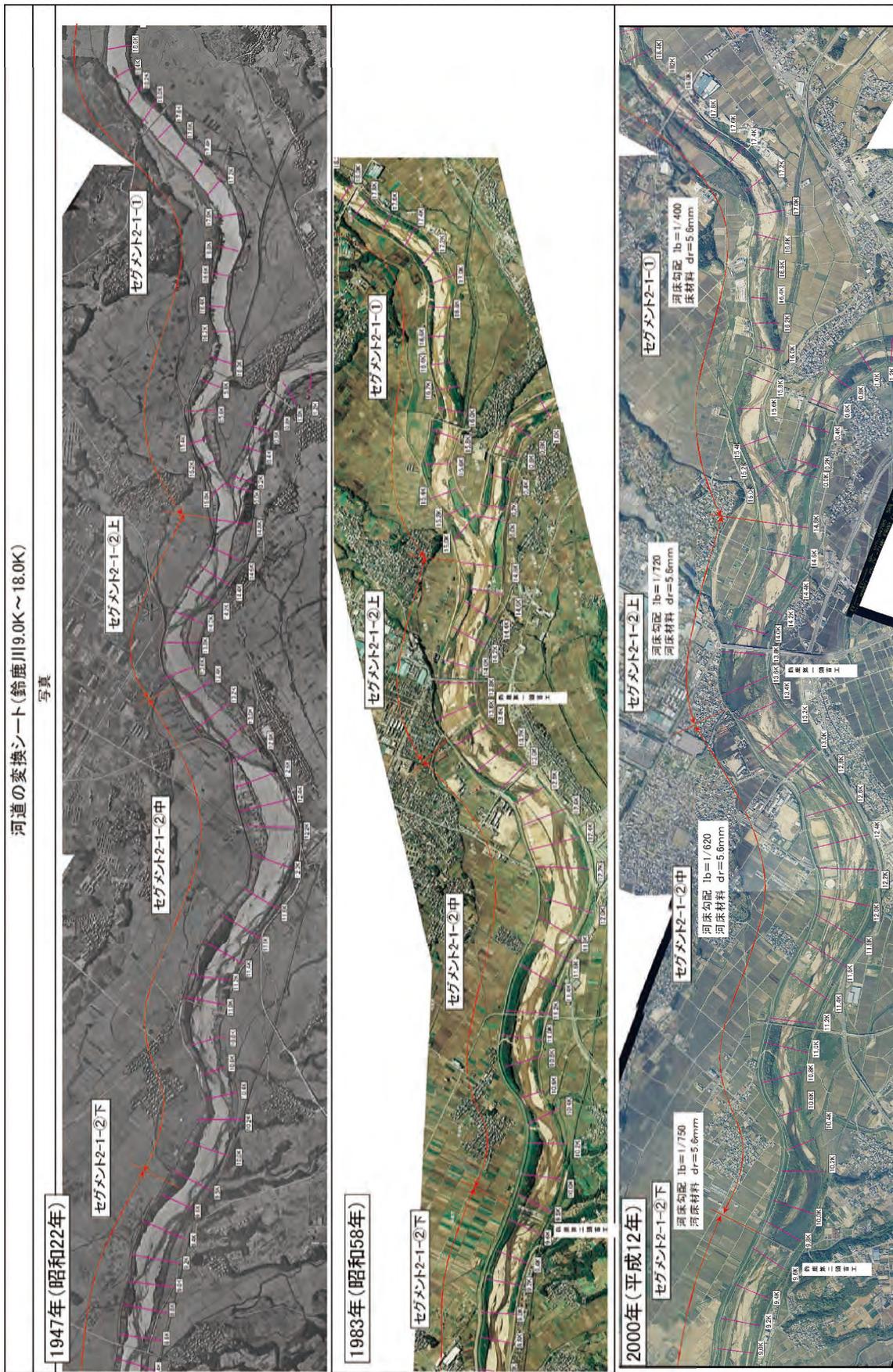


写真 3.2.4 セグメント2-1区間の航空写真経年変化図

河道の変換シート(鈴鹿川0.0K~9.0K)

写真

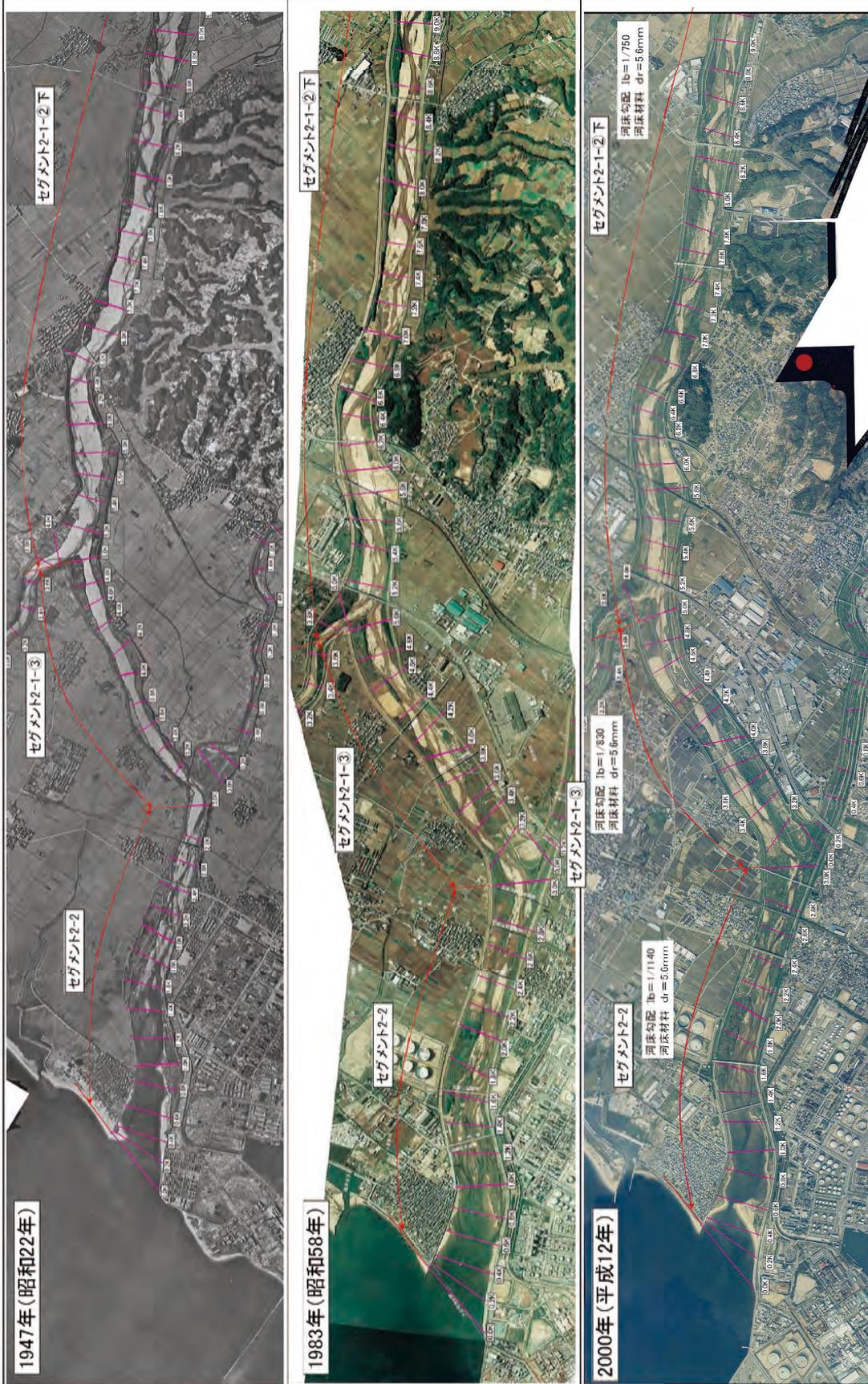


写真 3.2.5 セグメント 2-1, 2-2 区間での航空写真経年変化

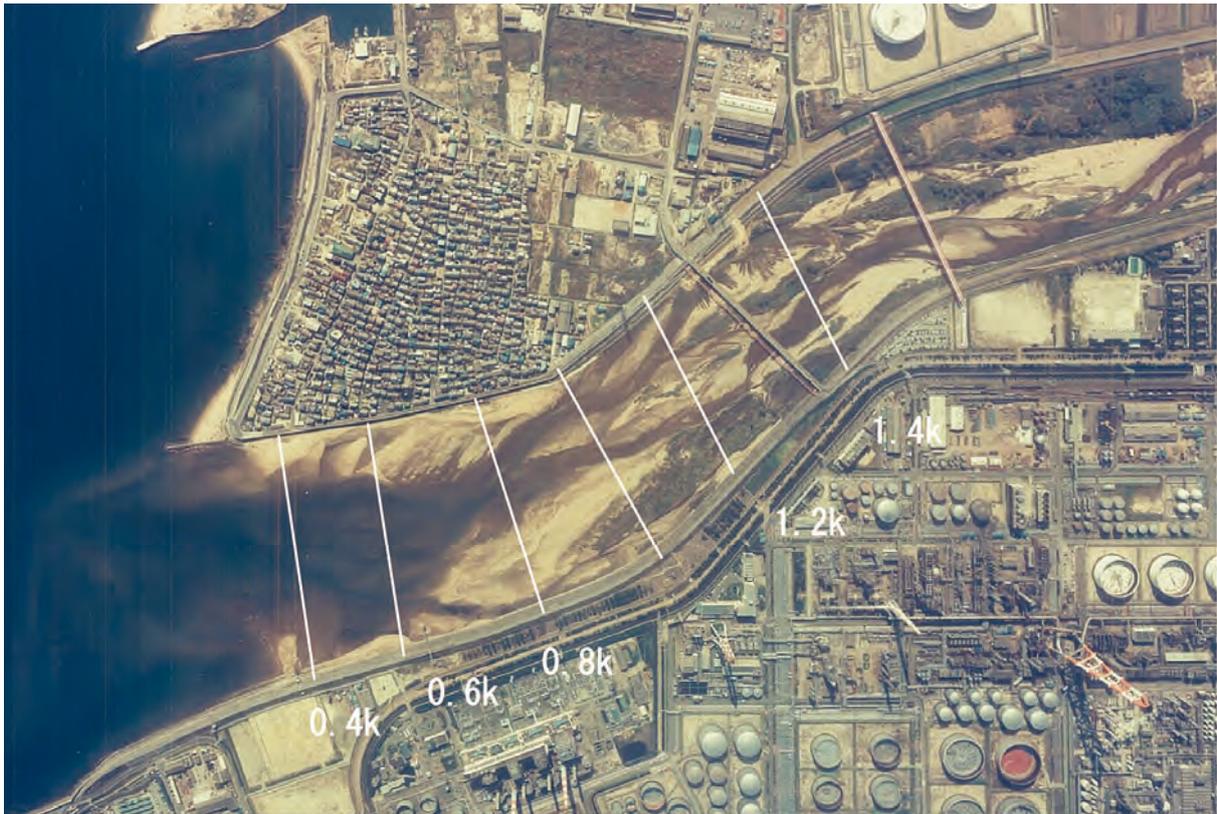


写真 3.2.6 1982 年（昭和 57） 河口部の砂州形状

### 〔6〕 低水路部の流速係数 $\phi$

図 3.2.9 は、2003 年洪水時の高岡流量観測所（6.2k+50m）および亀岡流量観測所（22.8k - 8m）における低水路部の平均流速と平均水深の関係、低水路の流速係数と平均水深の関係を示したものである。高岡の観測水位は高水敷高以下であり流速係数  $\phi$  は、観測流量を流下断面積で除した平均流速  $V$  を、平均摩擦速度  $\sqrt{g \cdot H \cdot I_0}$  で除して求めた。ここで、 $g$  は重力加速度、 $H$  は流下断面積を水面幅で除したもの、 $I_0$  は観測点近辺の痕跡水位からの水面勾配（高岡地点:1/450、亀岡:1/220）である。亀岡の観測水位は高水敷以上であり低水路部分の流量の資料が必要であるが資料が残っていないので、高水敷の  $\phi$  を 8 と仮定して断面分割法により低水路の流量、流速、水深を算定して流速係数を算定した。なお評価された高水敷上の流量は観測洪水流量の 2.2% 以下である。高水敷の流速係数が多少実体と異なっても流量観測誤差の範囲であり、低水路部の  $\phi$  の評価に影響はない。なお痕跡水面勾配を用いて掃流力を評価したので、評価され  $\phi$  の値には数割の誤差を含むものと考えらる。

高岡地点（6.2k+50m）の  $\phi$  は 9 ～ 12 程度であり、砂堆河床であることが推測される。また洪水前期と後期でその値が多少異なり前期の方が  $\phi$  は大きい。これは洪水前期の水面勾配が痕跡水面勾配より急であるためであろう。

亀山地点（22.8k - 8m）の  $\phi$  は水深 1.4m（ $\tau_* = 0.703$ ,  $H/d = 255$ ）で 12.8, 1.9m（ $\tau_* = 0.927$ ,  $H/d = 339$ ）で 16.2, 2.2m（ $\tau_* = 1.09$ ,  $H/d = 395$ ）で 16.5 である。なお  $\tau_*$  および  $H/d$  の値は小礫（5.6mm）で評価している。図 3.2.10 によると水深 1.9m および 2.2m の  $\phi$  の値は小礫の平坦（アッパーレジーム）の場合の粗度に相当し、中・大礫（9cm）（⇒図 3.2.5）の平坦河床相当  $\phi$  の

値11～12より大きい。河床は中・大礫の上を小礫が大部分を覆っている状態であると想定される。水深1.43mについては、小礫の遷移河床状態あるいは中・大礫が河床の大部分を覆う場合の $\phi$ となっている。本地点は、砂防堰1号(23.9k)下流の川幅が狭い区間から川幅広がる地点にあたり(⇒図3.2.8)、洪水時には小礫が河床を覆うのであろう。なお2006年の調査によると22.8km地点左岸の表層材料はアーマ化された中・大礫であり、表層化は小礫を多量に含んでいた。

本地点より上流の23.0～23.4km区間(単断面区間)の痕跡水位に一致するマンシングの粗度係数は0.033程度であり、 $\phi$ は中・大礫相当(7～8cm)の11～12程度である。川幅が上・下流より狭いので洪水時は河床が侵食される区間であるので、河床をアーマ化された中・大礫が覆ったのであろう。

鈴鹿川のセグメント1においては、上流から輸送される小礫供給量と検討対象区間の小礫流送能力との差異、すなわち堆積空間であれば小礫的性格の粗度となり、侵食空間であれば中・大礫的性格の粗度になる可能性が高い。また堆積空間となるか侵食空間となるかは、時間(流量)の経過(変化)により変わるので、平常時の表層材料が洪水時の表層材料であるとは限らない。

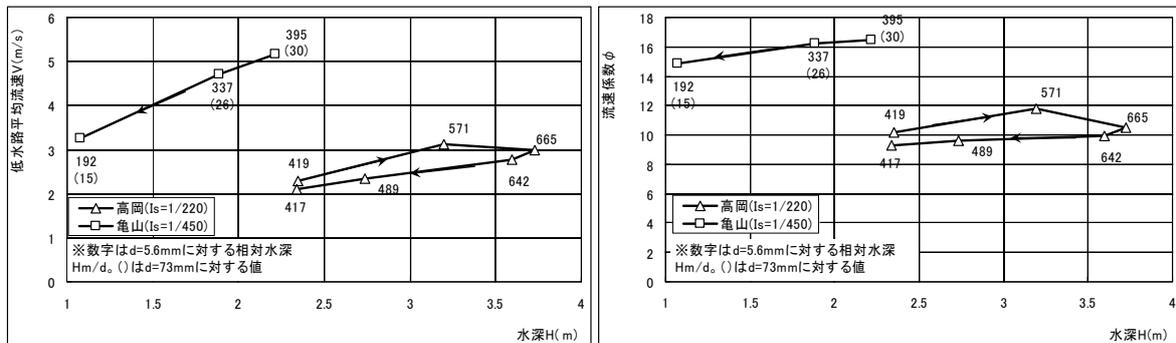


図 3.2.9 洪水時における流速～水位, 流速係数～水位の関係

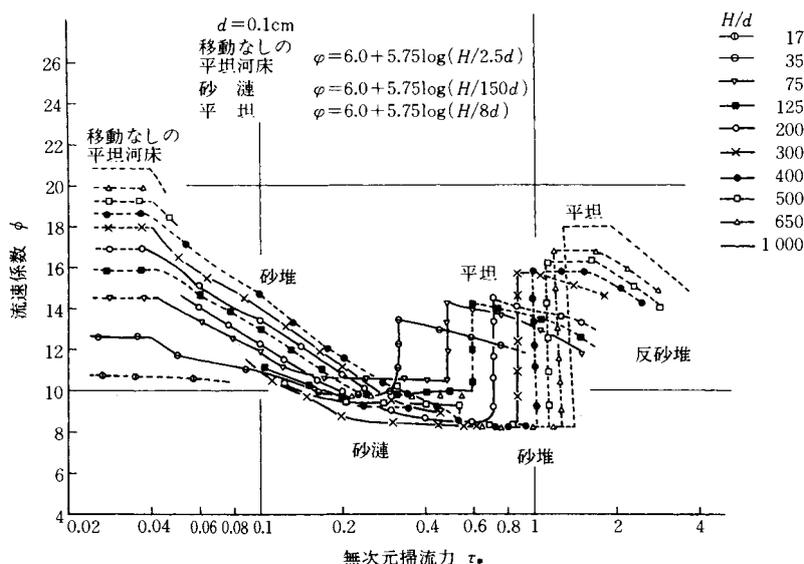


図 3.2.10  $\phi$ と $\tau_*$ ,  $H/d$ の関係 ( $d=0.1\text{cm}$ ) (山本, 2004c)  
\*砂利川においてもほぼ同様の関係が成立すると考えられている

## 〔7〕地質層序構造

図3.2.11、図3.2.12に堤防の安全度点検のためにボーリングされた資料を用いて堤防下の土層構造の推定結果を示す。これより鈴鹿川の河床下の土質は以下のように推定される。

① セグメント1-①=23.8～27.8km

本区間は山地から沖積地に出たところに形成された河道区間であり沖積層は薄く、河床の深いところ、また河岸に洪積層礫層や鮮新世の基岩が露出しているところがある。

② セグメント1-②=19.7～23.8km

沖積層の厚さが増すが、6～8m程度しかない。

③ セグメント2-1-①=19.7～14.8km

堤防沿いのボーリング資料によると河床下の材料は河床材料と同様な礫を主体とする材料からなるが、その厚さは6m程度である。なお右岸18.2km、左岸15.8kmには洪積礫層が存在する。この洪積礫層が河床に露出しているかは不明である。

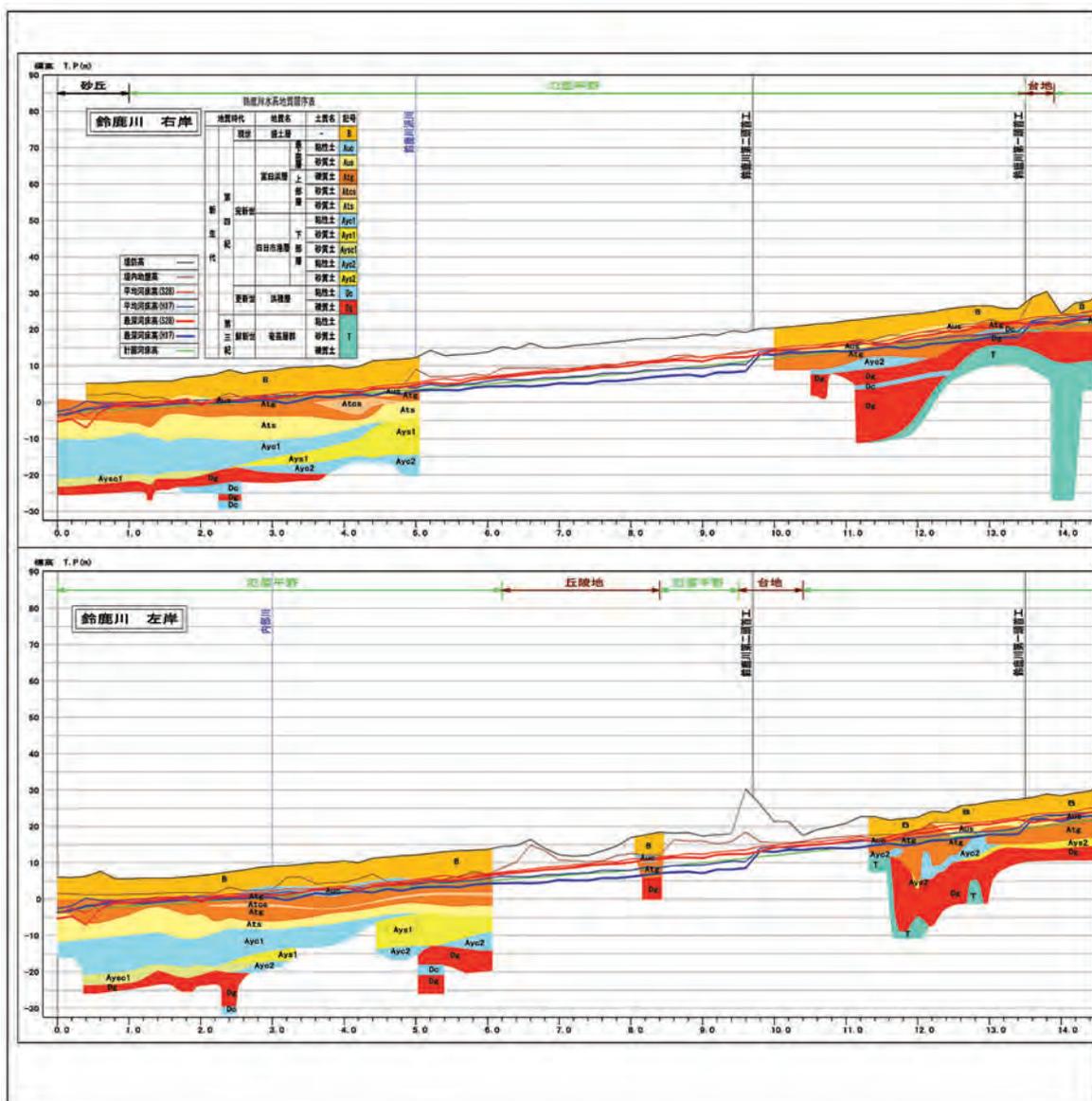


図 3.2.11 鈴鹿川水系地質層序図（三重河川国道事務所資料）

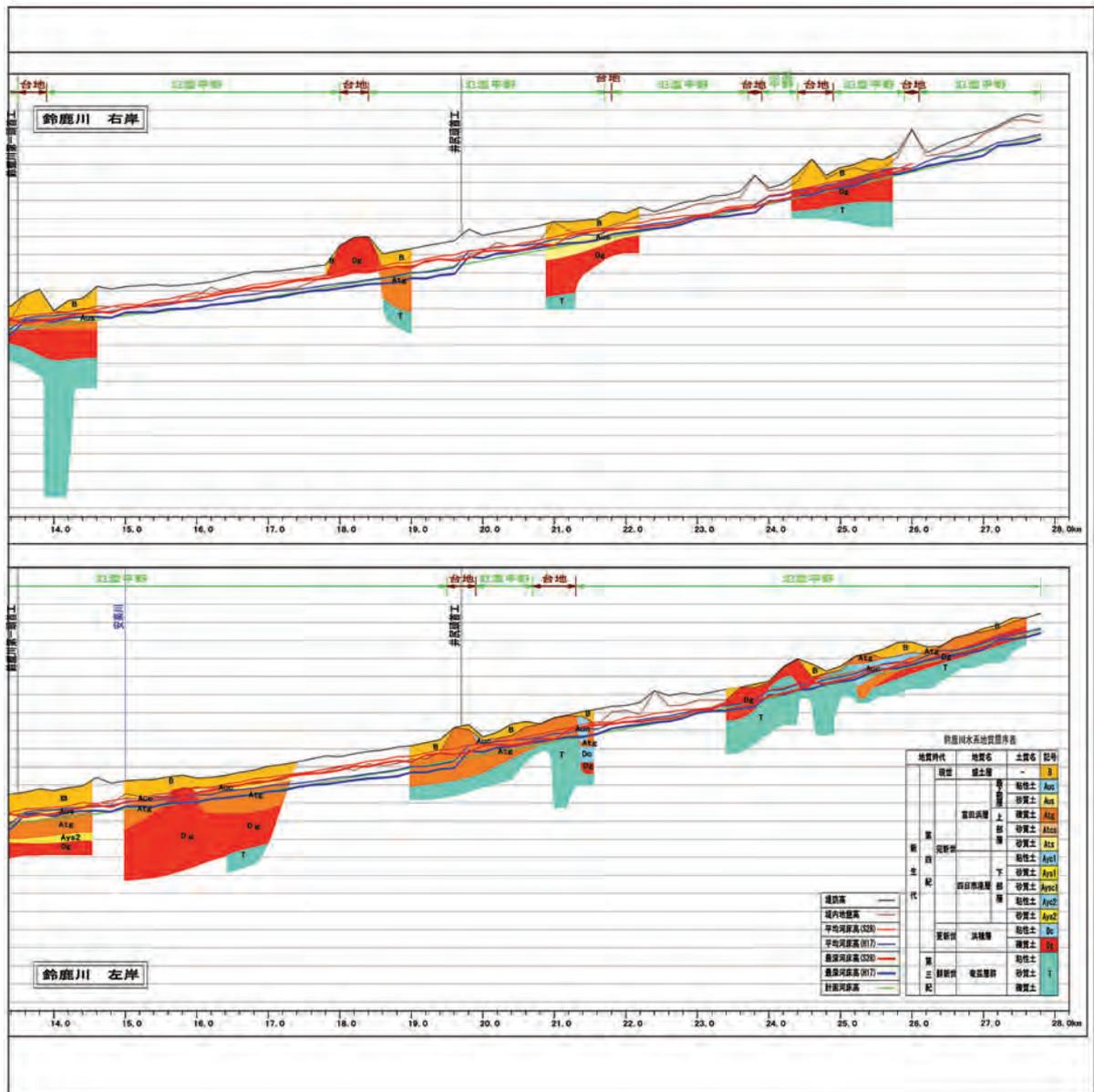


図 3.2.12 鈴鹿川水系地質層序図（三重河川国道事務所資料）

④ セグメント 2-1-②=14.8～5km

本区間には 6km 地点を横切る四日市断層が存在する。上流 8km 付近で河床下には標高 6～7m の埋没段丘が存在し、その上に厚さ 6～8m の沖積層が乗る。6km より下流は洪積層上面が -20m 以下となり沖積層の厚さが増す。

⑤ セグメント 2-1-③およびセグメント 2-2=5～0km

本区間の沖積層は、海水面変化による堆積環境の変化の影響を表現する沖積層基底部の砂層、粘土層、砂層、礫層の層序構造を持つ。

## 〔8〕 河岸物質とその構造

河岸が侵食された区間の様子を写真で示す。

- ・ 24.7km 左岸付近 (セグメント 1-①)

2006 年 8 月の河岸の様子を写真 3.2.7 に示す。河岸には大礫および中礫が存在し、また水面下にも存在する。植生面と水面の高さの差は 1m 程度である。

- ・ 23.9km 付近河岸と河床 (セグメント 1-①)

砂防堰第一号 (床止め工) の下流は、江戸時代 (1799 年) 洪積段丘を開削し流路を固定し洪水被害を軽減したところである (写真 3.2.8)。加太川層である砂泥岩が河岸および河床の一部に露出している。

- ・ 20.1km 左岸付近 (セグメント 1-②)

2006 年 8 月の河岸の様子を写真 3.2.9 に示す。植生面と水面の高さの差は 1m 程度である。垂直に立つ侵食崖に中礫層が挟まれている。水際部には侵食された土砂が堆積し斜面となっている。中礫が表層をアーミングしていないが水面下の河床は中礫が覆う。

- ・ 9.0km 右岸付近 (セグメント 2-1)

2006 年 9 月 7 日の河岸侵食部の様子を写真 3.2.10 に示す。中礫が侵食斜面を覆い、その厚さは一層しかない。2箇所測定した斜面の傾斜角は 17 度と 18 度であった。



写真 3.2.7 24.7k 付近左岸の河岸部



写真 3.2.8 23.8k 付近右岸より上流



写真 3.2.9 20.1k 付近左岸の河岸部



写真 3.2.10 9.0k 付近右岸部河岸の状況



写真 3.2.11 侵食部上流端付近

水際部の表層粒度分布を線格子法（山本h, 2004）で測定した結果は**図3.2.13**の様であり、60%粒径が2.7cmの中礫であった。この中礫は河岸侵食部の水面下にも存在した。河岸侵食区間の上方近くではアーミングが進んでおらず**写真3.2.11**のようであり、河岸構成材料は中礫混じりの小礫であり、河岸近くに高水敷には薄くシルト混じりの細砂が乗り、そこには草本類が生えていた。

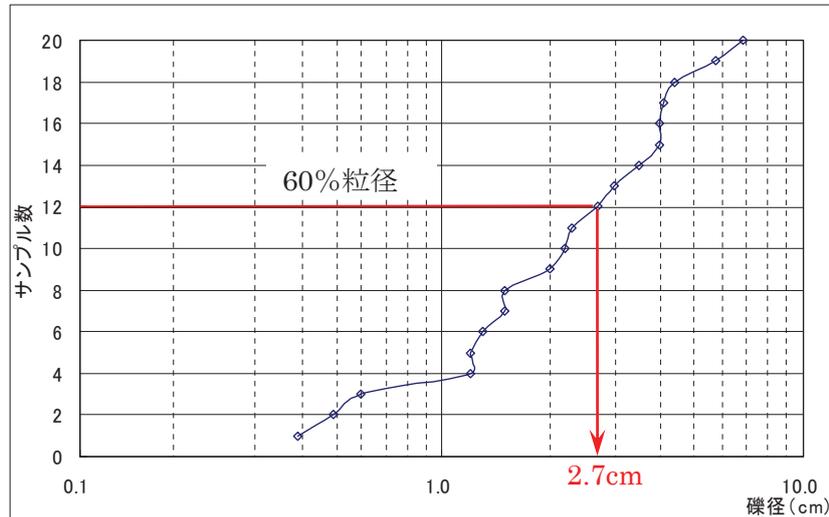


図 3.2.13 粒度分布曲線 (9.0km 付近)

・ 4.0km 右岸付近 (セグメント 2-1-③)

2006 年 8 月の河岸の様子を**写真 3.2.12** に示す。表層部は泥層 (25cm) が存在し、その下方には洪水履歴を示す浮遊堆積物が平行に 2 列になって堆積している。その下は河床堆積物である。砂川の河岸形態と似ている。



写真 3.2.12 侵食部上流端付近

## 〔9〕 鈴鹿川の河道特性のまとめ

表3.2.1に鈴鹿川直轄区間の河道特性をセグメントおよび河道区間ごとにまとめた。なお河口部のセグメント2-2は川幅が下流の向けて広がること、浚渫、潮位の影響を受けていることにより、その河道特性量の代表性は他の小セグメントに比し悪いので表示しない。

表 3.2.1 鈴鹿川河道特性総括表

セグメント区分 (区間)	2-2 0.0～3.1	2-1-③ 3.1～5.1	2-1-②下 5.1～9.8	2-1-②中 9.8～13.5	2-1-②上 13.5～14.9	2-1-① 14.9～19.7	1-② 19.7～23.8	1-① 23.8～27.8
河床勾配	1/1,114	1/752	1/776	1/627	1/692	1/375	1/311	1/216
川幅 (m)	195	114	157	182	149	101	96	76
平均年最大流量 (m <sup>3</sup> /S)	720	580	800	800	800	370	370	370
代表粒径 (mm)	5.6	5.6 (20)	5.6	5.6 (37)	5.6	5.6 (37)	5.6 (45)	5.6 (73)
水深 (m)		2.8	2.6	2.4	2.1	1.9	1.7	1.9
エネルギー勾配		986	665	380	420	391	263	239
$u_*^2$ (cm/s) <sup>2</sup>		249	359	521	472	446	588	722
無次元掃流力 <sup>注)</sup>		0.292	0.413	0.620	0.477	0.510	0.680	0.821
水深粒径比 <sup>注)</sup>		506	461	417	388	338	311	333
平均流速 (m/s)		1.5	1.8	1.9	2.3	2.0	2.3	2.6
川幅水深比		40	61	76	72	53	55	41
平面形状	多列	単列あるいは2～3列						単列

注：無次元掃流力および水深粒径比は小礫5.6mmとして評価した。代表粒径（ ）は中礫・大礫集団である。

### 3.3 山間部の河道の様子と供給土砂

鈴鹿川の直轄区間に供給される土砂の粒径とその量は、山間部の地形、地質、植生、砂防工事に影響される。

鈴鹿川直轄区間に存在する小礫は花崗岩の風化物であるマサである。その供給源は、図2.2.1の地質図に見るように、鈴鹿川本線山地部、加太川左右山地部、安楽川山地部である。御幣川および内部川の山地部からも花崗岩の風化物である小礫が供給されるが、古生代の地質である面積が多くその供給量は加太川、鈴鹿川、安楽川より少ない。

鈴鹿川直轄区間に供給される中礫および大礫は、山地上流部の花崗岩・花崗閃緑岩、加太川層の泥岩、砂岩、御幣川から供給される古生層の泥岩、頁岩、チャートである。内部川は古生層の泥岩、頁岩、チャートの礫を生産するが河口近くで合流するので鈴鹿川への中礫供給には貢献しない。

写真3.3.1に加太川右支川上流部の河道の様子を示す。山間部にかかわらず小礫が堆積している。鈴鹿川上流は写真3.3.2のように小さい沢からマサ化した小礫および中礫が供給されるが中礫の供給が少ない。両川ともに花崗岩が滑床したところが散見される。

安楽川は、山地から出ると固結度の弱い安芸層郡の堆積岩（泥岩、砂岩）からなる丘陵を下刻

しながら穿入蛇行して流れ、側刻により土砂を供給するが、その量は少ない、なお丘陵表層には礫が乗っている。

御幣川および内部川の山地部は、秩父層群の砂石・頁岩・チャート・輝緑岩・輝緑凝灰岩および石灰岩が存在し、それらの岩石が供給されるので礫中に占める古生層の岩質のものが増加する。**写真3.3.3**に内部川上流河道の表層河床材料を示す。黒色系の礫分が多くなっているのが分かる。



写真 3.3.1 加太川上流部の状況



写真 3.2.2 鈴鹿川上流部土砂生産域の状況



写真 3.3.3 内部川上流部の河床材料

## 4. 鈴鹿川の河道特性を規定する河床材料

### 4.1 沖積河川における代表粒径 $d_R$ と平均年最大流量時の $u_*^2$

山本 (2004b) によると, わが国の沖積河川の河床材料と平均年最大流量時の  $u_*^2$  との関係は図4.1.1のようである. 図4.1.2は  $u_*^2$  と粒径  $d$  の平面図上に,  $u_* / \omega$  が1 (浮遊砂が生じる条件), 2.5 (浮遊砂が水面まで到達する条件) および15 (ワッシュロード的運動形態になる条件) に相当する値を一点鎖線で示し, また日本の沖積地河川における平均年最大流量時の  $u_*^2$  と代表粒径  $d_R$  の関係を太実線で示したものである.

図4.1.1の関係になるのは, 以下の理由であろうと推定した.

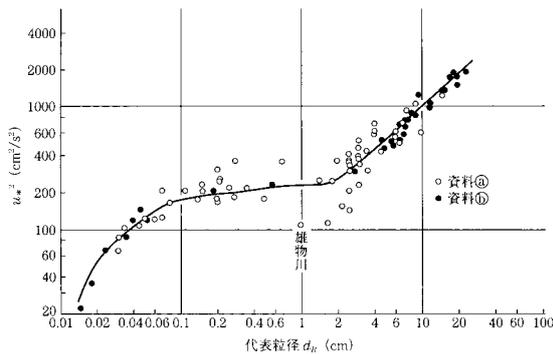


図 4.1.1 日本の沖積河川の  $\tau_{*R}$  と  $d_R$  の関係

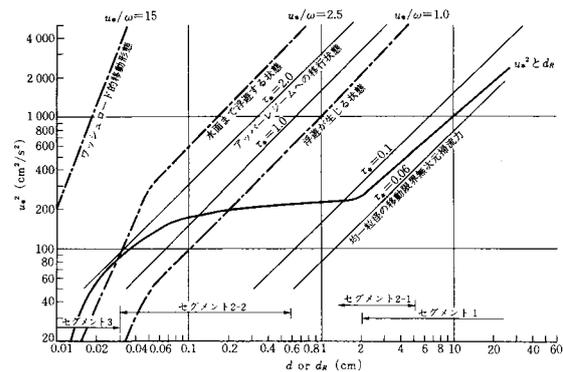


図 4.1.2 粒径  $d$  と流砂形態

#### (1) 代表粒径が 2cm 以上の河道

$d_R$  が 2cm 以上の河道では, 勾配の急な扇状地河川河道 ((セグメント1) でも勾配の緩い自然堤防帯の河道 (セグメント2-1) でも, 平均年最大流量  $Q_m$  時の  $u_*^2$  は河床材料が全面的に動きうるような値となっている ( $\tau_{*R} = 0.06 \sim 0.1$ ). 粒径の大きい方が多少  $\tau_{*R}$  が小さくなる傾向が見られる. セグメント1では河岸が河床材料と同様なもので構成されており, 河床材料が全面的に移動しうる掃流力の状態まで川幅が拡がり, それ以上拡がると砂州の移動を伴いつつ, 一方で侵食, 他方で堆積が生じ, ある範囲に落ち着くのだと考える. セグメント2-1では河岸の上・中層が粘着力をもち流水にある程度耐えられる材料から成るが, 下層は河床材料と同様であり, 洪水時に河床が全面的に移動すると, 湾曲部に深掘れが生じ河岸が崩れてしまうので, セグメント1と同様な代表粒径  $d_R$  と  $u_*^2$  の関係になるものだと考える.

河岸が河床と同一材料からなる人工水路に通水すると, 小規模河床波が平坦であれば最終状態の水路の  $\tau_{*R}$  は 0.04 ~ 0.08 程度であり, ほぼ移動限界掃流力に近い値となっている (Wolman ほか, 1961; 山本, 1978).

#### (2) 代表粒径が 0.06 ~ 2.0cm の河道

$d_R$  が 2cm 以下, 0.6mm 以上の河道では,  $u_*^2$  がほぼ  $150 \sim 250 \text{ cm}^2/\text{s}^2$  となっている. これは河岸の粘土混じりシルト・細砂の耐侵食力の大きさが, 河床材料を移動させる力より大きく, 河岸の耐侵食力に応じた河道スケールになるためと考えられる. ただし, これは河岸が侵食されないということではない. 凹岸側が侵食をされると, 凸岸側には掃流力が小さいため細粒物質の堆積が生じる水理環境となり, ある川幅に落ち着くのである.

### (3) 代表粒径が 0.1 ~ 0.6mm 以下の河道

これより  $d_R$  が小さくなると急に  $u_*^2$  が小さくなる。中砂を河床材料としてもつセグメント 2-2 の河道では、上流のセグメントで浮遊砂的に流下していた中砂が掃流砂となるような  $u_*^2$  の値に、また  $d_R$  が 0.3mm 以下の河床材料をもつセグメント 3 の河道では、上流のセグメントでワッシュロード的であったものが、浮遊砂的な運動形態をもつ水理量 ( $u_* / \omega = 4 \sim 5$  程度、ここで  $\omega$  は粒子の沈降速度) となっている。ここでの平均年最大流量時の低水路の流速は、中砂の河川では河床が遷移河床であることが多く流速 1 ~ 1.5m/s 前後、セグメント 3 では砂漣で流速が同様に 1m/s 前後である。代表粒径が 0.06 ~ 2cm の河道と同様、河岸の対侵食力と堆積条件に応じた河道のスケールになるものとする。

### (4) 代表粒径が 0.1mm 以下の河道

河床材料の  $d_A$  が 0.1mm 以下となると、**図 4.1.3** に示すように河床材料の均一性が悪くなる。この原因としては次のことが考えられる。

代表粒径が 0.15mm 以上の河床材料が堆積する河道は、それが堆積するときシルト・粘土が堆積できるような静水的环境にはない。すなわちここではシルト・粘土はワッシュロードとして移動している。

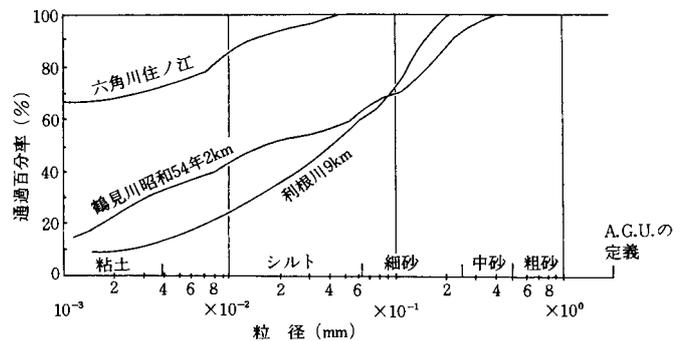


図 4.1.3 粒径物質の粒度分布図

平均年最大流量時の  $u_*^2$  が  $15\text{cm}^2/\text{s}^2$  以下のところでは、浮遊砂的な運動形態となる沈降速度  $\omega$  が  $u_* / \omega = 4$  となる粒径は 0.1mm 以下であり、シルトが堆積しえるような流水環境である。粘土および微細・細粒シルトはこのような環境でフロキュレーションを起こし、さらに塩類の影響でそれが促進され実質的な沈降速度が増大し、微細砂と共に堆積する。このため堆積物の均一性が悪くなるのである。

シルト・粘土は洪水時に多量に輸送され平常時には少ないので、河床堆積物の大部分は洪水時に堆積したものである。

### (5) 両河岸が侵食されない河道

沖積河川の河岸物質は基本的には自身が運んだ土砂堆積物からなり、川幅は自己調整作用の中にあるが、沖積地直上流の山間部（狭窄部）では谷幅と河道幅がほぼ同じとなり、川幅が下流のセグメントより狭い。すなわち平均年最大流量時に河床に働く掃流力は下流に比べて大きい。一般に、この掃流力の変化に応じて河床材料が下流の比べて大きくなるのが普通である。供給土砂に 1cm 以上の粒径集団が 1 つしかない場合には、砂利集団の土砂移動の連続性条件より下流のセグメントより河床勾配が緩くなる。河岸が岩からなる狭窄部では、河床に側岸からもたらされた巨礫やベッドロックが露出することが多い。河岸が侵食されにくい狭窄部や人為的に川幅を縮小し護岸で河岸を固めてしまうと、**図 4.1.1** に示した  $u_*^2$  と  $d_R$  と差異が生じ、**図 4.1.1** を適用し得ない。

低水路のスケール、すなわち、川幅  $B$ 、河積  $A$ 、水深  $H_m$ 、および低水路の平均流速  $V_m$ 、フルー

ド数  $F_r$  は、河床勾配  $I_b$ 、河床材料の代表粒径  $d_r$ 、平均年最大流量  $Q_m$  の三量によって評価可能である。

平均年最大流量時の流速係数  $\phi$  は、**図4.1.4**に示す様に河床勾配  $I_b$ 、代表粒径  $d_r$  の3量によりほぼ定まるので

$$\phi = f_1(d_r, I_b) \dots\dots\dots (4.1.1)$$

と表せる。  $u_*^2$  の値は、**図4.1.1**より

$$u_*^2 = f_2(d_r) \dots\dots\dots (4.1.2)$$

となる。  $u_*^2 = g \cdot H_m \cdot I_b$  であり、  $Q_m = B \cdot V_m \cdot H_m$  であるので

$$H_m = 1/g \cdot f_2/I_b \dots\dots\dots (4.1.3)$$

$$B = f_1^{-1} \cdot f_2^{-3/2} \cdot g \cdot Q_m \cdot I_b \dots\dots\dots (4.1.4)$$

$$A = f_1^{-1} \cdot f_2^{-1/2} \cdot Q_m \dots\dots\dots (4.1.5)$$

$$V_m = f_1 \cdot f_2^{1/2} \dots\dots\dots (4.1.6)$$

$$B/H_m = f_1^{-1} \cdot f_2^{-5/2} \cdot g^2 \cdot I_b^2 \cdot Q_m \dots\dots\dots (4.1.7)$$

となる。

以上、河道の平均的なスケールは、  $Q_m$ 、  $d_r$ 、  $I_b$  の3量の関数として表現しうる。その他の種々の地形要素  $Y_i$  についても

$$Y_i = f_i(Q_m, d_r, I_b) \dots\dots\dots (4.1.8)$$

の関係が成立するものとして記載が可能である。

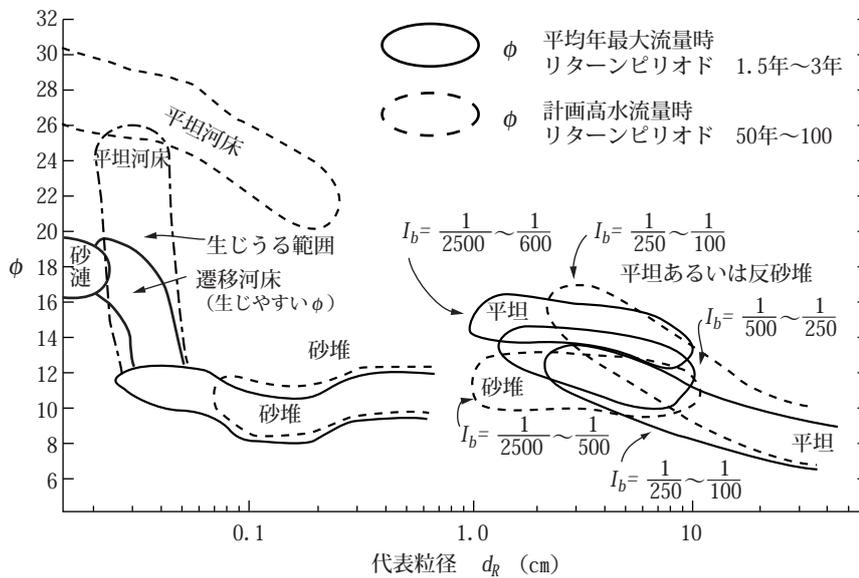


図 4.1.4  $\phi$  と代表粒径の関係 (山本, 修正)

図4.1.5には式(4.1.6), 図4.1.1および図4.1.3より平均年最大流量時の平水路および100年確率洪水流量時(堤防があり溢れない日本の河川を考へ, 平均年最大流量時の水深の2倍相当水深となるとした. 自然河川あれば氾濫するのでこれほど深くならない)の平均流速 $V_m$ を示した. $d_R$ が0.2~0.4mmの河床材料を持つ河川は, 平均年最大流量時に遷移河床領域となるため図4.1.5には起こりうる可能性のある砂堆河床および平坦河床の流速が点線で示されているが, 遷移河床の1.0~1.5m/s程度と考えてよからう. 同様に $d_R$ が1~3mm程度の河川では100年確率洪水に平坦河床となりうる可能性があり, 砂堆河床と平坦河床の両方の流速を示しておいた.

以上, 図4.1.1より引き出されたことを述べ, わが国の沖積河川の平均年最大流量時に河床に働く掃流力と粒径の関係は, ほぼ一本の関係でまとまり, またその関係は土砂の堆積条件, 河岸物質の耐侵食力から説明が可能であるとした.

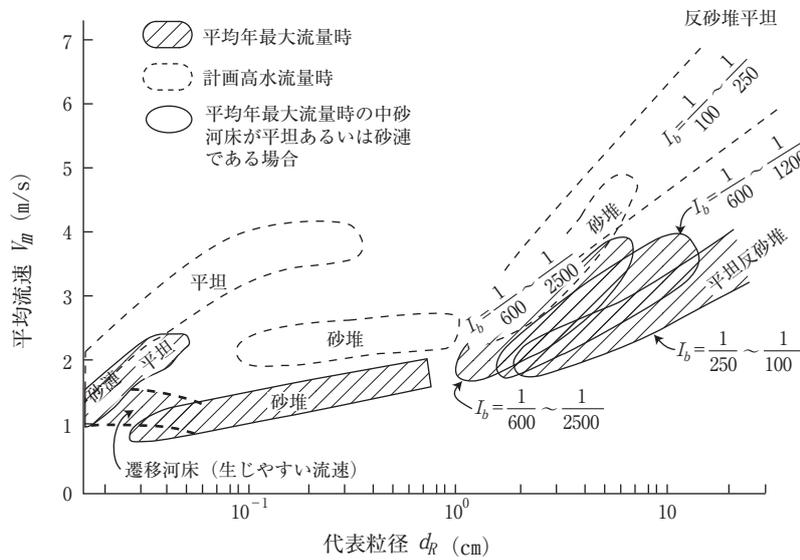


図 4.1.5 平均年最大流量時及び 100 年洪水時の低水路の平均流速

## 4.2 鈴鹿川の河道特性の特異性

鈴鹿川セグメント2-1の区間の $u_*^2$ の値は $400 \sim 500 \text{cm}^2/\text{s}^2$ であるので, 河床材料の主モード材料である1~10mmの集団を代表粒径 $d_R$ (5.6mm)とすると, 図4.1.1の関係からずれてしまう. 平均年最大流量時の流速も2~2.5m/sとなり河岸に堆積するシルト・粘土混じりの砂層の流水に対する耐侵食速度1~1.5m/sを超えている. C集団の材料を代表粒径にすると図4.1.1の関係とほぼ一致し, 無次元掃流力は0.06~0.08程度となる. A集団が5.6mmで, C集団の河床材料に占める割合が10~20%程度であれば, 河道のスケールを規定する材料は粒径の大きい集団であると考えざるを得ない. しかしながら砂州形状を見るとA集団の粒径が支配するスケールの砂州となっている区間もある. A集団の河床材料の移動限界 $u_*^2$ の値は $70 \text{cm}^2/\text{s}^2$ であるので, A集団は平均年最大流量時水深の6分の1程度の水深で動きえる. 種々の河道特性については, 2集団のどちらの影響が強いのかによってその特性記述のための粒径集団が異なるといえる.

## 〔1〕 鈴鹿川での土砂移動特性と河道スケール支配集団

以下小セグメントごとに記す。

### ① セグメント 1 - ① = 23.8 ~ 27.8km

本区間の  $u_*^2$  は  $720\text{cm}^2/\text{s}^2$  程度であり、この粒径に対する河床材料の代表粒径（中礫と大礫集団の平均粒径相当、7.3cm）に対する平均年最大流量時の無次元掃流力は0.061程度である。小礫が20～40%存在するがこれが河床のスケールを決める材料ではないと判断される。平均年最大流量時の小礫に対応する粒径集団の無次元掃流力は0.8程度であり、小礫が集中したところでは砂堆が形成されると推定されるが、 $H/d=340$ 程度なので遷移あるいは平坦河床である可能性もある（山本, 2004c）。

### ② セグメント 1 - ② = 19.7 ~ 23.8km

本区間の  $u_*^2$  は  $590\text{cm}^2/\text{s}^2$  程度で、中礫（4～5cm）の材料に対して無次元掃流力は0.076程度となる。小礫に対しては0.65である。1999年の河床材料調査では中礫の割合が25～60%で小礫と半々ぐらいである。小礫は通過粒径と判断される。

### ③ セグメント 2 - 1 - ① および セグメント 2 - 1 - ② = 19.7 ~ 5.1km

本区間における平均年最大流量時の  $u_*^2$  は  $450\text{cm}^2$  程度である。小礫が70%以上を河床材料に占める場合のA集団（小礫）に対応する無次元掃流力は0.5程度であり（ $\phi$ が11～12程度、 $n$ 値は0.033程度）、砂堆が形成される値である。砂堆河床においては、移動しえる最大粒径は無次元移動限界掃流力が0.06程度であるので（⇒参考資料1〔2〕）、平均年最大流量時に移動しえる最大粒径は4.6cmと評価される。中礫集団のすべては動き得ない掃流力である。

小礫が50%以下であれば河床に砂堆の生じる部分は少なくなる。平均年最大流量時の中礫平均粒径に対する無次元掃流力は0.06であり、一方、河床がアーマ化されつつある過程での中礫集団の平均粒径に対する移動無次元掃流力は0.03程度と推定されるの（⇒参考資料1〔1〕, 注4）、中礫集団の粒径はすべて動き得る。

なおC集団が10%存在する河床材料においてA集団が砂堆で移動しており、C集団が移動できない水量では、C集団平均粒径の6～8倍の河床低下が生じるとC集団が表層の60%以上を占めるようになり河床の低下は進まなくなる（山本, 1976, 2004e）。すなわち40～60cm河床低下するとC集団が大部分を占めるようになる（⇒注2）。洪水時河床低下する場所はC集団が河床を覆うアーミング現象が生じると推定される。

実際、3.2〔8〕 および写真3.2.2で示したように、河岸侵食部の表層材料、河床下部の河床表層材料は中礫および大礫集団となっている。河道のスケールを規定する粒径を中礫相当とすると平均年最大流量時の河床に働く掃流力に対応するものとなる。本区間の河床には小礫が多いが、河道スケールを規定するのは中礫であると結論づけられよう。

平均年最大流量時の川幅水深比は60～80なので、この流量では単列砂州となろうとするが、流量低下時でも小礫が移動するのでスケールの小さい砂州ができる。列数が4程度の砂州が写っている航空写真があり、平均年最大流量時の水深の2.5分の1程度の水深に対応する砂州が形成されているといえる。この水深時の小礫に対する無次元掃流力は0.2程度であるので動きえる。小礫は洪水時中礫層上を砂州および砂堆を形成しながら集団として集まり移動するのである（⇒参考資料1〔2〕, 〔3〕）。

④ セグメント2-1-③=5.1～3.1km

本区間の $u_*^2$ は $250\text{cm}^2/\text{s}^2$ 程度、中礫の平均粒径が2cm程度であり、その粒径に対する無次元掃流力は0.077程度である。

⑤ セグメント2-2=0～3.1km

本区間の $u_*^2$ は等流計算 ( $Q_m=700\text{m}^3/\text{s}$ ,  $n=0.035$ , 1km地点 $B=280\text{m}$ ,  $I=1/1270$ ) で評価すると $151\text{cm}^2/\text{s}^2$ 程度で中砂対応の掃流力、2km地点川幅130mで評価すると $376\text{cm}^2/\text{s}^2$ となり、小礫対応の掃流力となっている。実際に河口付近には中砂が堆積している。

図4.2.1に鈴鹿川本川の小セグメントの平均年最大流量時の代表粒径と掃流力の関係を図4.1.1に示したわが国の沖積河川における平均年最大流量時の代表粒径と掃流力の関係図上にプロットした。セグメント2-1におけるA集団である小礫5.6mmを代表粒径とするとずれが大きく、中礫集団対応とするとずれが少なくなるのが分かる。

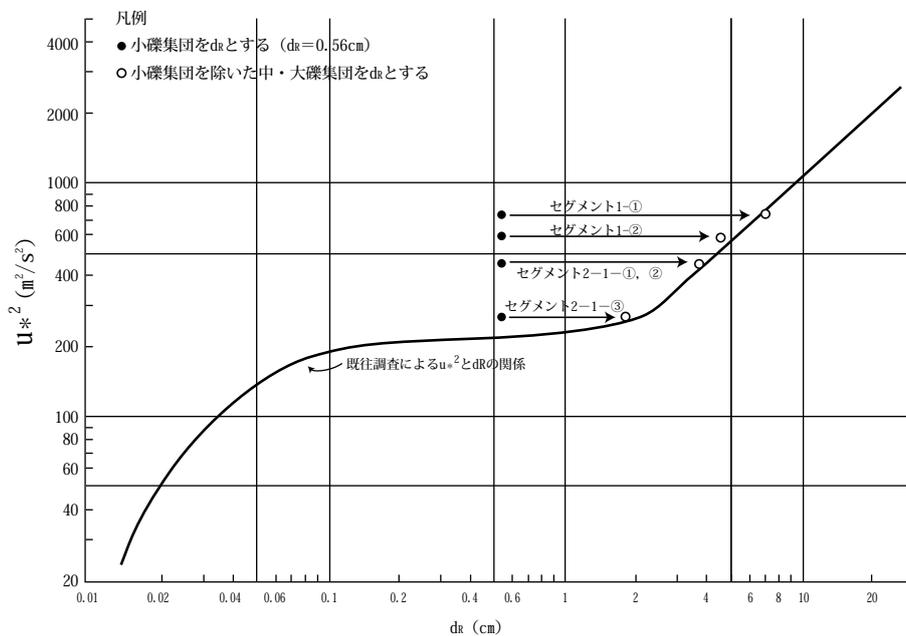


図 4.2.1 鈴鹿川の河床材料粒径と掃流力の関係

〔2〕 河道特性を規定する粒径集団に関する結論

鈴鹿川は山地部から花崗岩の風化物である小礫の供給量が多く、種々の河道特性に影響を与えている。以下に取りまとめる。

① 川幅規定する粒径集団（平均年最大流量時の掃流力を規定する粒径集団）

セグメント1では、中礫および大礫が河道のスケールを規定している。小礫集団が河床の多くを覆うこともある。

セグメント2-1では、小礫集団がA集団となっているにもかかわらず、中礫集団が河道のスケールを規定している。河床洗掘部においては中礫集団が集中し、かつ侵食側河岸下部には中礫が表層を覆い、河床低下を抑制し河岸崩壊が起りにくくなり、砂利川と同じスケールとなるのと考ええる。

## ② 砂州形状を規定する粒径集団

セグメント1において小礫が集まりやすい砂防堰や用水堰上流などでは、小礫で形成される多列砂州が発生することがある。基本は単列砂州である。

セグメント2-1では、小礫集団が砂州のスケールを規定する。小礫は小流量でも動きえる。砂州スケールの支配水深は平均年最大流量時の1/2～1/3程度、流量で言えば平均年最大流量の0.48～0.63倍程度の流量である（⇒注3）。砂州スケールを規定する水深に対応する小礫の無次元掃流力は、0.2～0.35程度であり、小礫は移動し得る。なお中礫は平均年最大流量時、集中すれば移動しないが分散していれば移動し得る掃流力である（⇒参考資料1）。

## ③ 河道の平面形状

セグメント2-1の河道の蛇行形状を規定するのは平均年最大流量程度の流量である。小礫が主体となる砂州形状は河道平面形状と調和的でない。河道の蛇行形状は年最大流量時の川幅水深比（60～80）に対応する蛇行度と波長を持つ。

## ④ 河道の粗度（小規模河床波）

セグメント1における洪水時の河床形態は、中礫および大礫からなる河床材料で規定される平坦河床相当の粗度であるが、表層小礫が覆う場合は小礫のアップレージム相当粗度となる。小礫の集中するところは小出水では砂堆が生じるが、大洪水時には平坦河床となる。

セグメント2-1における洪水時の粗度は、小礫に規定され砂堆が形成されるが、一部、中礫が集中したところは平坦河床となる。なお砂堆の粗度は砂堆の底部に中礫が集まるので、小礫のみで河床材料が構成される場合より流速係数は幾分大きくなる（⇒参考資料1）。

セグメント2-2における洪水時の粗度は小礫に規定され砂堆が生じる。河口付近で砂集団の部分は小洪水では砂堆となり大洪水時には平坦河床となる。

## 5 河道特性の変化とその要因

### 5.1 横断構造物と河床変動

鈴鹿川には取水確保のための頭首工および井堰が、河床低下防止のための砂防堰が設置されている。その設置位置は図3.2.1の平均河床高縦断図に示されている。その完成年を表5.1.1に示す。

1953年以降の河床平均河床高の変化は、すでに図3.2.3に示した。河床の変化形態を見るとセグメント1とセグメント2-1で異なる。

セグメント1は河床低下量が大きくない。河道掘削量が少なかったこと、河床材料に大礫・中礫の割合が多く、この材料の移動量が小さいこと、3つの砂防堰や2つ頭首工また河床にベドロックが露出する地点があるなどによる。

一方、セグメント2-1においては、図5.1.1、図5.1.2に示す頭首工の直上流および下流の河床変化のごとく、頭首工の直上流においては河床低下量がほとんど生じないが、その直下流は低下量が大きく平均河床高で3～4mに達している。平均河床高の低下量は図3.2.3に示したように下流の侵食基準面（13.6km鈴鹿第一頭首工，9.7km鈴鹿第2頭首工，3km付近河床）からの距離が離れるほど低下量が大きくなっている。

表 5.1.1 堰，床止めの設置位置及び設置年

構造物名	地点	管理者	完成年月	形式
鈴鹿第2頭首工	9.6km+175.0m	三重県	1956	固定堰
鈴鹿第1頭首工	13.4km+120.0m	三重県	1958	固定堰
井尻頭首工	19.6km+81.0m	井和小土地改良区	1977	固定堰
東台頭首工	21.6km+100.0m	東台用水組合	不明	不明
砂防堰一号	23.8km+38m	不明	不明	不明
砂防堰二号	24.2km+78m	不明	不明	不明
福良沖頭首工	24.6km+90m	不明	不明	不明
砂防堰三号	25.2km+74m	不明	不明	不明
落針用水井堰	25.4km	落針川原井堰水利組合	1955	固定堰
大岡寺頭首工	26.0km - 20.0m	宮長治	不明	固定堰
木下用水井堰	27.0km+50.0m	木下井堰組合	1983	固定堰

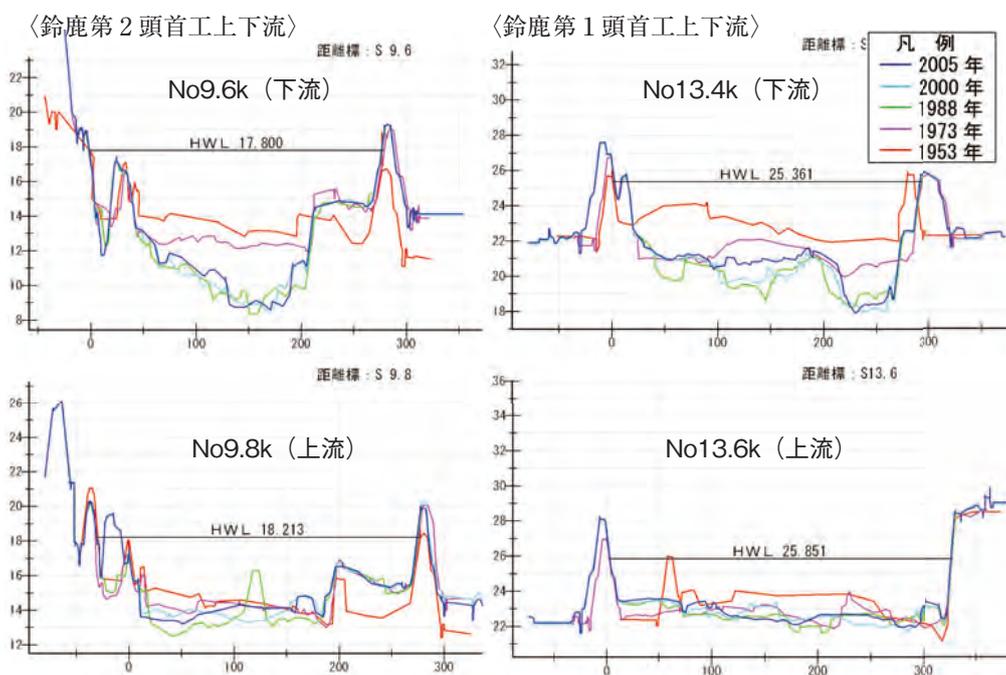


図 5.1.1 鈴鹿川第2，第1頭首工上下流部横断形状経年変化

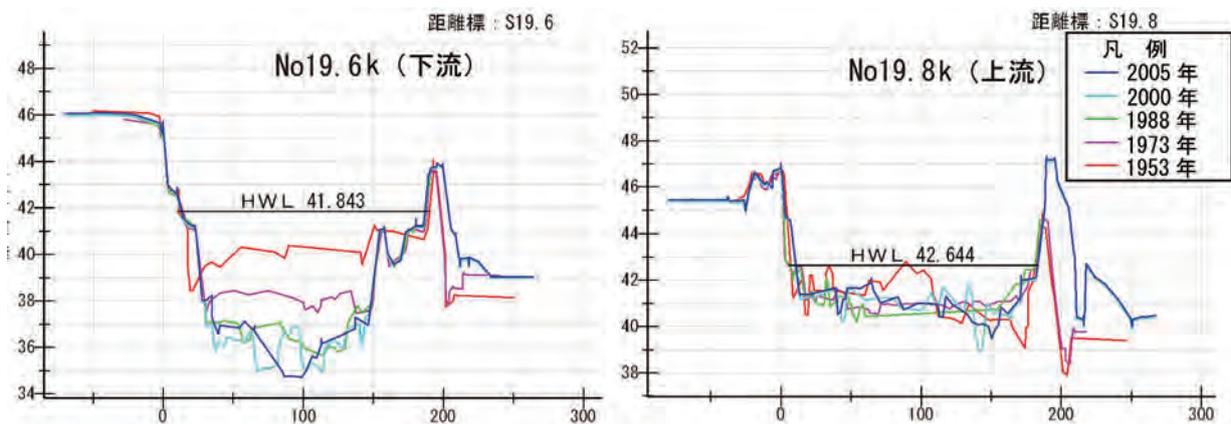


図 5.1.2 井尻頭首工上下流横断形状経年変化

河床変化形態の差異と変化の原因を探ろう

図 5.1.3 に年度別砂利採取量（許可量）を河道区間ごとに示した。また河道区間別の採取量を図 5.1.4 に示した。本川の合計（許可）採取量は  $170 \text{万 m}^3$  である。

セグメント 1 の掘削量はセグメント 2-1-①、2-1-② に比して小さく、セグメント 1 の河床低下量が大きくない理由である。また中礫・大礫の河床に占める割合が大きいため上流からの小礫の供給量が減少しても河床低下の要因にならないのである。

セグメント 2-1-①、2-1-② において測量成果のある 1973 年からの 2005 年までの低水路の河積増加量は約  $210 \text{万 m}^3$ 、（1973 年を基準とした低水路幅にて、1973 年と 2005 年の低水路部の河積差から評価）である。この期間の許可採取量は  $94 \text{万 m}^3$  となっている。実際の砂利採取量は許可採取量よりかなり大きいのが通例であり、採取量はもっと多かったと推定される。なおセグメント 2-1 の河床勾配はここ 60 年で  $1/1.45$  程度となった。この間山地における砂防ダム、流路工が多数設置され、また植林されたので、小礫・中礫の土砂供給量は減少したはずである。1990 年以後、掘削量が減少および零となった区間は河床低下が止まり安定している。現勾配は小礫供給が減少した後の動的平衡河床勾配に近いと言えよう。

セグメント 2-2 の河口部は中砂となっていること、河床掘削により小礫は河道内に堆積してしまうことより、小礫の海部への流出は少ない。山地からの小礫供給土砂は、セグメント 2-1 およびセグメント 2-2 に堆積するはずである。3km 地点付近の河床高が上昇せず安定しているのは、河口部において掘削がなされているからであろう（図 5.1.3 に見るように掘削は 1978～1980 年度に多量になされ、その後も、年数万  $\text{m}^3$  の維持掘削が継続されている）。

1978 年から 2004 年の 35 年間に供給された小・中礫は、山地における小礫および中礫の比生産土砂量を山地高度が低いので  $50 \sim 150 \text{m}^3/\text{km}^2/\text{年}$  程度とすると年  $0.9 \sim 2.6 \text{万 m}^3$  が沖積地への供給量され（土砂を供給する山地面積を流域内の森林部面積に等しいとして計算、森林比率 54%、流域面積  $323 \text{km}^2$ ）、35 年間で  $30 \sim 90 \text{万 m}^3$  が山地部から供給されたであろう。以上より、河床掘削量は許可量の 2.5 倍以上あったと推定される。

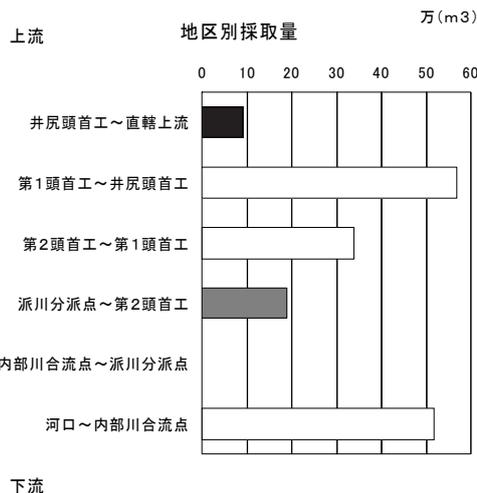


図 5.1.3 年度別砂利採取量〔許可量〕(地区別)

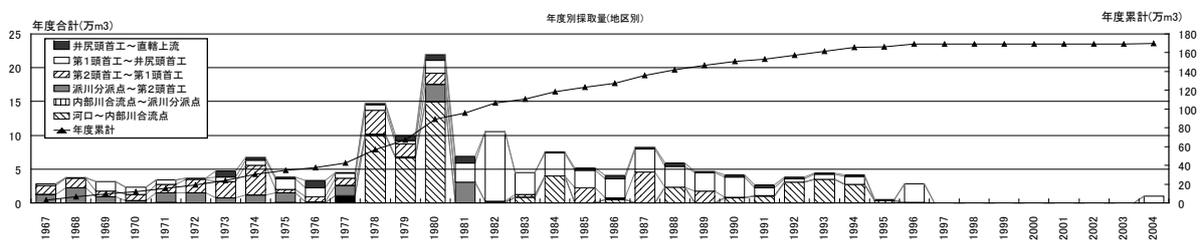


図 5.1.4 年度別利採取量 (河道区間別)

## 5.2 頭首工・床止め工と粒径集団

鈴鹿川直轄区間に存在する頭首工および砂防堰上流は、平水時小礫の集団が河床を覆っている。頭首工および砂防堰上流は、平水時、湛水空間となり掃流力が小さく小礫が堆積するのである。鈴鹿川の指定区間および加太川の床止め工上流、砂防ダム上流も同様である。

## 5.3 川幅の変化とその要因

1953年(昭和28)、1984年(昭和59)、2005年(平成12)の低水路幅川幅を比較すると図5.3.1のようである。人為的に川幅を広げた場所以外は川幅が縮小している。

セグメント2-1の区間である19.7kmから3kmの区間は、写真3.2.3、写真3.2.4に見るように、近年、移動床部分の川幅の減少とその川幅に応じた砂州が形成されつつある。縮小幅の大きいところは頭首工下流部である。川幅縮小の主要原因は、河床低下による河床勾配の減少である(式(4.1.4)によれば粒径が変化しなければ川幅は $Q_m \cdot I_b$ に比例する)。セグメント2-1の区間の勾配は1950年代の勾配の1/1.45程度となっているが、川幅の縮小は勾配の変化ほど縮小していない。なお頭首工直上流は、平水時の水位が低下せず、また頭首工の幅により川幅が規制されるので川幅の変化は少ない。典型的な川幅縮小過程を図5.3.2の横断形状変化図に示す。

セグメント1の区間は河床勾配の変化が少なにかかわらず、低水路幅が縮小している。この区間の川幅縮小は、小礫および中礫の供給量の減少により、河床に中礫および大礫が河床に占める面積が拡大し代表粒径が大きくなったこと、さらに第3紀層の基岩が露出する区間が多くなったことによる。

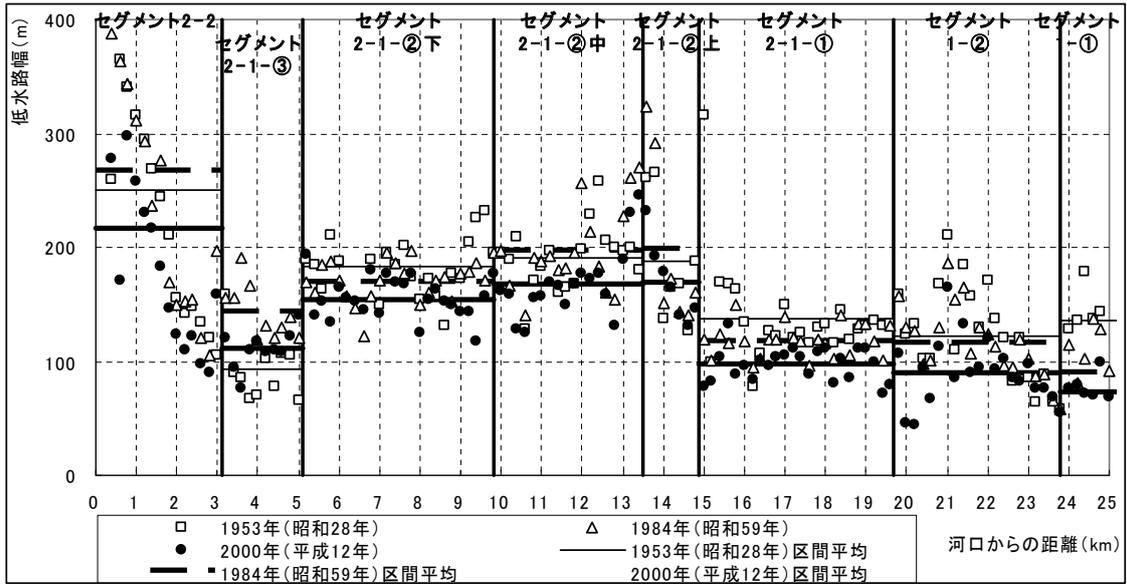


図 5.3.1 低水路幅の経年変化縦断面図

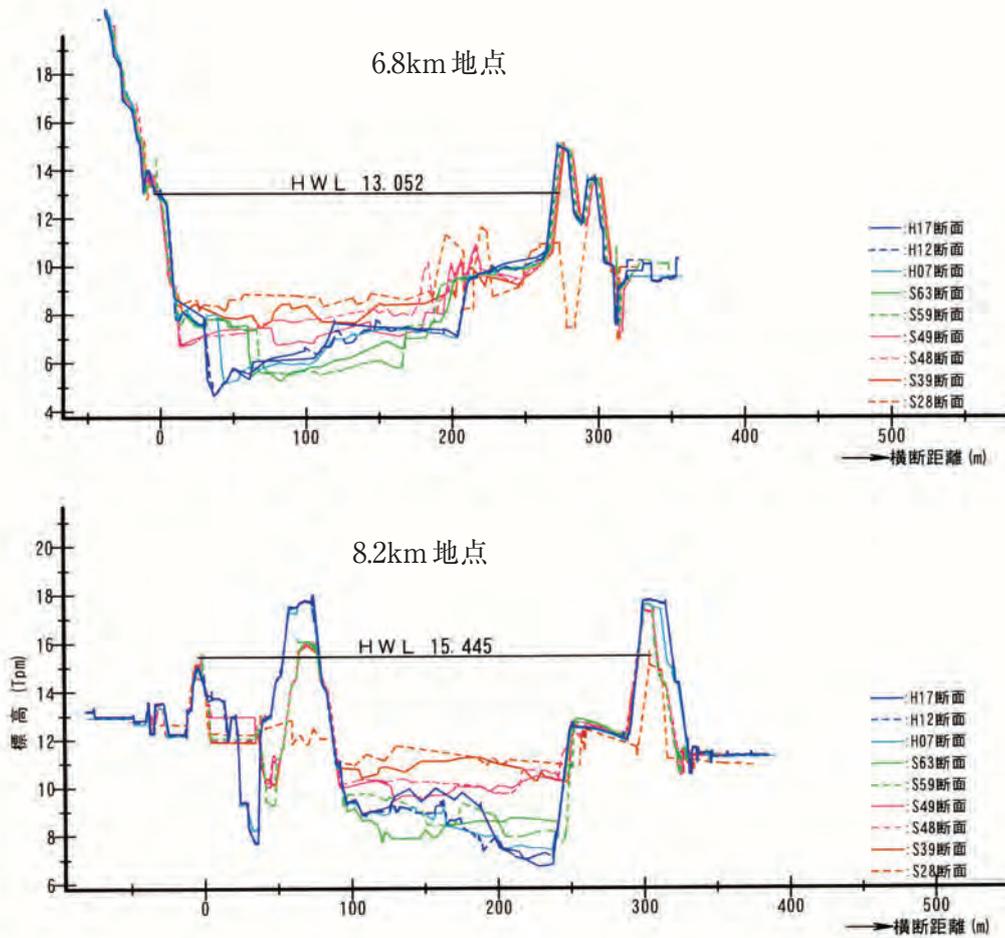


図 5.3.2 川幅縮小過程を示す河道横断形状 (上 6.8km, 下 8.2km)

## 参考資料 1 混合粒径河床材料を持つ河川の土砂移動特性

鈴鹿川のセグメント2-1の区間は、小礫（5mm）と中礫（6cm）の粒径集団を持つ顕著な二峰性の粒度分布を持つ特異な河川である。平均年最大流量時の掃流力を見ると中礫集団に対応するものになっている。

混合粒径河床材料を持つ河道における土砂の移動機構について既存の知見をまとめ（山本, 2004d), なぜ中礫集団の対応する掃流力の河道スケールとなるのか探してみる。

### 〔1〕混合砂礫の移動限界掃流力

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、河床凹凸を表わす相当粗度  $k_s$  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、

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

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 (4.2.2) 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  $d_m \cong 2.5\text{mm}$ ,  $d_{84} / d_{16} = 14$ , ただし  $0.3\text{mm}$  と  $5\text{mm}$  の二峰性粒度分布）の結果より求めた  $q_{si} / u_* d_{bi}$  と  $\tau_{*i}$  の関係図より、流砂量の急減していく  $\tau_{*i}$  を  $\tau_{*ci}$  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  $q_{si} / u_* d_{bi} / \tau_{*i} = 0.2$  となる点の  $\tau_{*i}$  を  $\tau_{*ci}$  としている。さらに上式の  $d_m$  に対する  $\tau_{*cm}$  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) の実験および筆者ほか (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  $d_m=1 \sim 1.3\text{mm}$ ,  $d_{84}/d_{16}=5 \sim 7$ ), 深見ほか (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 の太点線くらいの値である.

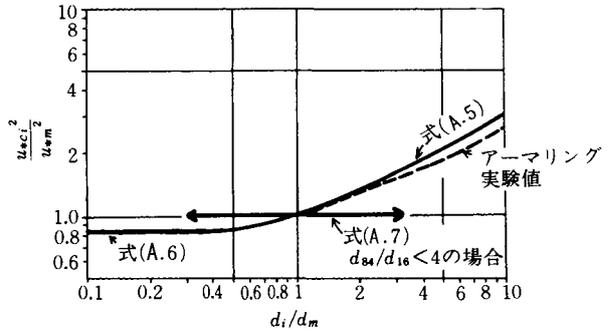


図 A.1 混合粒径河床材料の移動限界掃流力

表層河床材料の  $d_m$  相当粒径の無次元移動限界掃流力  $\tau_{*cm}$  は, 平野の実験で 0.04 程度, 深見・葛西の実験では 0.03 程度となっている. アーマ化された状態の  $d_m$  は, 平野の実験で 2 ~ 2.5mm, 深見・葛西の実験で 4 ~ 10mm 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, 河床材料表層の  $d_{84}/d_{16}$  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  $\tau_{*cmu}$  に対する混合砂礫の無次元移動限界掃流力  $\tau_{*cm}$  の比,  $\tau_{*cm} / \tau_{*cmu}$  が小さくなることを示している.

実験データより  $\tau_{*cm} / \tau_{*cmu}$  とアーマ化された表層の  $d_{84}/d_{16}$  の関係を示すと, 図 A.2 のような関係となる. 式 (A.5), (A.6) 式は, 表層河床材料の混合度の影響を  $\tau_{*cm}$  の値を変化させることによって調整しているものといえる.

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 程度であり, この材料が再移動するには表層材料の A 集団 (アーマ化以前は C 集団である) の平均粒径  $d_{Am}$  に対する無次元掃流力が図 A.2 によれば 0.04 を超えなければならない. アーマ化される以前の状態では, この無次元掃流力以下で移動しえた A 集団が一旦表層を覆うと移動しえなくなるのである (⇒注4).

実河川砂利は扁平である場合が多く, アーマ化した表層材料は瓦状構造 (imbrication) となり, 実験室の無次元移動限界掃流力より大きな掃流力を必要としよう.

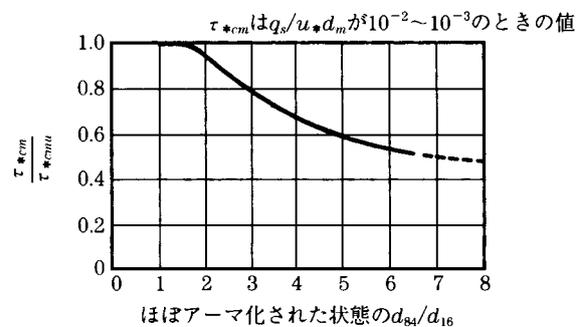


図 A.2  $\tau_{*cm} / \tau_{*cmu}$  とアーマ化河床表層材料の  $d_{84}/d_{16}$  との関係 ( $\tau_{*cm}$  は  $q_{si}/u_* d_{fi}$  が  $10^{-2} \sim 10^{-3}$  のときの値)

## 〔2〕 A 集団が砂堆で動く場合の移動限界掃流力

河床材料の主モードの材料である A 集団が、砂堆を形成して動く場合、粗粒子がどのぐらいの掃流力で動かなくなるかを示す。

Harrison (1950) は幅 30.5cm の水路において、3 種類の混合砂を用いた実験を行い、混合砂礫の移動特性について検討している。実験は河床材料を敷きならしたあと通水し、水路端で流砂を捕捉し、その流砂を上流端のホッパーから給砂することを繰り返している。次に給砂と水路端の流砂の粒度分布が同一となり、また流砂量も時間的に変動しなくなったときを平衡状態とみなし、そのときの河床砂の粒度分布、水理条件を調べている。

この実験のうち、河床に砂堆が発生した実験 B の河床材料の粒度分布、流砂の粒度分布を **図 A.3** に示す。ここで initial とは初期河床材料の粒度分布、bed load は流砂の粒度分布、surface layer は平衡状態での表層の河床材料の粒度分布、coarse layer は surface layer の下層にできた分級された粗砂の粒度分布、armor layer は給砂を止めた後のアーマコートの粒度分布である。

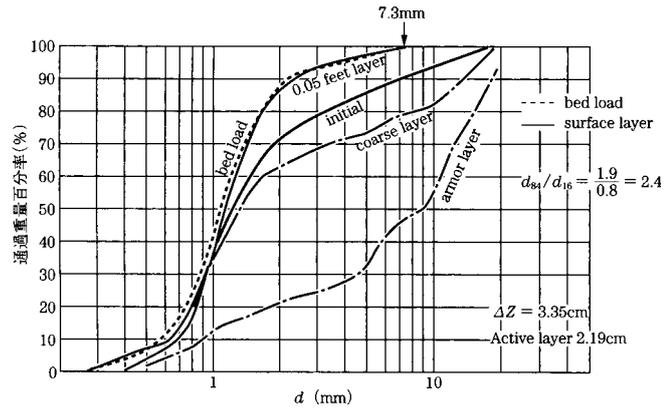


図 A.3 実験 B の粒度分布 (Harrison, 1950; 微修正)

砂堆が発生すると、**図 A.4** のように河床材料の分離が進み、流砂は均一性の良い A 集団と C 集団に明確に分離できるようになる。Harrison (1950) の実験、深見ほかの実験 (1978)、山本ほかの実験 (1978) より、砂堆の発生している場合の流砂の最大粒径  $d_M$  に対する無次元掃流力  $\tau_{*cM}$  を求めると **表 A.1** に示すようである。

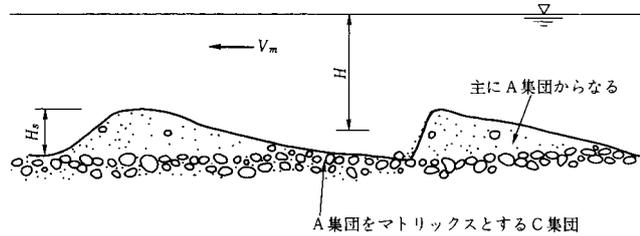


図 A.4 A 集団が砂堆を形成する場合の層構造

表 A.1 砂堆の発生した実験データの整理結果と実河川の水量 (\* は初期値, \*\* は  $\phi$  の推定値)

実験者 ケース	$d_{Am}$ (cm)	表層材料の $d_{84}/d_{16}$ (mm/mm)	水路幅 (cm)	$H$ (cm)	$V_m$ (cm/s) ( $\phi_e$ )	$u_*$ (cm/s)	$d_M$ (cm)	$d_M/d_{AM}$	$\tau_{*Am}$	$\tau_{*cM}$	流砂中に 占める A 集団の割合 (%)
Harrison B	0.12	1.8/0.8 = 2.3	30.5	22.6	87.2 (10)**	8.72	0.73	6.1	0.39	0.064	70
C	0.12	1.8/0.65 = 2.9	30.5	22.6	87.2 (9.5)**	9.17	0.71	5.9	0.43	0.073	75
深見ほか	0.07	2.7/0.45 = 5.7	60	40	83 (11)**	7.54	0.8	11	0.50	0.043	70
山本 S-4 -6	0.09	2.8/0.4 = 7	60	13.5	71.4 (11.8)	6.03	0.8	8.9	0.25	0.028	65
S-1-1	0.06	3.4/0.34 = 10	60	71.9	71.9 (12.2)	5.89	0.6	10	0.35	0.035	60
砂河川洪水 時の水量	0.04 ~ 0.15	A 集団 $d_{84}/d_{16}$ 5 以下		60 ~ 400	80 ~ 150 (9 ~ 11)	9 ~ 14			1.5 ~ 0.06	0.05* ~ 0.07	95 ~ 70

Harrison, A. S. および深見ほかの実験での摩擦速度  $u_*$  の評価は、平均流速  $V_m$  を推定流速係数  $\phi_e$  で除して求めているので (⇒注5)、データの信頼性が低い、流砂中に占める A 集団の割合が 70 ~ 75% では移動しえる最大粒径の  $\tau_{*cM}$  が 0.06 程度、60 ~ 65% では 0.03 程度となっており、A 集団の割合が多いほど  $\tau_{*cM}$  は大きくなるようである。いずれにしても砂堆が発生すると、同一掃流力で河床が平坦である場合に移動し得る最大粒径よりかなり小さくなる。砂堆生じると平坦河床より粒径集団は分離して動くようになるのである。

### [3] 顕著な二峰性の粒度分布の場合の流砂量と河道スケール支配集団

図 A.5 に示すような粗粒の材料が 80% 近くを占め細砂分が 20% くらいである場合、つまり扇状地河川の粒度構成を持つ場合の土砂の移動形態を実験結果を通して述べる (山本ほか, 1978)。

実験は B-1 から B-9 までの 9 ケース行った。河床の状態は B-1 が反砂堆、B-6 が平坦、B-4 が平坦と砂堆の混在状態だった以外はすべて砂堆河床であった。B-1 ( $H=19.5\text{cm}$ ,  $\tau_{*m}=0.12$ ,  $H/d_m=41$ ) の反砂堆が発生したときの水面は、河床の高まりに応じて水面も高まっているのが観測された。河床波の平均波長は 57.1cm であった。砂堆河床の場合の波長は水深の 3 倍から 7 倍程度であった。

次に流砂量の検討結果について述べる。本実験の場合  $B/H$  が 1 ~ 2 で非常に小さいため、側壁の影響を取り除いて  $u_*$  を評価し、流砂量の関係を調べる必要がある。それゆえ、河床形状、相対水深の値から注5)の方法によって、筆者が  $\phi$  を推定し、 $V_m / \phi$  より  $u_*$  を求めた。図 A.6 に河床材料の平均粒径を使って求めた無次元流砂量  $q_s / u_* d_m$  と  $\tau_{*m}$  との関係、また河床材料のうち 1mm 以上の材料を用いて求めた平均粒径を使って求めた  $\tau_{*m}$  と流砂のうち 1mm 以上の全量を用いて求めた無次元流砂量  $q_s / u_* d_m$  の関係を示した。また Einstein (1950) の方法 (⇒注6) によって評価した  $u_*$  を使って求めた全流砂量と  $\tau_{*m}$  の関係も参考のために図示した。

本図から結論を出すことはひかえるべきであるが筆者が推定した  $\phi$  を使って評価した  $u_*$  を使

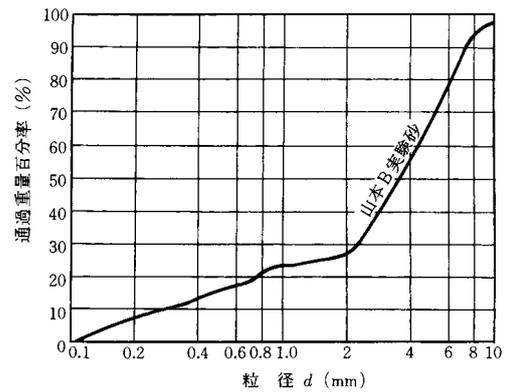


図 A.5 底質材料の粒度分布、顕著な二峰性の粒度分布を持つ場合

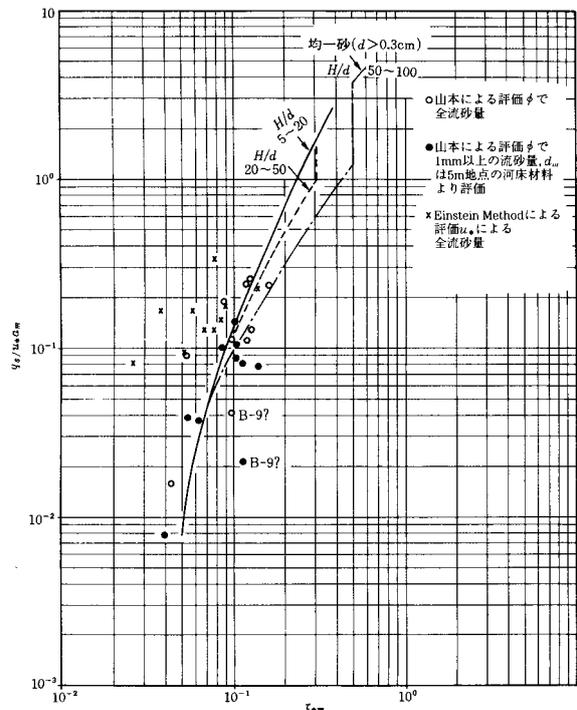


図 A.6  $q_s / u_* d_m$  と  $\tau_{*m}$  の関係 (実験 B の場合)

い、1mm以上の材料を用いて評価した $q_s / u_* d_m$ と $\tau_{*m}$ の関係は、均一砂の場合（山本，2004f）とほぼ同一の関係となっている。なお細砂分の平均粒径を0.25mmとして $\tau_{*i}$ を求めると2～3で浮遊状態であり、 $q_{si} / (u_* d_{fi})$ は2～40の間に散らばっている。

以上のように顕著な二峰性の粒度分布を持ち、粗粒のほうが河床の大部分を占めるような場合、粗粒の流砂量は細砂分を取り除いたA集団のみの平均粒径を使って $\tau_{*m}$ 、 $H/d_m$ 、 $d_{84}/d_{16}$ を求め、これによって流砂量を評価すればよい。細砂分の流砂量は本実験結果からは、実験条件等の問題があり評価することができない。

逆に砂成分の割合が多い顕著な二峰性の粒度分布を持つ場合は、米国イーストフォーク川（East Fork River）の観測データ（Leopoldほか1976；1977；Mahoneyほか，1976；山本，1980，Meade，1985）や日本の涸沼川での観測データ（山本ほか，1990）によると、砂と砂利の運動特性が異なるため、河床の掃流力の差異に応じて砂が分級集中し河床を覆ったり砂利が河床に露出したりする。砂床と礫床の面積割合は時間とともに変化する。砂が集中した所での砂は砂漣あるいは砂堆を形成し移動する。なおイーストフォーク川の河床材料および掃流砂の粒度分布の代表例を図A.7および図A.8に示す。掃流砂は採取日時が異なると粒度分布形が異なるのが分かる。流砂量はセディメントトラップ（川幅方向に幅一杯に対応する長さに対応する長さにコンクリートの箱型の

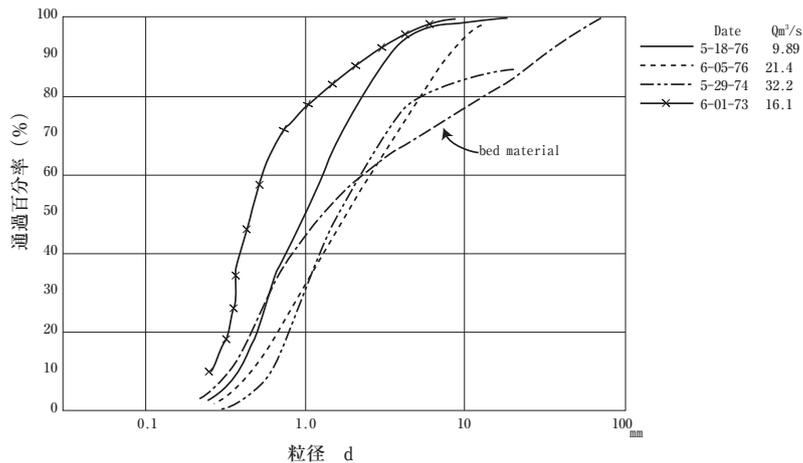


図 A.7 掃流砂の粒度分布と河床材料

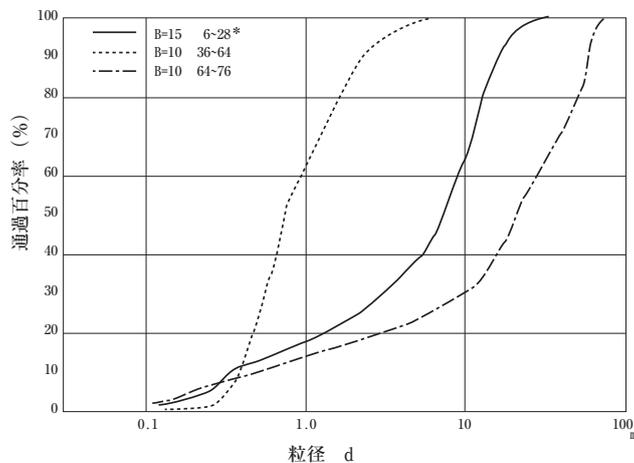


図 A.8 河床砂の粒度分布形（1975年5月28日，B－15，B－10断面）

注）B－15，B－10はトラップから2498m，456m上流であり，\*は左岸からのフィート単位の距離

トラップで、トラップされた土砂はベルトコンベヤーで運び出す) に採砂された掃流砂の50%粒径  $d_{50}$  が0.75mm以上である資料を用いて代表粒径を  $d_{60}$  とし無次元掃流砂量と無次元掃流力との関係を示したものが図A.9である (山本, 1980). ほぼ均一砂の場合の砂漣あるいは砂堆河床の流砂量 (山本, 2004f) と一致しているが, 1974年6月資料はずれている. 河床の大部分に砂利が露出していたのであろう.

イーストフォーク川の掃流砂観測資料を用いた解析結果より, 砂分が河床の大部分を被えば砂分の流砂量は砂分の平均粒径を均一砂とみなして評価できるが, 砂利の上を砂分が河床波を形成せずに移動する場合には, 砂分の流砂量を現在評価できない (表層における砂分の存在割合とマトリックス材としての砂分の構造形態を指標として評価する必要がある).

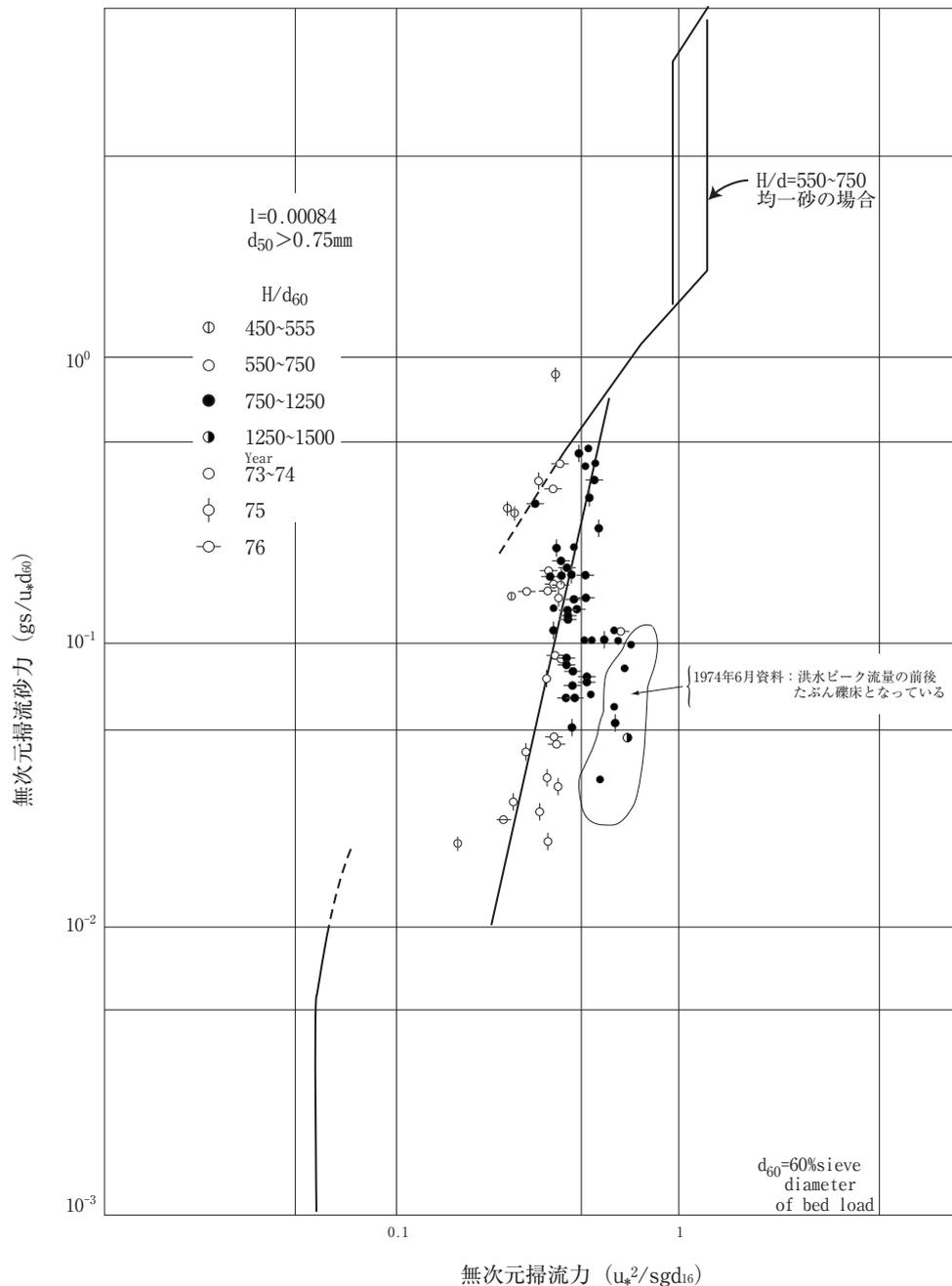


図 A.9 掃流砂と掃流力の関係

## 5. おわりに

本研究は、河川塾高等科塾生 本多の山本に対する質問から始まりました。鈴鹿川の河道セグメントのネーミングをどうすればよいかという質問です。資料を見て鈴鹿川の河道特性の特異性に気づきました。本報告の河道特性量の計算、周辺関連資料の収集、図面整理は、本多の仕事です。なお航空写真、河床材料、堤防下地質、流量観測、河道横断測形状に関する基礎調査情報は、三重河川国道事務所の資料を使用させて頂きました。

鈴鹿川の河道特性の解釈に当たって、混合粒径河床材料の移動特性に関する基礎情報が不足していることを痛感しました。現象の解釈に自信がもてないのです。山本は混合粒径河床材料の移動特性に関する基礎研究を行ったことがあります。研究継続の場がなく途中で投げ出してしまいました。この分野に研究資源を投入するべきであると考えます。新たな基礎情報の生産なしに流砂系の管理の質が向上するとは思えません。特に実験的研究が必要です。地味な研究であり目的意識を持った統制の取れた組織で実施することが肝心です。国の研究機関が実施すべきでしょう。

## 注

### 注1) 粒径集団

河床材料の $\phi$ 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

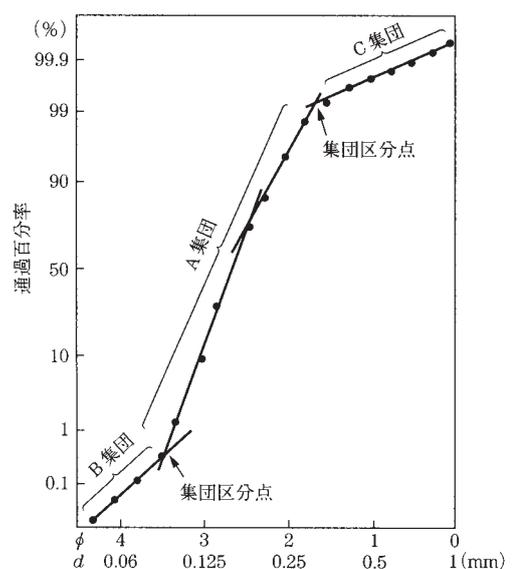
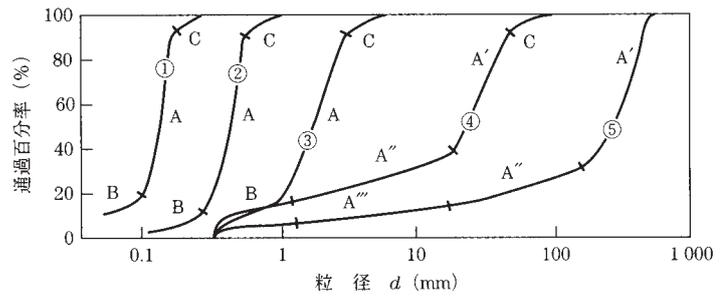


図 T.1 河床材料の粒度分布 ( $\phi$ スケール)

積する上で実用的だからである。

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，



図T.2 種々の粒度分布形におけるポピュレーションブレイク

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。

- 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なことがある。この場合は，滲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，2004h) による表層材料の調査により簡単に粒度分布を測定しうる) 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 $\gamma$ 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。 $\gamma$ 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・砕破が生じるが，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と言う数字は，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（⇒参考資料1）、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径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ほとんど見られず，そこでのA’集団は15cmであるなどである。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

次に代表粒径の考え方について記す。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ックス集団であり，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。

一般にA”集団以下の粒径成分が20%以下の場合には，60%通過粒径 $d_{60}$ （あるいは平均粒径 $d_m$ ）を代表粒径としてもよいが，A”集団以下の材料が30%以上を占めるような場合は，C集団とA’集団のみからなる河床材料の粒径加積分布曲線を新たに作成し，その60%通過粒径（あるいは平均粒径）を求め，これを代表粒径 $d_R$ とする。

注 2) 河床低下量とC集団

河床低下前の河床材料のC集団の割合を $F_C$ とする。河床低下量を $\Delta Z$ とし，C集団の平均粒径を $d_C$ とする。C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，

$\Delta Z$ 低下後の表層粒径のC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, 1976). ここで $\beta$ 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, 1976),  $S_{AC}$ を60%とし,  $F_c \equiv 15\%$ ,  $d_c \equiv 5\text{cm}$ ,  $\beta \equiv 0.7$  (Gessler, 1970),  $a \equiv 0.3$ とすると,  $\Delta Z \equiv 0.23\text{m}$ となる.  $F_c$ を5%では $\Delta Z \equiv 0.87\text{m}$ となる. 0.5m河床低下すると河床表層はC集団で大部分覆われてしまうのである.

#### 注3) 砂川の砂州形状

空撮写真を用いた砂河川の砂州形態の分析(斐伊川、利根川、矢作川、木津川、鬼怒川), によると(山本, 2004e), 平均年最大流量の1/3~1/4の流量に対応した小さい砂州が形成されている(砂州幅 $B_s$ が水深の100倍として評価した).

ただし河口近くで海面水位の影響を受けている区間(感潮域)では, 小流量では砂が動かないので平均年最大流量時の $B/H_m$ から推定される砂州スケールとなっている(例;阿賀野川). 洪水期が4~5ヶ月続く大陸の大河川(例;長江, アプレ川)では, 河岸満杯流量の水理量に対応したスケールの砂州が生じ, 非洪水期の流量は砂州を変形させていない(山本, 2004g).

#### 注4) 表層河床材料の粒度分布と移動限界掃流力

完全にアーマ化した河床表層材料とアーマ化過程にある河床表層材料で, ある粒径に対する移動限界掃流力が, なぜ異なるのであろうか. アーマ化された河床ではアーマ化層は最大粒径程度であり, 大礫は河床から突出せず, 小粒径はアーマ層の下部に存在する. 一方, アーマ化過程にある表層材料は小粒径が表層上部にも存在し, また大礫が突出する機会があるので, 大礫に作用する流体力が大きく, かつ回転半径が大なので, 移動に要するより流体力が小さくなるのである. また表層材料の $d_{84}/d_{16}$ が大きいほど移動し易いことも理解できよう.

なお混合粒径河床材料の実験においては表層材料の粒度分布は最大粒径厚さを採取して篩分けているので, 面格子法あるいは線格子法(山本, 2004h)による表層材料のある粒度のものが河床表面に占める面積支配確率密度累加関数と異なる(山本, 2004d). 移動限界掃流力を図A.2を使用してアーマ化した表層材料の移動限界掃流力を評価することは差し控えるべきかもしれない.

#### 注5) 摩擦速度の評価法

Harrison (1950)の実験に用いた水路は水路幅が30.5cmであり, 水深が22~26cmであるので側壁の影響がある. HarrisonはEinstein (1950)の方法(⇒注4)で側壁効果を評価しているが, この方法で評価すると, 筆者の経験によると,  $B/H$ が小さい場合, 側壁の効果を過大に見積もってしまい流砂量と掃流力の関係が,  $B/H$ の大きく側壁効果を考慮しなくてよい場合の関係と一致しない( $B/H$ が3以上であれば,  $B/H$ が3でも側壁効果を取り除いた $\tau_{*m}$ と取り除かない $\tau_{*m}$ は, 大きくて1割しか異ならず, 側壁効果をそれほど問題とする必要はない). したがって筆者は次のようにして流砂に関係する有効掃流力を求めることにした.

Williams, G. P. (1970)は $d_{50} = 0.135\text{cm}$ の粗砂を移動床材料に用い, 側壁が平滑な水路での流砂量に及ぼす川幅 $B$ と水深 $H$ の影響について実験的検討を行った( $B=0.25, 0.5, 1.0, 2.0, 3.9\text{feet}$ ,

$H=0.1 \sim 0.7$ feetの実験). この実験結果によると, 水深と平均流速が同一であれば, 水路幅が異なっても単位幅流砂量 $q_s$ はほぼ同一となる. つまり $q_s$ は $B$ によらず $q_s = f(H_m, V_m)$ である. このことは水路幅が異なっても $H_m$ と $V_m$ が同一であるなら, 流砂量に影響を与える河床に働く掃流量がほぼ同一であることを示している. したがって水路幅・水深比の小さい場合( $B/H$ が3以下)の流砂量に影響を与える有効掃流力の評価を, 同一 $H_m, V_m$ を持つ川幅の広い水路で生じるであろう $\phi$ を推定し, 推定した $\phi$ で $V_m$ を除することによって $u_*$ を求め, これを摩擦速度とすれば, 川幅の広い場合の掃流力と流砂量の関係と同一の関係式が成立することになる. 川幅水深比の小さい場合このようにして摩擦速度を求めることにした. もちろんこの方法は, Williams, G. P. の行った実験の範囲で成立することであり, また水理学的な説明もされておらず, 正しい評価法であると主張するものではないが, この方法で実験結果を整理すると, ほぼ川幅水深比の大きい掃流力と流砂量の関係と同様な結果を得ることができる.

#### 注6) Einsteinの方法

Einsteinの方法(1950)とは次のようである.

側壁の影響を除去した補正水深 $H$ は, 平均水深 $H_m$ とすると

$$H = H_m (1 - 2R_w / B)$$

である.  $R_w$ は

$$R_w = (n_w \cdot V_m \sqrt{I})^{1.5}$$

である. ここで $n_w$ は側壁のマニングの粗度係数である. 一般には $n_w=0.01$ が使用される. 摩擦速度は

$$u_* = \sqrt{gHI}$$

で評価する.

#### 参考文献

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.

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.

小出博: 日本の国土(上), 東京大学出版会, pp.59 - 70, 1973.

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.

太田陽子, 寒川旭: 鈴鹿山脈東麓地域の変異地形と第四紀地殻変動, 地理学評論, 57, pp.237 - 262, 1984.

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号, pp.32 - 43, 1976.

山本晃一: 河口処理論〔I〕, 土木研究所資料第1394号, pp.47 - 84, 1978.

山本晃一: 構造沖積河川学, 山海堂, pp.127 - 137, 2004a.

山本晃一: 同上, pp.157 - 218, 2004b.

山本晃一: 同上, pp.12 - 53, 2004c.

山本晃一: 同上, pp.54 - 74, 2004d.

- 山本晃一：同上，pp.278 - 283, 2004e.
- 山本晃一：同上，pp.12 - 53, 2004f.
- 山本晃一：同上，pp.611 - 684, 2004g.
- 山本晃一：同上，pp.74 - 77, 2004h.
- 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，高橋 晃ほか：澗沼川洪水観測所レポート〔1〕1988～1989，土木研究所資料第2895号，  
pp.163 - 182, 1990.
- 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.
- Einstein, H. A., : The bed load function for sediment transportation in open channel flow, U. S.  
Dept. of Agriculture Tech. Bull. 1026, 1950.
- Egiazaroff, I. V. : Calculation of nonuniform sediment concentrations, ASCE, Vol.91, Hy.4 July,  
pp.224 - 227, 1965.
- Harrison, A. S. : Report on special investigation of bed sediment segregation in a degrading  
bed, Calif. Inst. Res., Ser. 33 Issue No.1, 1950.
- 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.
- Leopold L.B. and Emmett W.W. : Bed load measurements, East Fork River. Wyoming.  
Proceedings of the National Academy of Science. Vol.73 No.4, pp.1000 - 1004, 1976.
- Leopold L.B. and Emmett W.W. : Bed load measurements, East Fork River. Wyoming.  
Proceedings of the National Academy of Science. Vol.73 No.4, pp.2644 - 2648, (1977), 1976.
- Meade R.H. : Wavelike Movement of Bedload Sediment, East Fork River, Wyoming, Environ  
Geol Water Sci, Vol. No.4, pp.215 - 225, 1985.
- Mahoney H.A., Andrew E.D. , Emmett W.W. , Leopold L.B., Meade R.H., Myrick R.M. and  
Nordin C.F. : Data for calibrating unsteady - flow - sediment - transport models, East  
Fork River. Wyoming, 1975, U. S. Geological Survey Open File Report 76 - 22, 1976.
- 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.
- Williams, G. P. : Flume width and water depth effects in sediment - transport experiments, U.  
S. Geological Survey Professional Paper 562 - H, 1970
- Wolman, M.G. and Brush, L.M. : Factors controlling the size and shape of stream channels in  
coarse noncohesive sands, U.S.G.S Professional Paper 282 - G, 1961.

# 第3編 河道維持管理システムに関する検討

河川環境総合研究所所長 山本 晃一  
 河川環境総合研究所第4部部長 戸谷 英雄  
 河川環境総合研究所第4部研究員 阿左美敏和

## 1. はじめに

河道の安全性は、長期間継続的に実施してきた各種の治水事業により、飛躍的に向上してきた。一方で近年、主に上流域から河口部までの土砂の移動状況、流況、流域の諸条件等の変化に起因して、治水、河川環境、河川利用等の機能が低下する問題が顕在化している。

現在、各河川で河川整備計画が検討・策定されているが、例えば河道掘削等の流下能力向上対策を実施したとしても、維持管理が実施されなければ、樹林化等の影響によって治水機能が急速に低下する場合があります、投資効果が保たれない。

顕在化している問題点を的確に把握し洪水時の安全性等を評価するためには、経験に伴う高度な知識や複雑な分析・解析が必要となることが多く、現場を見ただけでは定量的な評価が難しい。

そのため、河道の状態や変化を日常の観察点検によりの確に把握し、現在の知見、情報をもとに河川の安全性を適正に評価し、機能の低下を適切な手当てによっていかに最小限に抑えていくか、その仕組み、方法論を確立する必要がある。ここに維持管理の本質がある。

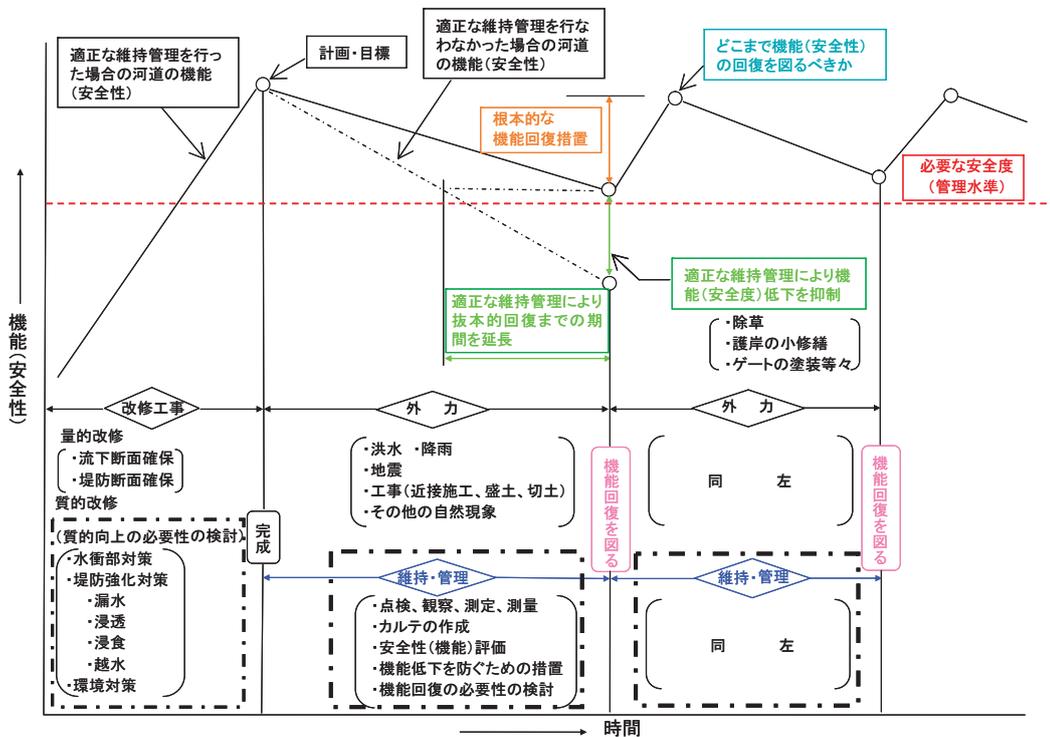


図 1.1 河道管理の意義と概念

## 2. 河道の維持管理システムの提案

河道管理の基本は、監視（よく川を視る）、記録（それを保存）、状態の評価、対策（評価結果の活用）、フォローアップ、記録更新の作業を定期的に繰り返し実施し、ルーチン化していくことである。この仕組みが「河道維持管理システム」である（図2.1）。

しかしながら、従来はこのような取り組みは十分になされていない。また、現在河道内で顕在化しているさまざまな問題点に対処するためには、「河道全体の管理」をこれまで以上に重点的に、計画的に実施する必要がある。

河道の監視の段階で重要なことは、河道のどこが、なぜ危険なのかを把握した上で監視することである。河道を監視する際に、ただ「見る」のではなく、目的意識を持って積極的に川の状態を「視る」ことが求められる。

記録・保存の段階で重要なことは、河道管理に必要なさまざまな情報を的確に収集し、目的意識を持って体系的に編集した「河道特性情報集」を作成することである。

評価の段階で重要なことは、「河道特性情報集」に整理された情報から河道特性を分析・解釈し、それをふまえて特に注意して監視すべき項目の危険要因を分析し、ある一定の基準を設けて評価することで、より効率的、効果的な河道管理につなげることである。

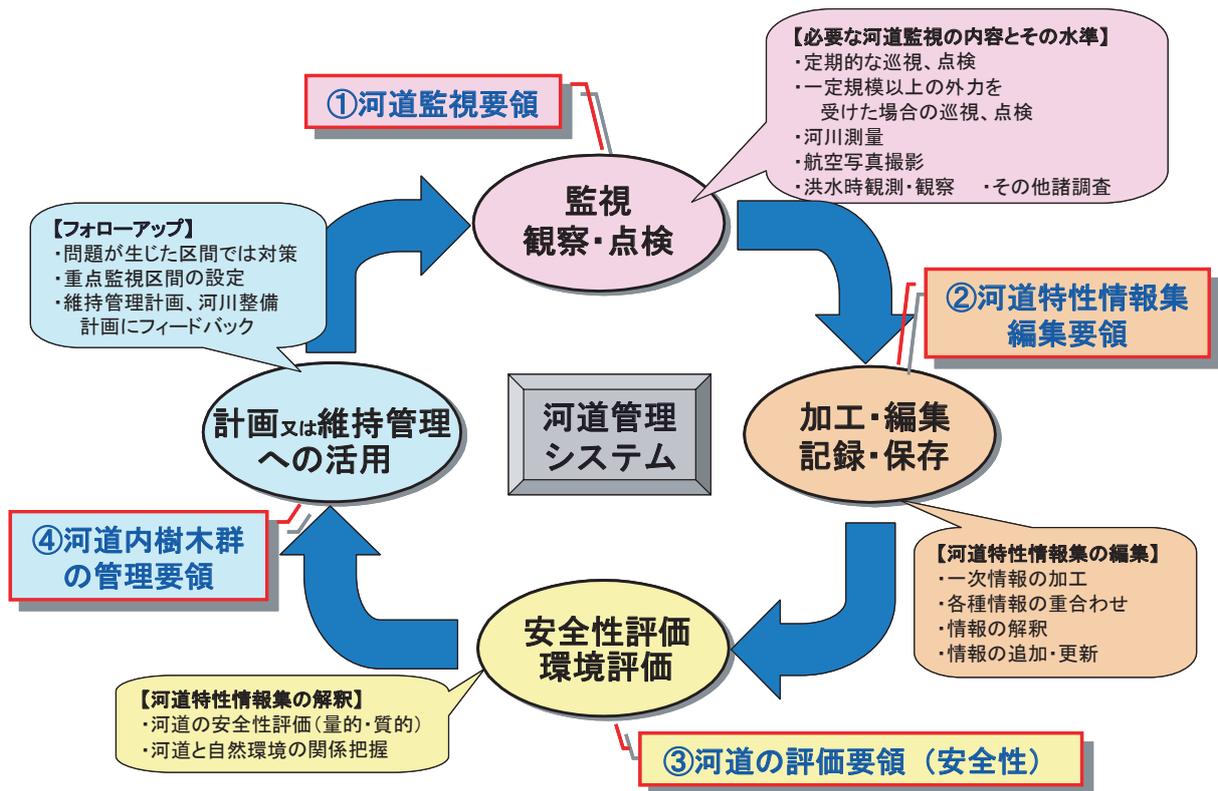


図 2.1 河道維持管理システムの概念

また、監視や評価の結果は、河道管理のための重要な情報として、河道特性情報集に整理し、蓄積していくことが大切である。

そこで本検討では、河道の安全性管理を目的としたこれからの河道管理を実効あるものとしていくために、システム運用に必要な仕組み、方法論について検討し、「河道管理計画検討要領」を作成した。

この要領は、河道の安全性に関わる「河道維持管理システム」の中で特に重要な、監視、記録・保存、評価の方法論を示した、「河道の監視要領」「河道特性情報集編集要領」「河道の評価要領」の三部からなっている。

また、本検討では、近年河道管理上の大きな問題となっている河道内の樹林化に対して、一つの管理の方向性を示した「樹木管理計画検討要領」も作成した。

3.では「河道監視要領」、4.では「河道特性情報集編集要領」、5.では「河道の評価要領」、6.では「河道内樹木群の管理要領」について詳述する。

### 3. 監視の方法論（河道監視要領）

#### 3.1 河道監視の目的

河道管理の基本は、監視（よく川を視る）、記録（それを保存）、状態の評価、対策（評価結果の活用）、フォローアップ、記録更新の作業を定期的に繰り返し実施し、ルーチン化していくことである。

河道監視は、このルーチンの一つのステップであり、河道の評価を行うのに必要な情報（一次情報）を、測量や観測等の「調査」や危険箇所等の安全性を確認するための「巡視・点検」によって現場から得ることを目的とする（図3.1）。

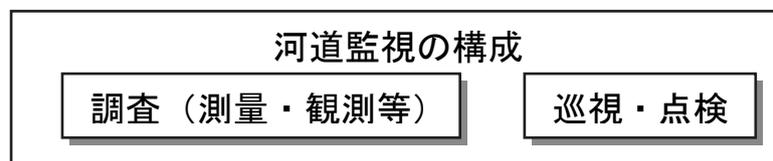


図 3.1 河道監視の構成

#### 3.2 河道監視の対象

河道監視の対象は、「水の流れの様子」「河道形状の変化」「施設の安全性」である。

河道内の水の流れの様子については、水位、流量、流速、流向等を監視する。

河道形状の変化については、河床高の上昇・低下の傾向、河岸侵食や局所洗掘の状況、砂州の動き、河道内樹木群の生長傾向等を監視する。

施設の安全性については、堤防、護岸、根固工、水制等の機能が安全に保たれているかどうかを監視する。なお、床止めや堰などの横断構造物の本体そのものの安全性については、本要領では対象としない。

### 3.3 河道監視の時期

河道監視は、平常時、洪水時、洪水直後の各時点において行う（図3.2）。

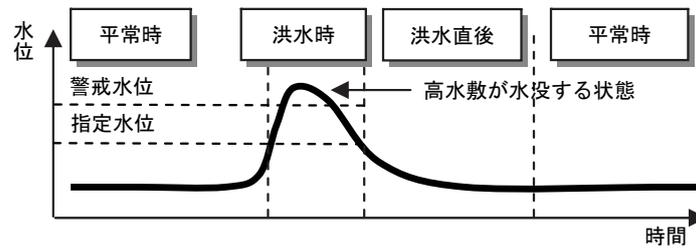


図 3.2 河道監視の時期の分類

「平常時」とは、洪水直後の監視を終えてから、次の洪水が発生するまでの期間とする。

「洪水時」とは、指定水位を超え、ピーク時に警戒水位を上回りかつ高水敷が水没する状態から、指定水位程度まで水位が下がるまでの期間とする。

ただし、場所ごとに、堤防の整備状況、被災履歴、河床変動等の実態に応じて判断する。

「洪水直後」とは、洪水が終了し、水位が指定水位以下まで下がったときとする。

### 3.4 河道監視を行う場所

河道監視は、従来から実施してきたように、河川管理者が管轄している区間全体を対象として実施する。

ただし、「河道の評価要領」に基づき「特に注意して監視する項目」（後述）で抽出された箇所では、安全性を損ねる要因に応じて、例えば測量の頻度や密度を増やしたり、巡視・点検の際にその項目にあった監視方法でより注意して見る等の対応が必要となる。「特に注意して監視する項目」とは、流下能力、堤防浸透、堤防直接侵食等のように、河道の治水に関わる機能が低下するといずれ破堤に至る可能性があるために、機能の確保が必要な項目のことを指す。

「特に注意して監視する項目」は、大きく分けて、流下能力と施設の機能の2種類がある。それぞれの項目には、河道の安全性を損ねる要因がある（図3.3）。

### 3.5 河道監視の体制

河道監視を行う者には、河川の現場を見て、今何が起きているのか、それはなぜか、これからどうなる可能性があるか、ということ把握できる能力、すなわち「川の現象を読む力」が必要である。

こうした能力を有した、河川工学的知見を持ち河川管理に習熟した者が現地に赴くとともに、CCTVや航測を活用して監視を行う。

また、「川を読む力」を有した技術者を育成するために、河川管理者は、河川工学的知見を持ち河川管理に習熟した者とともに現地で監視を行う経験を積む必要がある。

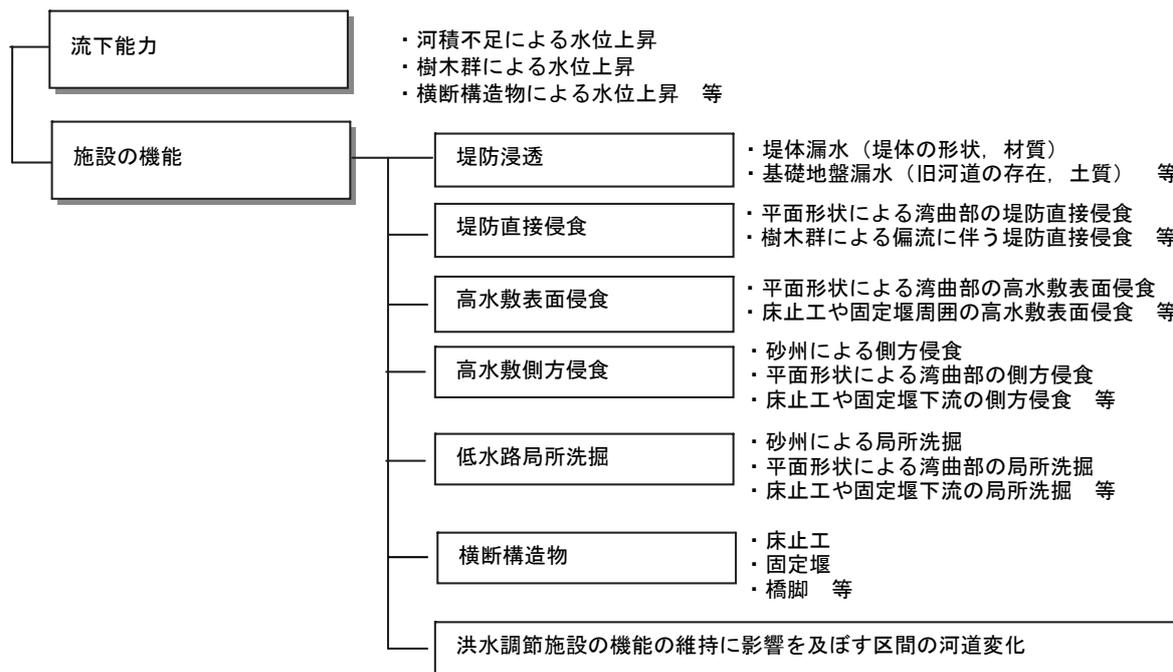


図 3.3 「特に注意して監視する項目」とその要因の例

### 3.6 市民や関係機関からの情報収集

河川の近くに住んでいる市民、河川に関心がある市民、地元の関係機関等は、河道の危険箇所について、時として河川管理者が持っていない情報を持っていることがある。地先の住民は毎日川を見ており、洪水時の状態や危険箇所を把握していることもある。

必要に応じて、市民や地元の関係機関等への聞き取りを行い、河道に関する情報収集を実施することが有効である。

### 3.7 河道監視の内容

平常時、洪水時、洪水直後のそれぞれの時点での河道監視の内容は、表 3.1 ～表 3.3 のとおりである。

### 3.8 監視結果の河道特性情報集への記録

現地における河道の監視結果は、河道管理のための重要な情報である。全て一定のフォーマットに基づき写真等とともにその所見を記録し、河道特性情報集に保存する。

# 平常時

表 3.1 河道監視項目一覧（平常時）

監視の目的		監視行為	必ず実施する事項	実施することが望ましい事項
流れの様子を監視する	河川管理の基礎となるデータを継続的に取得する	水文観測業務規程に基づく水位・流量観測	・低水流量観測 ・水位観測 (従来どおり実施)	-
	堤防に対して危険な流れが発生していないかを監視する 水防活動に際しての判断材料にする	目視による流向の監視 水位観測所以外の箇所での時系列の水位観測 航空写真撮影	-	-
河道形状の変化を監視する	洪水時の流れの実態を把握する	航空写真撮影	-	-
	地上から流向・流速の分布を把握する	CCTV 撮影	-	-
	樹木群の物理的特性を明らかにする	樹木群内外での流況調査	-	-
	河道の各箇所のピーク水位を把握する	洪水痕跡調査	-	-
河道形状の変化を監視する	河川管理の基礎となるデータを継続的に取得する	縦横断面測量	・管轄区域全域を対象 ・「特に注意して監視する項目」(例えば床止工や堰の下流側等)で抽出された箇所では必要に応じて、距離標の間隔(200m)よりも短い間隔で測量 ・概ね5年程度に1回全川の横断面測量データが揃うようなサイクルで実施	-
	河道や施設の機能に影響を及ぼし、時間とともに変動する、砂州と樹木群の変化を監視する	航空写真撮影 目視による砂州の監視	・管轄区域全域を対象 ・5年以内に1回、秋季 ・前回撮影したときと同程度の水位の日 ・目的に応じて垂直写真と斜め写真を使い分ける ・河口砂州が問題となっている河川では、毎年出水期前(融雪がある河川は融雪出水期前)に河口部を撮影 ・「特に注意して監視する項目」(砂州による、水位上昇・堤防の直接侵食・高水敷表面侵食・高水敷側方侵食・低水路局所洗掘等)で抽出された箇所を対象 ・年1回の特定監視 ・デジタルカメラ等で堤防上や橋梁上から定点撮影	・「特に注意して監視する項目」で抽出された箇所では、5年以内に1回、ラジコンヘリコプターやパワードパラグライダー等による低空写真、ビデオ撮影 ・河口砂州が問題となっている河川では、航空写真とともに河口部の深淺測量
施設の安全性を監視する	堤防の機能が安全に保たれているかどうかを監視し、水防活動等の必要性的判断材料とする	目視による堤防の監視 目視による樹木群の監視	・「特に注意して監視する項目」(堤防浸透)で抽出された箇所を中心として管轄区域の堤防全区間 ・週2回の定常監視 ・車上から監視 ・堤防横断工作物設置箇所では、年1回の特定監視、堤防上から監視	-
	護岸、根工等の機能が安全に保たれているかどうかを監視し、水防活動等の必要性的判断材料とする	目視による低水路河岸の監視	・「特に注意して監視する項目」(低水路局所洗掘、高水敷側方侵食)で抽出された箇所 ・年1回の特定監視 ・地上から監視 ・必要に応じて潜水調査	・「特に注意して監視する項目」(低水路局所洗掘、高水敷側方侵食)で抽出された箇所 ・年1回の特定監視 ・船上から監視

# 洪水時

表 3.2 河道監視項目一覧（洪水時）

流れの様子を監視する	監視の目的	監視行為	必ず実施する事項	実施することが望ましい事項
河川管理の基礎となるデータを継続的に取得する	河川管理の基礎となるデータを継続的に取得する	水文観測業務規程に基づく水位・流量観測	<ul style="list-style-type: none"> <li>高水流量観測</li> <li>水位観測（従来どおり実施）</li> </ul>	—
堤防に対して危険な流れが発生していないかを監視する	堤防に対して危険な流れが発生していないかを監視する	目視による流向の監視	<ul style="list-style-type: none"> <li>「特に注意して監視する項目」(砂州や樹木群による偏流に伴う堤防直接侵食、横断構造物周囲)で抽出された箇所</li> <li>砂州や樹木群により流れがコントロールされ、堤防に向かう流れや堤防沿いの高速流が発生していないか</li> <li>堤防上や橋梁上から監視</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>「特に注意して監視する項目」(砂州や樹木群による偏流に伴う堤防直接侵食、横断構造物周囲)で抽出された箇所</li> <li>デジタルビデオで流れを撮影</li> </ul>
水防活動に際しての判断材料にする	水防活動に際しての判断材料にする	水位観測所以外の箇所での時系列の水位観測	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>「特に注意して監視する項目」(河積不足・砂州・樹木群・横断構造物等)による水位上昇)で抽出された箇所、及び上下流と比較して相対的に堤防高が低い区間</li> <li>CCTVから確認できる量水標や水圧式水位計等を設置しておき、水位上昇時に計画高水位以下で流下しているかどうか水位の変動を監視</li> </ul>
洪水時の流れの実態を把握し、今後の計画・管理等の対策につなげる	空から流向・流速の分布を把握する	航空写真撮影	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>管轄区域全域</li> <li>洪水の流れや河道の状態を定性的に把握するための斜め写真</li> </ul>
河川管理の基礎となるデータを継続的に取得する	地上から流向・流速の分布を把握する	CCTV 撮影	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>「特に注意して監視する項目」(堤防直接侵食、高水敷表面侵食、高水敷側方侵食、低水路局所洗掘)で抽出された箇所</li> <li>流速ベクトル解析の資料とするための垂直写真撮影(できるだけピーク時)</li> </ul>
河道形状の変化を監視する	河川管理の基礎となるデータを継続的に取得する	樹木群内外での流況調査	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>「特に注意して監視する項目」(樹木群による、水位上昇・堤防の直接侵食、高水敷表面侵食、高水敷側方侵食、低水路局所洗掘等)で抽出された箇所</li> <li>CCTV 画像の録画、及びその画像を用いた流向・流速分布の把握</li> </ul>
河川管理の基礎となるデータを継続的に取得する	河道や施設の機能に影響を及ぼし、時間とともに変動する、砂州と樹木群の変化を監視する	洪水痕跡調査	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>「特に注意して監視する項目」(樹木群内外の流況を把握したい区間を対象に以下の調査を実施)</li> <li>樹木群内外の流況を把握したい区間を対照し水位分布を観測</li> <li>区間の流量を観測</li> <li>(樹林内) 圧力式水位計等を樹林内に配置し水位分布を観測</li> <li>(樹林外) 浮子法等により流速分布、流量を観測</li> </ul>
施設的安全性を監視する	堤防の機能が安全に保たれているかどうかを監視し、水防活動等の必要性の判断材料とする	縦横断測量	—	—
	河川管理の基礎となるデータを継続的に取得する	航空写真撮影	—	—
	地上から砂州と樹木群の変化を監視する	目視による砂州の監視	—	—
	地上から樹木群の変化を監視する	目視による樹木群の監視	—	—
	堤防の機能が安全に保たれているかどうかを監視し、水防活動等の必要性の判断材料とする	目視による堤防の監視	<ul style="list-style-type: none"> <li>「特に注意して監視する項目」(堤防浸透)で抽出された箇所</li> <li>管轄区域の堤防全区域</li> <li>堤防～堤内袖の状況の有無</li> <li>漏水対策を実施した箇所の状況</li> <li>堤防横断工作物周辺の状況の有無</li> </ul>	—
	護岸、根固工等の機能が安全に保たれているかどうかを監視し、水防活動等の必要性の判断材料とする	目視による低水路河岸の監視	<ul style="list-style-type: none"> <li>「特に注意して監視する項目」(堤防侵食)で抽出された箇所</li> <li>管轄区域の堤防全区域</li> <li>堤防表法面から護岸上にかけての変状の有無</li> </ul>	—
	護岸、根固工等の機能が安全に保たれているかどうかを監視し、水防活動等の必要性の判断材料とする	目視による横断構造物周辺の監視	<ul style="list-style-type: none"> <li>「特に注意して監視する項目」(管轄区域の堤防全区域)で抽出された箇所</li> <li>局所洗掘や侵食が発生すると考えられる箇所</li> <li>堤防上や橋梁上から監視</li> <li>「特に注意して監視する項目」(管轄区域の横断構造物周囲)や橋脚周りの低水路局所洗掘・高水敷側方侵食)で抽出された箇所</li> <li>乗り上げ流や落ち込み流等</li> <li>橋脚周りの流れ</li> <li>堤防上や橋梁上から監視</li> </ul>	—

# 洪水直後

表 3.3 河道監視項目一覧（洪水時）

監視の目的		監視行為	必ず実施する事項	実施することが望ましい事項
流れの様子を監視する	河川管理の基礎となるデータを継続的に取得する	水文観測業務規程に基づく水位・流量観測	-	-
	堤防に対して危険な流れが発生していないかを監視する	目視による流向の監視	-	-
河道形状の変化を監視する	水防活動に際しての判断材料とする	水位観測所以外の箇所での時系列の水位観測	-	-
	洪水時の流れの実態を把握する	航空写真撮影	-	-
	地上から流向・流速の分布を把握する	CCTV 撮影	-	-
河道管理の基礎となるデータを継続的に取得する	樹木群の水利的特性を明らかにする	樹木群内外での流況調査	-	-
	河川の各箇所のピーク水位を把握する	洪水痕跡調査	<ul style="list-style-type: none"> <li>・管轄区域全域</li> <li>・概ね警戒水位以上</li> <li>・水位上昇の要因となる箇所の周辺では、必要に応じて距離標の間隔(200m)よりも細かい間隔で実施</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・樹木伐採を実施した箇所で見食、堆積が発生した箇所</li> </ul>
施設の様子が安全かを監視する	河川管理の基礎となるデータを継続的に取得する	縦横断面測量	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「特に注意して監視する項目」(低下能力、堤防直接侵食、高水敷表面侵食、高水敷側方侵食、低水路局所洗掘、横断構造物等)で抽出された箇所、河道掘削を実施した箇所</li> <li>・必要に応じて、距離標の間隔(200m)よりも短い間隔で測量</li> <li>・条件により低水路のみの測量も可</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「特に注意して監視する項目」で抽出された箇所では、ラジコンヘリコプターやパワードパラグライダー等による低空写真、ビデオ撮影</li> </ul>
	河川管理の基礎となるデータを継続的に取得する	航空写真撮影	<ul style="list-style-type: none"> <li>・管轄区域全域</li> <li>・目的に応じて垂直写真と斜め写真を使い分ける</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・河口砂州が問題となっている河川では河口部の航空写真</li> </ul>
施設の安全性を監視する	河川管理の基礎となるデータを継続的に取得する	目視による砂州の監視	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「特に注意して監視する項目」(砂州)による、水位上昇・堤防の直接侵食・高水敷表面侵食・高水敷側方侵食・低水路局所洗掘等)で抽出された箇所</li> <li>・デジタルカメラ等で堤防上や橋梁上から定点撮影</li> </ul>	-
	河川管理の基礎となるデータを継続的に取得する	目視による樹木群の変化を監視する	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「特に注意して監視する項目」(樹木群)による、水位上昇・堤防の直接侵食・高水敷表面侵食・高水敷側方侵食・低水路局所洗掘等)で抽出された箇所</li> <li>・デジタルカメラ等で堤防上や橋梁上から定点撮影</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・樹木が倒伏した箇所では倒伏した樹木及びその周辺で倒伏していない樹木の諸元調査</li> </ul>
施設の安全性を監視する	堤防の機能が安全に保たれているかどうかを監視し、水防活動等の必要性の判断材料とする	目視による堤防の監視	(洪水時に準ずる)	-
	護岸、根固工等の機能が安全に保たれているかどうかを監視し、水防活動等の必要性の判断材料とする	目視による低水路河岸の監視	<ul style="list-style-type: none"> <li>・護岸設置箇所の上流端・下流端</li> <li>・侵食の有無について地上から監視</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・護岸設置箇所の上流端・下流端</li> <li>・河岸の変状の有無について、船上から監視</li> </ul>
施設の安全性を監視する	河川管理の基礎となるデータを継続的に取得する	目視による横断構造物周辺の監視	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「特に注意して監視する項目」(落差のある横断構造物周囲や橋脚周り等の低水路局所洗掘・高水敷側方侵食)で抽出された箇所</li> <li>・床止工や固定堰等の上下流の河岸の侵食と護岸の状況</li> <li>・橋脚周りの侵食と護岸の状況</li> </ul>	-

## 4. 記録・保存するための方法論（河道特性情報集編集要領）

### 4.1 河道特性情報集作成の目的

管理行為に最も必要なものは、河川管理に関わる情報を、的確に、すばやく収集し、それを意味あるものへと編集し、比較考量（判断行為）し得るシステムである。これまで分散・分断されて蓄積されてきた河川情報を一元的に集約し、これを積極的に河川管理の判断行為に取り入れていくべきである。

河道特性情報は河川横断測量のような定期調査、特定の問題に関連した随時調査等により、これまでに膨大な資料が蓄積されているが、“いざ”というときに直ぐに役立つように体系的に且つ利用しやすく整理されている例は少ない。

河道の管理のなかで河道内に生じた問題を素早く察知して適切な対策を講じる場合、当該河道の状況を過不足なく迅速に把握できる体系的な情報が必要である。この体系的に編集された情報が「河道特性情報集」であり、河道管理システムの基幹と位置づける所以である。

また、河道特性情報集を共通の基準・仕様で編集することにより、他河川との相互比較が容易になり、他河川の経験を利用したり、技術的な議論をする共通の基盤ができ、また逆に個々の河川の特異性・個性を知ることにも繋がる。

更に、河道特性情報集の編集の経験は、河川に対する理解を深め、河道監視の視野を拡げ、有効な現場情報を効率的に収集する技術を身につけることにも役立つ。

河道特性情報集を基に河道の現況を評価し、将来を予測し、必要な対策を立案することとなるため、河道特性情報集の編集作業は河道管理システムの基幹をなす重要な作業である。

また、河道特性情報集は、評価とそれに基づく対応・対策のみならず、有効に活用することで河川管理全般において活用できる有用な情報となる。

### 4.2 対象とする河道管理項目

河道に求められる機能は、主として治水、利水、環境である。そのための河道管理の主な目標（目的と視点）は、表4.1に示すとおりである。河道特性情報集はそれらの項目について現況を監視し、評価し、将来を予測し、必要な対策を立案するために資料を集約し、編集したものである。本要領はその編集の基本方針と方法論を記述するものである。

河道管理のテーマの中で重要視されるものは、流下能力、施設（堤防等）の機能、河道の変動である。本要領ではこれらのテーマに重点を置いて河道特性情報集の編集方法を示した。

表 4.1 河道管理の目的と視点

(1) 流下能力	①河積等からみた流下能力
	②河道の粗度管理
	③堤防の高さ・幅等の断面形状
(2) 施設（堤防等）の機能	④洗掘・側方侵食に対する河道の安全性
	⑤浸透に対する堤防の安全性
	⑥地震に対する堤防の安全性
	⑦構造物周辺の変状
(3) 河道の変動	⑧河床低下による河川工作物の根入れ不足
	⑨河床低下や堆積による取水障害
	⑩遊水地等付近の河道の位況と河床高の関係（調節効果への影響）
(4) 河川環境	⑪河川環境の変遷の把握
	⑫現況の河川環境の把握
	⑬河道の変化が河川環境に及ぼす影響の予測
(5) 河川利用	⑭高水敷利用のための管理および対応
	⑮水面利用のための管理および対応（舟運・各種レクリエーション等）

### 4.3 河道特性情報集の編集項目

河道特性情報集は、河道の特徴が十分表現されており、河道に求められる機能に問題が生じた場合に、その問題点が明確にわかるように記録されていなければならない。また、事前・事後の評価、対策や予測にも活用できなければならない。

編集項目は、表 4.1 の管理項目を念頭に必要十分な情報を選定する。編集項目の一例を表 4.2 に示す。一つの管理の視点に対し、複数の編集項目が存在するのは、河道の変化や問題点の一つの特性のみでは記述できず、複数の情報を重ね合わせて総合的に解釈しなければ説明できないことを意味している。

ここで特に留意しなければならないことは、河道の特性や問題点は、河川毎に異なるばかりか、区間によっても異なる点である。本要領に示す情報項目のみでは、各河川の特性や問題点の明確化に対して不足することも考えられることから、当該河川の「特徴と問題点」が浮きぼりになるように、情報集の重点は変化させ、編集項目を適宜追加する必要がある。

表 4.2 河道特性情報集編集項目 (目次)

分類	情報番号	情報名	河道管理の目標と情報の重要度ランク ①~⑮：河道管理の目的・視点 ○：必須，△：あれば望ましい																	
			①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮			
A 【流域・河川の概要】																				
A-1	1次	流域・河川の概要																		
A-2	1次	流域の自然特性 (地形、地質、気候、氾濫形態)																		
A-3	1次	流域の社会特性 (人口の推移、土地利用の変遷、水利用の変遷)																		
A-4	1次	河道改修計画 (工費流配図、堤防断面、計画縦断面)																		
A-5	1次	洪水と治水事業の歴史 (改修計画の歴史、計画流量の変遷)																		
A-6	1次	管内図																		
B 【河川の現況】																				
B-1	1次	河川管理施設位置 (堰、床止)、許可工作物位置 (橋梁)																		
B-2	2次	縦断面形状 (現況堤防高、HWL、計画堤防高、平均河床高、最深河床高、堤内地盤高)	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
B-3	1次	河床材料粒度分布																		
B-4	2次	堤間幅、低水路幅、高水路幅																		
C 【河川流況】																				
C-1	1次	水位、流量観測所	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
C-2	1次	既往主要洪水一覧	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
C-3	2次	各観測地点の年最大流量・流況・位況	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
C-4	2次	確率流量 (基準・主要地点)	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
C-5	2次	流量配分図 (計画高水流量、戦後最大流量、平均年最大流量)	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
D 【河道特性】																				
D-1	2次	現況平面図 (支川、湾曲部、狭窄部、岩露出箇所、河道平面特性)																		
D-2	1次	汎溺図																		
D-3	2次	航空写真でみる河道の変遷 (終年写真、低水路水面幅の変遷、滞筋の変遷)	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
D-4	2次	平均河床高・最深河床高の経年変化																		
D-5	2次	低水路の安定性 (平均年最大流量時のU <sub>10</sub> 、τ <sub>10</sub> )																		
D-6	2次	低水路内の水深、流速、U <sub>10</sub> 、τ <sub>10</sub> 、B/Hm、Hm/d <sub>50</sub> (平均年最大流量、計画高水流量)																		
D-7	1次	河道横断面図	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
D-8	2次	セグメント縦断区分と根拠																		
D-9	2次	高水敷高さ (低水路深さ)																		
D-10	1次	高水敷地盤、植生状況	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
D-11	2次	高水敷上の水深、流速、U <sub>10</sub> 、τ <sub>10</sub> (計画高水流量)																		
D-12	2次	砂州形態、砂州幅、砂州長さ、列数																		
D-13	2次	滞筋経年変化と川幅水深比																		
D-14	2次	土砂収支																		
D-15	1次	河道外への土砂搬出量、搬出年																		
D-16	1次	ダムの運用と土砂堆砂量																		
D-17	1次	土砂災害危険区域図	△	○																
D-18	2次	伐採履歴																		
E 【河川構造物形状】																				
<堤防>																				
E-1	1次	堤防台帳																		
E-2	1次	高水護岸構造図																		
<低水路>																				
E-3	1次	低水路護岸、水制構造図および護岸基礎高、根固工幅縦断面																		
<その他>																				
E-4	1次	河川工作物施設台帳 (河川管理施設・樋管等)																		
E-5	1次	河川工作物施設台帳 (許可工作物・揚水機場等)																		
E-6	1次	橋梁台帳 (許可工作物)																		
E-7	1次	河川管理施設調査図 (施設位置等)																		
E-8	1次	河川カルテ																		
E-9	1次	床止め、頭首工一般平面図																		
E-10	2次	工事履歴																		
F 【被災資料】																				
F-1	1次	被災箇所一覧表および治水地形分類図																		
F-2	1次	被災概要 (既往の主要洪水概要、洪水写真)																		
G 【現地観測資料】																				
G-1	2次	洪水時表面流速解析結果																		
G-2	2次	洪水時最深河床高計測結果																		
H 【河川環境資料】																				
H-1	2次	河川環境の概要	○	○																
H-2	2次	河川環境マップ	○	○																
H-3	2次	水質の経年変化																		
H-4	2次	環境模式図	△	○																
I 【利用】																				
I-1	1次	河川空間利用分布図																		
I-2	2次	取水施設、取水量、取水系統図																		
J 【流下能力】																				
J-1	3次	現況流下能力	○	○																
J-2	3次	樹木有り・無しでのHWL流下能力	○	○																
J-3	3次	現況河道の水位上昇要因 (整備計画流量流下時の要因別流下能力阻害流量、水位上昇量)	○	○																
K 【洗掘・侵食に対する河道の安全性評価資料】																				
K-1	3次	洗掘・側方侵食に対する河道の安全性評価方法																		
K-2	3次	洗掘侵食特性図 (洗掘深hs、侵食幅b、平均水深hm、b/hm=α、hs/hm=β等)																		
K-3	3次	洗掘に対する評価結果																		
K-4	3次	側方侵食に対する評価結果																		
K-5	3次	堤防表面の耐侵食評価																		
K-6	3次	洗掘・側方侵食に対する安全性評価結果																		
L 【浸透に対する安全性評価資料】																				
L-1	1次	堤防基礎地盤土質縦断面図																		
L-2	1次	堤防基礎地盤土質横断面図																		
L-3	3次	堤防の浸透に対する詳細・概略点検結果 (堤体材料、築堤年代、旧河道、堤体動水勾配、浸透に対する評価結果)																		
M 【地震に対する安全性評価資料】																				
M-1	3次	堤防設計指針に示す方法による概略評価																		
M-2	1次	堤防の地震に対する点検結果																		
M-3	2次	○〇平野 水害・地盤液状化予測地形分類図																		
M-4	1次	断層情報																		
N 【構造物周辺の変状】																				
N-1	2次	河川巡視 (平常時、出水時) における変状報告書資料																		
N-2	2次	出水期前点検における変状報告書資料																		
N-3	2次	定期点検における変状報告書資料																		
N-4	2次	点検点検における操作要領・就業規則に関する点検資料																		
O 【老朽化構造物】																				
O-1	2次	老朽化構造物に対する概略評価結果																		
その他																				
-	-	監視カルテ (平常時、洪水時、洪水直後)																		
-	-	評価アウトプット図 (全体図、各評価項目毎の結果図)																		

#### 4.4 情報の収集

各編集項目の作成に必要な基礎資料を収集する。基礎資料は、基本的には既存資料から収集可能であり、情報集の作成のために新たに測量、観測、調査する必要はないと考えられる。

将来の河道の変化を予測して適切に河道管理を行うためには、過去の資料から河道の変化を読み取ることが重要である。その精度を左右するものは、第一に長期間の資料の存在である。分析手法や分析能力が優れていても、資料がないのでは河道の変化特性を見落とししたり、分析に反映することすらできない。したがって、収集作業にあたっては、存在する過去のすべての資料を収集するためのあらゆる努力をする必要がある。

#### 4.5 情報の階層・加工

河川横断測量結果や水文観測データ等の河川・流域に関する基礎資料は、加工することにより意味付けられ高度なものとなり、河道管理に役立つ情報となっていく。したがって、評価や対策の必要性の有無の判断、今後の河道形態の予測などの河道管理の目的・視点に合致するように加工する必要がある。

河道特性情報集を汎用性の高いものにするために、本要領では、情報のレベルを3階層に仕分けして整理・編集し、それぞれについて記載するものとした（表4・3）。

図4.1～図4.3に1次情報から3次情報の例を示す。このように、情報の加工レベルが上がると、情報は意味を持ち、より抽象度の高いものとなり、管理目的に答えられる情報となっていく。

表 4.3 情報の階層・定義

情報レベル	情報の定義
1次情報 (基礎資料)	・河川横断測量結果、水文観測データ、水質データ、環境情報データ等の基礎的データ。 ・測量、観測、調査されたままの状態の各年のデータである。
2次情報 (加工資料)	・1次レベルの情報を評価目的に合わせて意味ある形に加工編集された情報。3次レベル情報に引き渡すための情報。 ・流況・位況の経年変化、河床高の経年変化、それらの各情報を重ね合わせたデータ等である。
3次情報 (評価資料)	・河川管理における判断行為のために、より高度化された情報。 ・流下能力評価資料、洗掘や侵食・浸透に対する評価資料などである。

#### 4.6 各種視点に沿った情報の重ね合わせ、体系的編集

河道管理に役立つ情報を編集するにあたり重要な作業は、一次情報（基礎情報）を管理目的にあった形に加工する際に、下記のような“何を知りたいのか”という情報編集の視点を意識して、各種情報を重ね合わせることである。

- ・河道の特徴と課題を知る
- ・今後の被災箇所を予測するため過去の洪水における被災特性（形態、原因等）を知る
- ・河道の変化が河川環境の変化に及ぼす影響を予測する
- ・流下能力の阻害要因を分析する
- ・洗掘、側方侵食に対する河道の安全性を評価する 等

各種情報を重ね合わせることで、河道の特性、現状と課題、河道の変遷過程、インパクトとレ

スポンスの関係，河道変化の将来の予測など，さまざまな新たな事実が浮かび上がり，河道管理情報としての価値が高まる．この情報の重ね合わせのテクニックの良否が河道の特徴・状態・予測の正しい理解，管理の方向性を大きく左右することになる．

情報の重ね合わせには，異なる種類のデータの重ね合わせと同じ情報の空間軸・時間軸での重ね合わせ，その複合の重ね合わせがある．河道の変化や問題が生じた原因は何か，それを表現できる情報は何か，その問題と原因はいつから始まったかという視点で重ね合わせの方法を選定することが重要である．

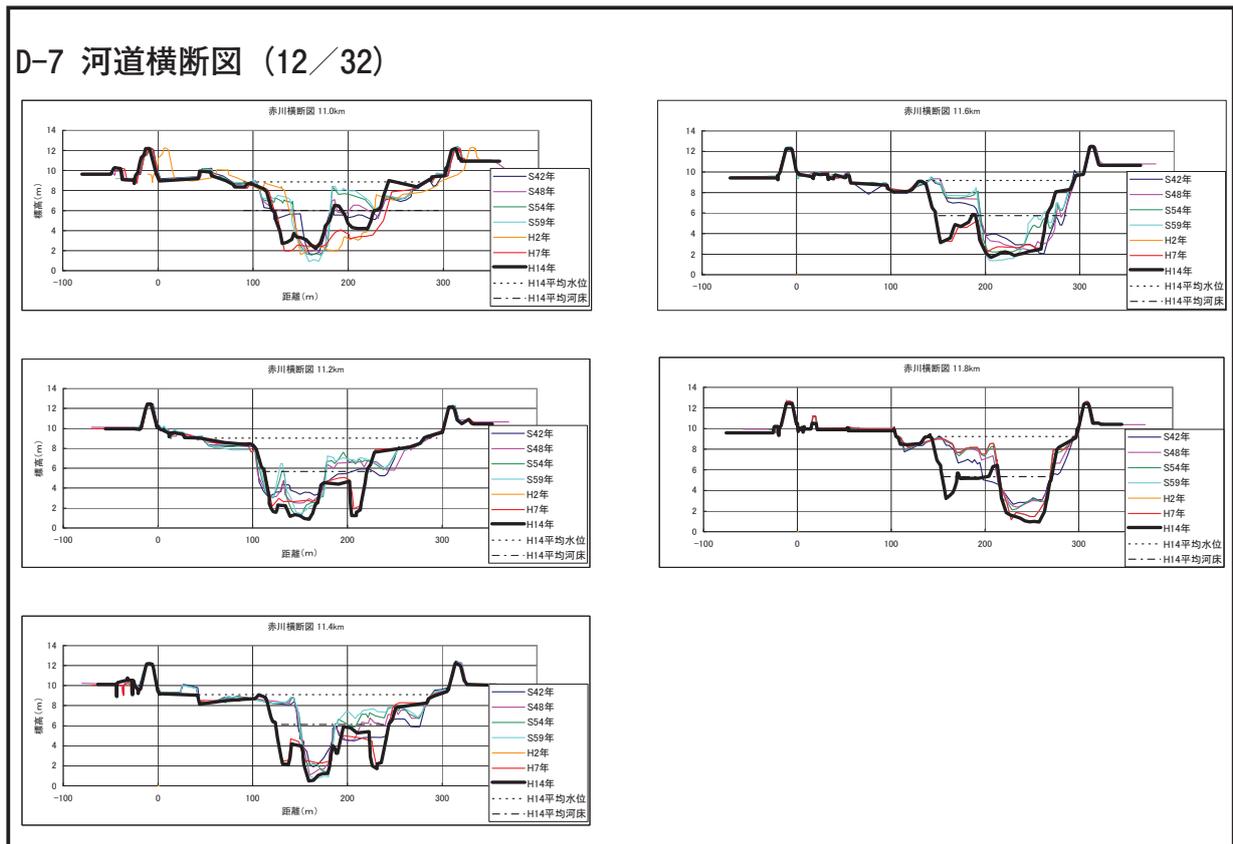


図 4.1 河道特性情報集作成例 (1 次情報)

### D-11 高水敷上の水深、流速、 $u_*^2$ , $\tau_{*b}$ (計画高水流量)

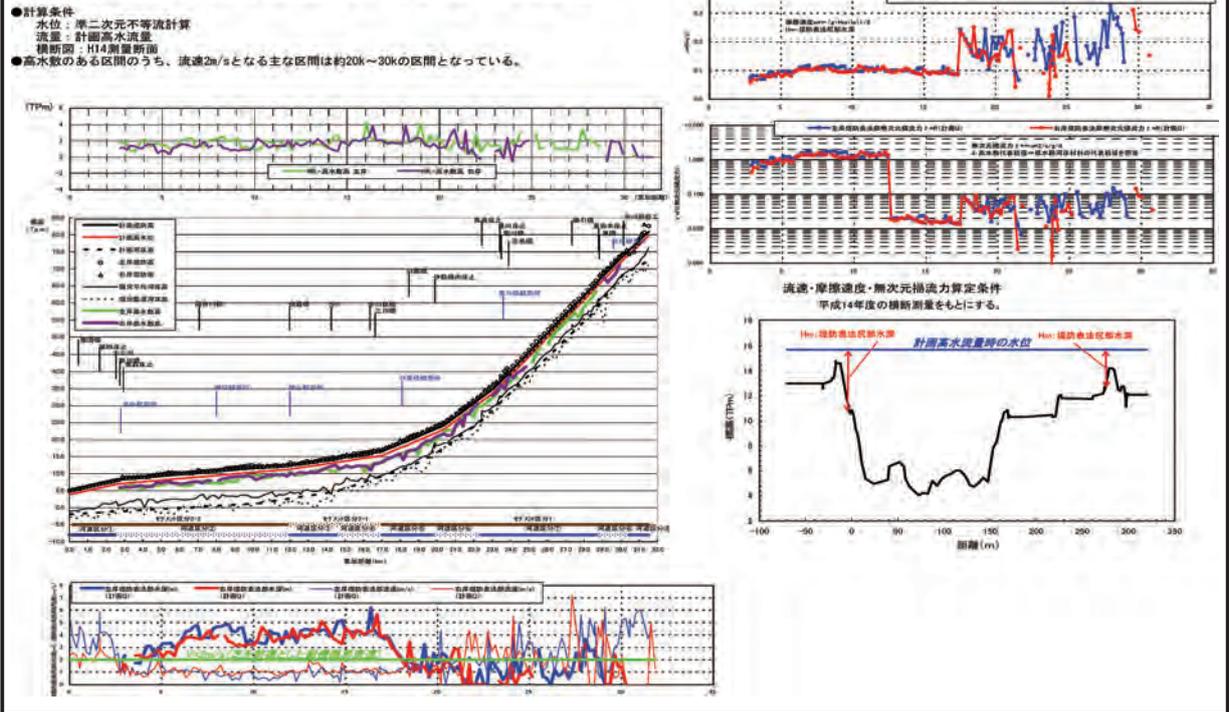


図 4.2 河道特性情報集作成例 (2次情報)

### J-3 現況河道の水位上昇要因 (整備計画流量流下時の要因別流下能力阻害流量) (1/2)

●準二次元不等流計算により算定した整備計画流量流下時の水位上昇要因 (樹木、 $\Delta h1 \sim \Delta h4$ ) を流量に換算し阻害要因別流量を算定した。各 $\Delta h$ に対応する流量 (阻害要因別流量) は、下式で求めた。  
**各 $\Delta h$ の流量 = 整備計画流量流下時の計算水位を現況HQ式で換算した流量 - (計算水位 - 各 $\Delta h$ ) を現況HQ式で換算した流量**  
 ここで、「(計算水位 - 各 $\Delta h$ )」はJ-3(2)に示す要因別水位である。  
 ●樹木を含む $\Delta h$ による流量上昇量は、5k~17kで500m<sup>3</sup>/s以上であり、その上流は断続的に500m<sup>3</sup>/s以上となる区間があり、最大1200m<sup>3</sup>/s程度 (25付近) となる。  
 ●要因別みると、赤川の流量上昇量の大部分は樹木によるものであることがわかる。  
 ●樹木以外では、合流 $\Delta h$ と横断 $\Delta h2$ はゼロに等しく、畜曲 $\Delta h3$ は大きくても100m<sup>3</sup>/sであり、砂州 $\Delta h4$ は最下流部で150m<sup>3</sup>/s、最上流部で300m<sup>3</sup>/s程度となり、セグメント1の区間では最大の流下能力阻害要因となる断面もある。

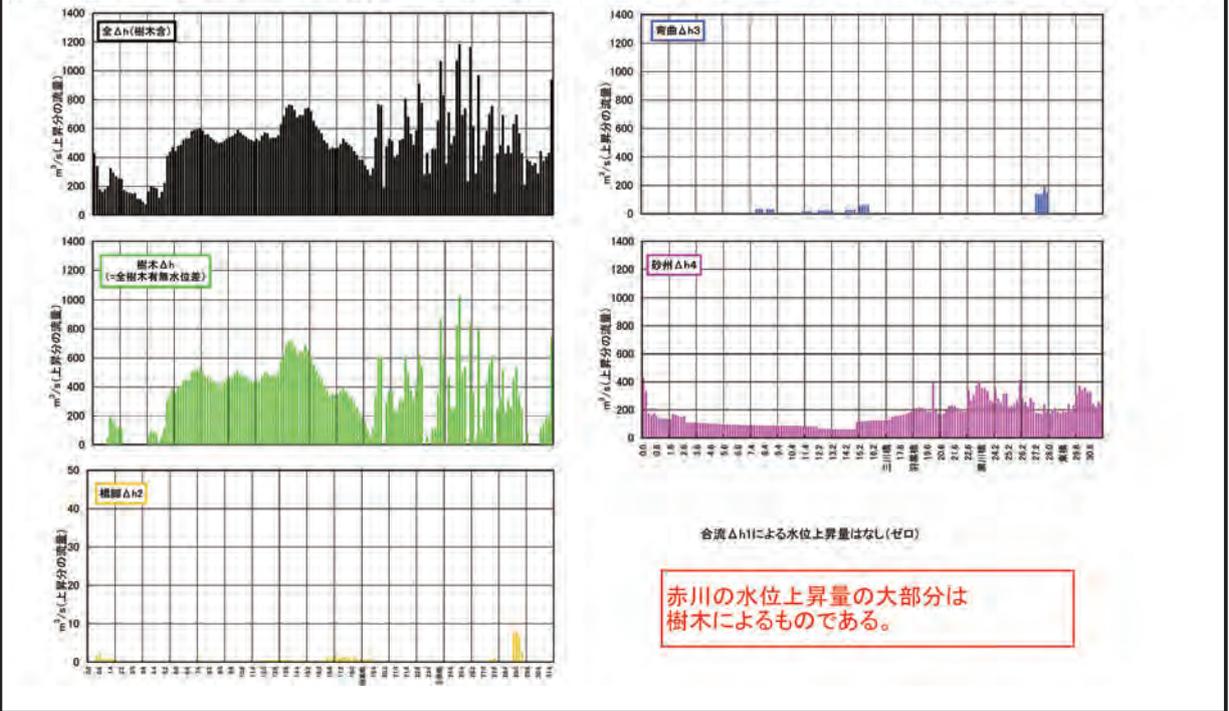


図 4.3 河道特性情報集作成例 (3次情報)

#### 4.7 追加更新時期

河道の監視要領に基づく調査，巡視・点検の実施後，その他調査の実施後に河道特性情報集を更新する（表4.4）。

##### 1) 5年に1回更新されるもの

一般的に縦横断測量は対象区間を概ね5等分し，5年かけて全川の測量を終了するサイクルとなっている。そのため，全川での測量が終了した年（5年に1回）で，1度関連する情報を整理し，河道特性情報集に反映する。

##### 2) 毎年更新されるもの

水位・流量については時刻単位で観測されており，それらを集積した年データを基に年最大値や年平均値等を算定し，河道特性情報集に反映する。

##### 3) 毎週更新されるもの

河道の監視要領に基づく巡視・点検は，平常時，洪水時，洪水直後の3時点で実施されるが，そのうち平常時については週2回実施される。この平常時の監視結果を監視カルテに記録する。

##### 4) 洪水の発生や調査などが実施された後に更新されるもの

洪水後，洪水直後などに実施される調査および巡視・点検結果については，それらの実施後に河道特性情報集に反映する。そのうち河道の監視要領に基づく洪水時，洪水直後の監視については，監視カルテに記録し，洪水による影響を評価する際に測量等の調査結果と合わせて更新する。

##### 5) その他の調査および巡視・点検を踏まえた追加更新時期

河道の監視要領以外で実施される調査や巡視・点検等が反映される項目については，基本的にそれら調査や巡視・点検が実施された後に更新する。なお，定期的な調査および巡視・点検が実施されることがない項目（例えば流域の概要など）については，5年に1回を目途に更新する。

表 4.4 河道特性情報集の追加更新時期

週2回更新 平常時の監視結果を記録する	年1回更新 時刻データ等をもとに年間値を算定して反映する。	5年に1回更新 このうち4の項目については、洪水の発生に伴い継続測定量や空欄等が実施されれば、その都度更新する。	洪水の発生・調査等 洪水後 洪水の発生に伴い実施した調査結果等をもとに更新する。	調査等の実施後に更新 調査・工事等の実施後 調査や工事等の実施後に更新する。	調査等の定期的な予定のないもの 決まった調査等がないため、5年に1回は見直しを行う。
<p>監視カメラ(平常時)</p> <p>定点撮影写真</p>	<p>C-3 各観測地点の年最大流量・流量・状況・水位</p> <p>D-15 河道外への土砂搬出量、搬出年</p> <p>D-16 ダムの運用と土砂堆砂量</p> <p>H-3 水質の経年変化</p>	<p>B-2* 縦断形状(現況堤防高、HWL、計画堤防高、平均河床高、最深河床高、堤内地盤高)</p> <p>B-4* 堤間幅、低水路幅、高水敷幅</p> <p>D-3* 航空写真でみる河道の変遷(経年写真、低水路水面幅の変遷、滞筋の変遷)</p> <p>D-4* 平均河床高・最深河床高の経年変化</p> <p>D-5* 低水路の安定性(平均年最大流量時の<math>U_c</math>、<math>\tau_{*c}</math>)</p> <p>D-6* 低水路内の水深、流速、<math>U_c</math>、<math>\tau_{*c}</math>、<math>B/H_m</math>、<math>H_m/d_b</math>(平均年最大流量、計画高水)</p> <p>D-7* 河道横断面</p> <p>D-8* セグメント縦断区分と根拠</p> <p>D-9* 高水敷高さ(低水路深さ)</p> <p>D-10 高水敷地帯、植生状況</p> <p>D-11* 高水敷上の水深、流速、<math>U_c</math>、<math>\tau_{*c}</math>(計画高水流量)</p> <p>D-12* 砂州形態、砂州幅、砂州長さ、列数</p> <p>D-13* 滞筋経年変化と川幅水深比</p> <p>D-14 土砂収支</p> <p>H-1 河川環境の概要</p> <p>H-2 河川環境マップ</p> <p>H-4 環境模式図</p> <p>I-1 河川空間利用分布図</p> <p>J-1* 現況流下能力</p> <p>J-2* 樹木有り・無しでのHWL流下能力</p> <p>J-3* 現況河道の水位上昇要因(整備計画流量流下時の要因別流下能力阻害流量、水位上昇量)</p>	<p>監視カメラ(洪水時)</p> <p>監視カメラ(洪水直後)</p> <p>C-2 既往主要洪水一覧</p> <p>G-1 洪水時表面流速解析結果</p> <p>G-2 洪水時最深河床高計測結果</p> <p>K-2 洗掘侵食特性図(洗掘深<math>h_s</math>、侵食幅<math>b</math>、平均水深<math>m</math>、<math>b/hm=\alpha</math>、<math>h_s/hm=\beta</math>等)</p> <p>K-3 洗掘に対する評価結果</p> <p>K-4 側方侵食に対する評価結果</p> <p>K-5 堤防表面の耐侵食評価</p> <p>K-6 洗掘・側方侵食に対する安全性評価結果</p>	<p>B-1 河川管理施設位置(堰、床止)、許可工作物位置(橋梁)</p> <p>B-3 河床材料粒度分布</p> <p>C-1 水位、流量観測所</p> <p>D-18 伐採履歴</p> <p>E-1 堤防台帳</p> <p>E-2 高水護岸構造図</p> <p>E-3 低水護岸、水制構造図および護岸基礎高、根固工幅縦断面図</p> <p>E-4 河川工作物施設台帳(許可工作物・揚水機等)</p> <p>E-5 河川工作物施設台帳(許可工作物・揚水機等)</p> <p>E-6 橋梁台帳(許可工作物)</p> <p>E-7 河川管理施設調査(施設位置等)</p> <p>E-8 河川カナル</p> <p>E-9 床土工、頭首工一般平面図</p> <p>E-10 工事履歴</p> <p>F-1 被災箇所一覧表および治水地形分類図</p> <p>F-2 被災概要(既往の主要洪水概要、洪水写真)</p> <p>I-2 取水施設、取水量、取水系統図</p> <p>K-1 洗掘・側方侵食に対する河道の安全性評価方法</p> <p>L-1 堤防基礎地盤土質縦断面</p> <p>L-2 堤防基礎地盤土質横断面</p> <p>L-3 堤防の浸透に対する詳細・概略点検結果(堤体材料、築堤年代、旧河道、堤体動水勾配、浸透に対する評価結果)</p> <p>M-1 堤防設計指針に示す方法による概略評価</p> <p>M-2 堤防の地震に対する点検結果</p> <p>N-1 河川巡視(平常時、出水時)における変状報告書資料</p> <p>N-2 出水期前後の堤防等点検における変状報告書資料</p> <p>N-3 水閘門施設の定期点検における変状報告書資料</p> <p>N-4 補管、補門等の操作要領・就業規則に関する点検資料</p> <p>O-1 老朽化構造物に対する概略評価結果</p>	<p>A-1 流域・河川の概要</p> <p>A-2 流域の自然特性(地形、地質、気候、氾濫形態)</p> <p>A-3 流域の社会特性(人口の推移、土地利用の変遷、水利用の変遷)</p> <p>A-4 河道改修計画(工美流配図、堤防断面、計画縦断面)</p> <p>A-5 洪水と治水事業の歴史(改修計画の歴史、計画流量の変遷)</p> <p>A-6 管内図</p> <p>C-4 確率流量(基準・主要地点)</p> <p>C-5 流量配分図(計画高水流量、戦後最大流量、平均年最大流量)</p> <p>D-1 現況平面図(支川、湾曲部、狹窄部、岩露出力所、河道平面特性)</p> <p>D-2 迅測図</p> <p>D-17 土砂災害危険区域図</p> <p>M-3 〇〇平野 水管・地盤液化予測地形分類図</p> <p>M-4 断面情報</p>

## 5. 評価の方法論（河道の評価要領）

### 5.1 河道評価の目的

河道の評価は、治水に関わる巡視点検・測量等の監視、水防活動、河川改修、あるいは投資の優先順位などを行う際の基本的な情報として活用することを目的に実施するものである。

「河道の評価要領」は、そのための方法論を示したもので、河道特性情報集の各種データを活用して河道の状態を評価し、「特に注意して監視すべき項目・箇所」を特定する方法について示したものである。「河道の評価要領」に基づき検討した評価結果は、緊急的に対策する必要があるのか、あるいは「河道の監視要領」に基づき監視していくべきなのかの判断根拠となる。

何が要因となって、どこでどのような被災が生じるかということは、現場での監視だけで判断することは困難である。河道の安全性を低下させる要因を把握するためには、各河川の河道特性情報集から河道特性を分析・解釈し、過去の洪水で何が起きてきたのか、今後どのような現象が起り得るかを予測しつつ、要因を特定する必要がある。特に破堤に至るなど河道の安全性を低下させる現象は、「特に注意して監視する項目」として取り上げ、ある一定の基準を設けて河道の安全性を要因別に適切な手法で定量的・定性的に評価することが必要となる。

その一定基準値を下回った箇所は、「特に注意して監視する項目」で抽出される箇所として設定し、重点的、継続的に管理することで、効率的、効果的な河道管理が可能となる。

河道の評価は、定期的及び大規模な出水の後に適宜見直しを行う。評価や監視、対策の結果は、河道管理のための重要な情報として、河道特性情報集に整理・蓄積し、再度、河道を評価する場合の情報として活用される。

なお、評価結果を活用する際には、河川整備計画をはじめ、河川管理に関する各種の行動計画と整合を図る必要がある。

### 5.2 堤防破堤のメカニズム

本検討は、流域に重大な被害をもたらす堤防の破堤に関わる現象に着目して河道の安全性を評価するものである。代表的な堤防破堤要因を以下に示す。

#### 1) 堤防越水

土質材料で構成される河川堤防は越水に対して極めて脆弱で、破堤原因の75%は越水に起因するものである。堤防の高さが確保されていても、樹林化や河床上昇による河積減少等様々な条件により流下能力が低下し、越水する可能性がある。よって、流下能力を評価することは極めて重要である。

#### 2) 堤防浸透

堤防が整備されてくると降雨あるいは流量が増大しても上流部が破堤しなくなり、増大した流量がそのまま下流部に流下する。特に、中流部から下流部の堤防は高い水位と長い洪水継続時間により浸透破壊の危険度が増加している。よって浸透破壊に対する堤防の安全性を評価することは重要である。

### 3) 堤防直接侵食, 高水敷表面侵食

堤防植生には雨水や流水による法面等の侵食を保護する機能がある。地上部の葉や茎は、雨水や流水が与える法面への外力を和らげる働きがある。また、根系は地表面の根の間にある土粒子を保持し、雨水や流水から土粒子の流出を防止または軽減させる働きがある。土粒子が流出し流水が作用し続けると堤体が薄くなり、天端が崩壊し堤防破堤の危険度が増加する。よって堤防表面あるいは高水敷表面の流水による侵食に対する耐力を評価する必要がある。

### 4) 高水敷側方侵食, 低水路局所洗掘

高水敷側方侵食は、流水によって高水敷が横方向に侵食されていくことであり、やがて堤防に影響が及ぶことになる。側方侵食は、流路平面形状がわん曲して水衝部になっている外岸側で発生しやすいが、流れの直進性によりわん曲部であっても内岸側で起こることもある。河川構造物や樹木群、砂州等により流向が変化するとわん曲部でなくても侵食が発生することがある。また、洪水時の水位の変化に応じて、流向が変化する場合があり、それによって水衝部も変化する。

低水路局所洗掘は、低水路護岸の脚部の河床洗掘によって護岸の根入れ不足が生じ、護岸の基礎より下方から土の流出を起こし、護岸基礎や護岸背面が緩む。そうすると、護岸が沈下、流出して破壊され、侵食に対して機能しなくなり、高水敷が側方侵食される。

高水敷側方侵食や低水路局所洗掘が生じると、堤防本体へ影響が及び、ひいては破堤する可能性がある。よって高水敷側方侵食や低水路局所洗掘に対する堤防の安全性を評価する必要がある。

### 5) 横断構造物の影響

河道内に構造物が設置されると、洪水流下の阻害となったり、構造物周辺において流れが局所的に変化し、それに伴って河床洗掘や河岸侵食等を引き起こす。その結果、堤防破堤につながることもあるため、構造物の影響による堤防の安全性を評価する必要がある。

- ・ 構造物付近における水位上昇
- ・ 構造物周辺の流向・流速の変化
- ・ 構造物付近の局所流による洗掘・堆積 等

## 5.3 評価の対象項目と評価方法

河道は、治水・利水・環境に関わる多面的な機能を持ち合わせているが、本要領では、このうち治水面での評価を取り扱う。治水面の評価は、整備計画流量を流すための「器の大きさ（量的安全性）」と、「器の質（質的安全性）」（堤防の浸透や洗掘等）で評価する。評価にあたっては、現在の河川技術水準、計画・設計論（堤防・護岸・横断構造物）等を踏まえた安全性の判断基準値との比較を行い、河川間や区間毎の相対比較が可能ないようにランク分けして河道の安全性を判断する（表5.1）。

流下能力の評価は、堤防の断面形状、及び河積、つまり「器の大きさ」に関する問題を対象とする。

施設の機能評価は、堤防浸透・堤防直接侵食、高水敷の表面侵食・側方侵食、低水路局所洗掘等の「器の質」の問題、及び洪水調節施設等の機能の発現に関連する問題を対象とする。

表 5.1 対象とする評価項目と評価方法の概要

評価項目		評価方法	評価ランク
流下能力（量的安全性）		堤防の安全性が確保できる計画高水位以下で整備計画流量が流下できるかどうか、及び堤防の断面形状が計画どおり確保されているかどうかにより評価する。流下能力が不足する区間は、その要因を特定する。	A～Dの4ランク A：安全 C～D：重点区間
施設 （堤防等） の機能 （質的安全性）	堤防の直接侵食	堤防法面近傍の流速と植生法面のせん断抵抗の比較によって評価する。	評価基準値以上か、未満か
	堤防の浸透	すべり破壊と基礎地盤のパイピング破壊に対する堤防の安全性を照査した堤防の浸透の詳細点検結果に基づき評価する（未実施の場合は概略点検結果を活用）。	評価基準値以上か、未満か
	堤防に影響を及ぼす低水路河岸の側方侵食・局所洗掘	河道をセグメント、平面形状等の河道特性毎に区分し、各区間の過去の被災実績から予測される洗掘深、側方侵食幅と現況河道の護岸基礎高、高水敷幅との比較によって評価する。	A～Dの4ランク A, B：安全 C, D：重点区間
	横断構造物	構造・現状の状態を把握し、付帯する護床工、高水敷保護工、護岸等が構造令等の基準に対して適切に設置されているかで評価する。	構造令等の基準を満たしているか、いないか
		構造物の存在により洪水時に堤防に向かう流れ、局所洗掘、水位上昇などが生じ堤防の安全性に影響を及ぼさないかで評価する。	堤防に影響があるか、ないか
洪水調節施設等の機能に影響を及ぼす区間の河道変化	越流・分派に影響を及ぼす区間について、計画・設計時と現況の河道条件を比較し、遊水地・放水路等の洪水調節施設の機能（洪水調節量）が維持されているかを評価する。	機能が維持されているか、いないか	

#### 5.4 河道評価の検討手順

河道の評価にあたっては、基本的な情報として河道特性情報集を活用して、各種情報の加工・重ね合わせを行い、河道の変化傾向を把握・予測する。この情報を基に、河道がどのような条件・状態のときに安全性が低下するのかを要因別に分析する。

その要因がもたらす現象（流下能力の低下、施設の機能の低下）を「特に注意して監視する項目」として取りあげ、河道の安全性を定量的あるいは定性的に分析し、基準値との比較により安全性を評価し、ランク分けする。その評価結果をもとに、安全性が低い箇所を「特に注意して監視する項目」で抽出された箇所として設定する。

以上の評価結果をもとに、河川管理者は、特に注意して監視する項目で抽出された箇所では緊急的な対策を必要とするのか、またはその経過を特に注意して監視していくのかの方針を決定し、対策または監視を着実に実施する。評価結果あるいは監視結果は、河道特性情報集に記録・追加していく。評価の手順を図5.1に示す。

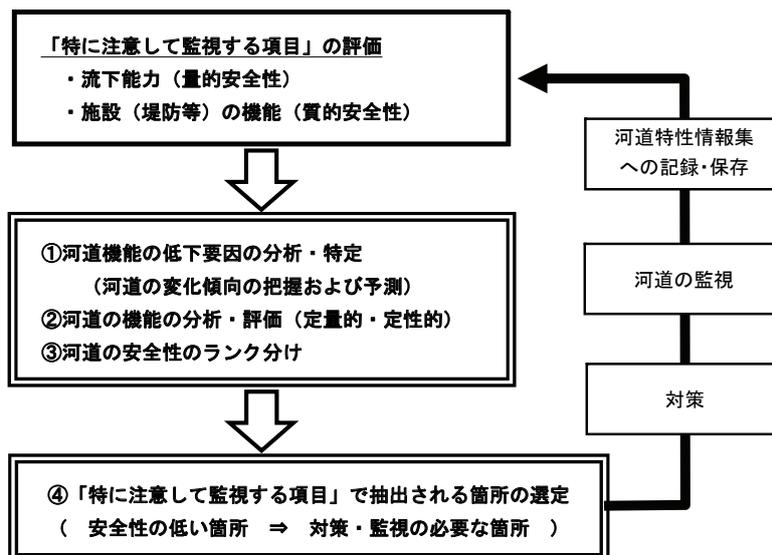


図 5.1 河道の評価手順

## 5.5 流下能力の評価

### 5.5.1 流下能力の評価方法

本検討で現況河道の流下能力を評価する目的は、以下の2点である。

- ・ 流下能力向上対策の必要性を判断すること。
- ・ 流下能力不足区間での要因別対応方針（監視，改修等の対策）に活用すること。

流下能力の算定は、「河道計画検討の手引き」（国土技術研究センター）に基づいて行う。

流下能力の管理の目標は、堤防の基本断面形状が確保されており、かつ整備計画流量が計画高水位以下で流下できることとする。評価にあたっては、河道の器の大きさ（河積）と現況の堤防断面の形状を踏まえるものとする。

流下能力評価の判定（ランク分け）は、**図5.2**、**図5.3**の通り A,B,C,Dの4段階評価とする。評価結果のAランクは現状では安全であるので通常の監視を行う。B,C,Dランクは「特に注意して監視する項目」で抽出された箇所とする。評価結果は、区間毎にこのまま現状を維持・監視していけば良いのか、あるいは築堤、掘削等改修していく必要があるのか等、今後の流下能力管理の基礎情報として活用していく。

### 5.5.2 流下能力を低下させる要因の分析

流下能力の不足箇所では、不足要因を把握し、要因別・区間別の今後の対応方針（監視，改修等の対策）の作成に活用する。

流下能力を低下させる要因には、河積不足，河道内の樹木繁茂，支川の合流，河道内の構造物，わん曲部，砂州（中規模河床形態）等がある。それらが、河道内のどこに位置し、どの程度の阻害になっているかについては、上記要因の有り無しの不等流計算等を行うことによって把握することができる。各要因が流下能力をどの程度阻害しているか断面毎に把握する。

なお、河道が山付きの箇所で、かつがけ崩れや地すべり等の土砂災害が発生した場合に、土砂が河道内に直接流入すると、流下能力の障害となり、上流の有堤部で破堤に至る可能性がある。このような箇所では、「河道の監視要領」に基づき、必要な対応を行う。

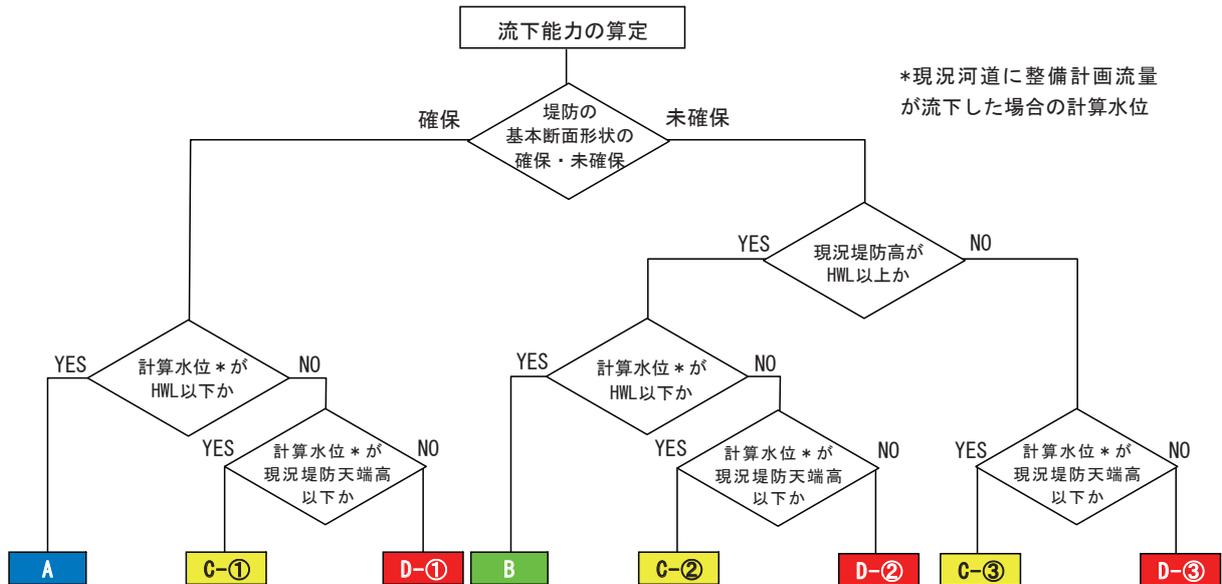
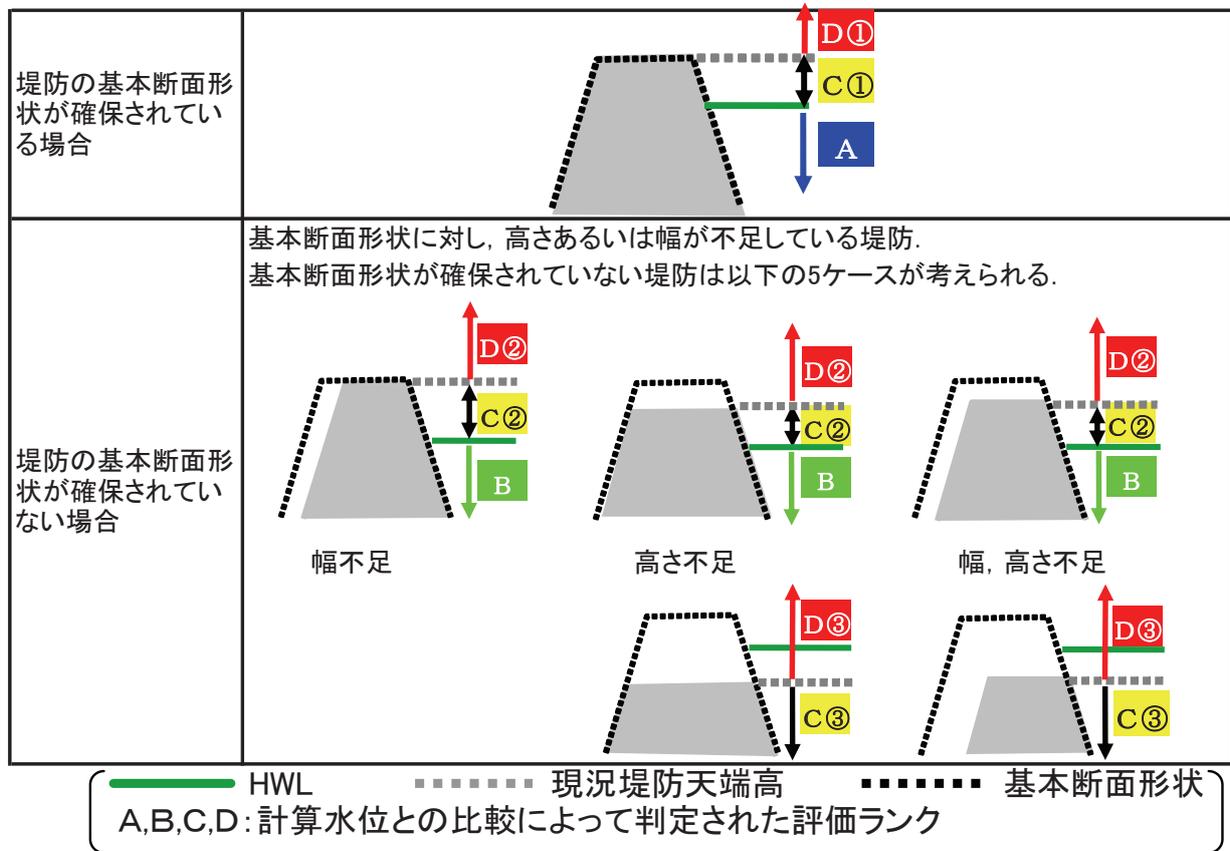


図 5.2 流下能力評価フロー



※ここでの「基本断面形状が確保された堤防」とは、これまでの完成堤における形状を満足している堤防を意味する。

図 5.3 堤防の定義

## 5.6 施設（堤防等）機能の評価

### 5.6.1 堤防浸透の評価

#### 1) 既存の評価

現在、堤防浸透の評価として、「堤防の概略点検」と「堤防の詳細点検」が行われている。

河川堤防の浸透に対する概略点検（『河川堤防の浸透に対する安全性の概略点検について』，平成8年10月および平成9年1月付治水課事務連絡）は，主として既存の各種資料を収集整理し，堤体や基礎地盤の土質条件あるいは過去の被災履歴等をよりどころに浸透に対する堤防の安全性を概略的に評価したものである。この際に設定した安全性の概略評価ランクは，A（安全性が高い），B（安全性がやや高い），C（安全性がやや低い），D（安全性が低い）の4段階である。

詳細点検（『河川堤防設計指針』，平成14年7月，治水課長通達）は，概略点検結果による安全性の評価を踏まえ，堤防強化の検討に向けて詳細な調査を実施したものである。評価結果は基準値を満たすか，満たさないかの判断のため，2段階評価である。

#### 2) 堤防浸透の評価方法

詳細点検は現時点で最良と考えられる解析手法を導入し評価を行っているため，浸透に対する堤防の安全性評価結果は「詳細点検結果」を適用する。詳細点検が未実施の区間は「堤防の概略点検結果」を適用するものとする。

詳細点検結果により判断基準値を下回った区間を『特に注意して監視する項目』で抽出された箇所とする。詳細点検を実施していない区間は概略点検結果のCランク，Dランクを「特に注意して監視する項目」で抽出された箇所として設定することを基本とする（**図5.4**）。

ただし，詳細点検結果が基準値を満足していない箇所であっても，詳細点検後の対策工が適切に実施されている場合は，安全性が増していると考えられるため「特に注意して監視する項目」で抽出された箇所として設定しない。また，概略点検結果しかなく，C,Dランクに判断されている箇所は，たとえ何らかの既設対策工が実施されていても，詳細点検が未実施のため「特に注意して監視する項目」で抽出された箇所として設定する（**図5.5**）。

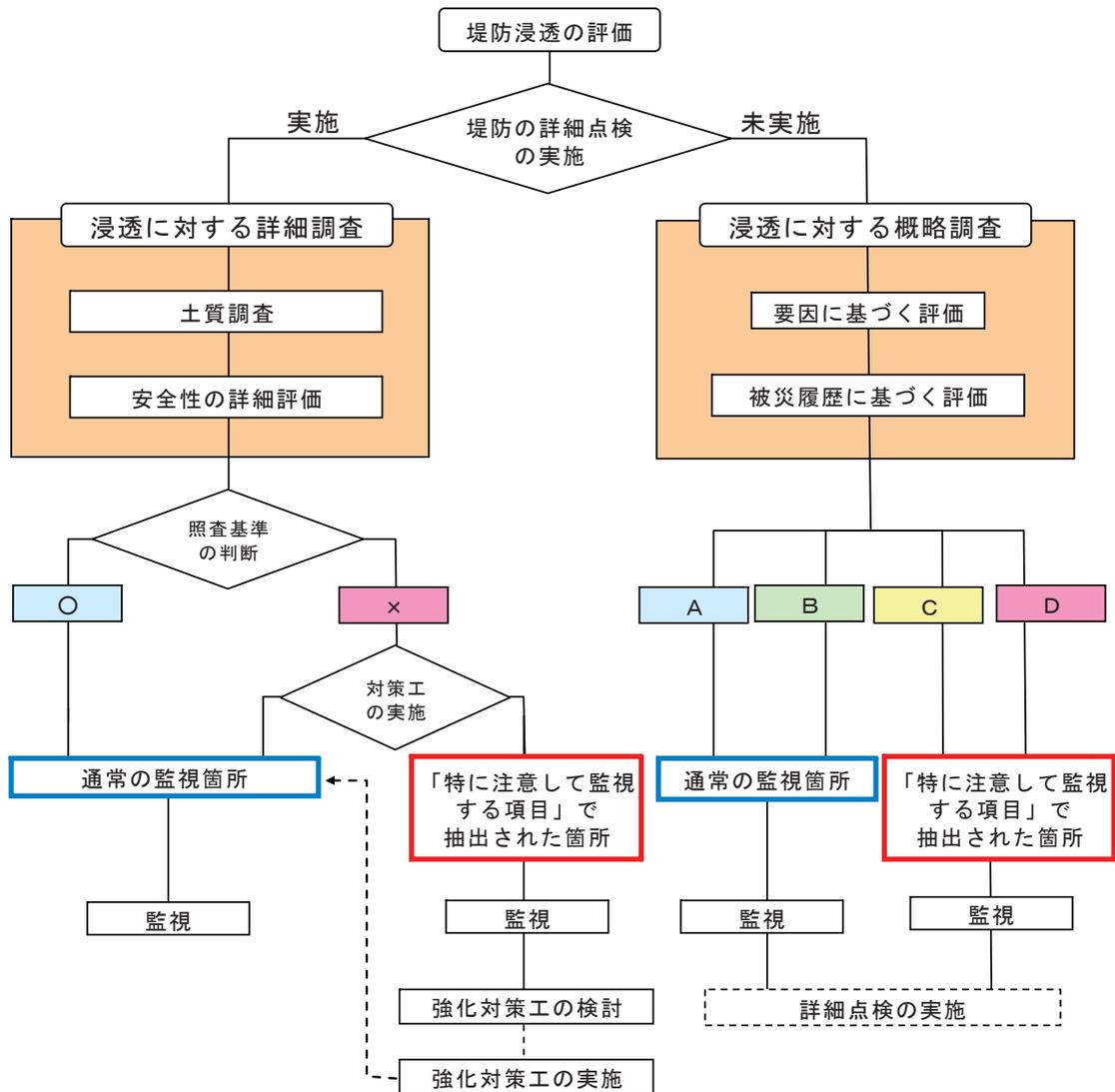


図 5.4 堤防浸透の評価フロー

距離	10			15				20		
概略点検結果	B	C	D	C	B	C	D	C	B	
既設対策工の実施				実施						
詳細点検結果				基準値以下				基準値以上		
				X				O		
詳細点検後の対策工の実施状況				実施						
最終的な評価結果	B	C	X	O	D	C	B	C	O	C
「特に注意して監視する項目」で抽出された箇所	通常	特注	通常	特注	通常	特注	通常	特注	通常	特注

通常：通常の監視箇所      特注：「特に注意して監視する項目」で抽出された箇所

図 5.5 既存の評価結果を活用した浸透評価の考え方の例

### 5.6.2 堤防直接侵食, 高水敷表面侵食の評価

洪水時には、堤防表法面や法尻付近に流水が直接作用して表面を被覆する植生がはがれ、堤体を構成する土砂が流出して破堤に至ることがある。

植生の流水に対する耐力を評価する指標の一つとして、流速が挙げられる。張芝の侵食限界流速は、**図5.6**に示すように2m/s（根の層厚10cmの場合）が目安となることから、堤防直接侵食に対する安全性評価は、現況河道での整備計画流量流下時の堤防前面流速とこの値とを比較することによって行う。堤防近傍、高水敷表面の流速として、不等流計算によって算出した平均流速を使用する場合は、「護岸の力学設計法」による平面形状による方法で補正した流速を使用する。高水護岸が設置されている場合は堤防の直接侵食は生じないものと考え、評価は行わない。

高水敷の表面侵食に対する安全性は、堤防侵食と同様に張芝の侵食限界流速（2m/s）と堤防近傍の高水敷流速を比較し評価する。高水敷表面が裸地の場合は無次元掃流力 $\tau_{*c}$ が0.07を基準とする。なお、限界掃流力は、岩垣公式では $\tau_{*c}=0.05$ 、Shields曲線では $\tau_{*c}=0.06$ であるが、堤防の安全度を低下させない程度の高水敷の多少の乱れ・荒れは許容すると考え、 $\tau_{*c}=0.07$ とした。これらの流速や無次元掃流力による判断によりがたい場合は別途検討する。

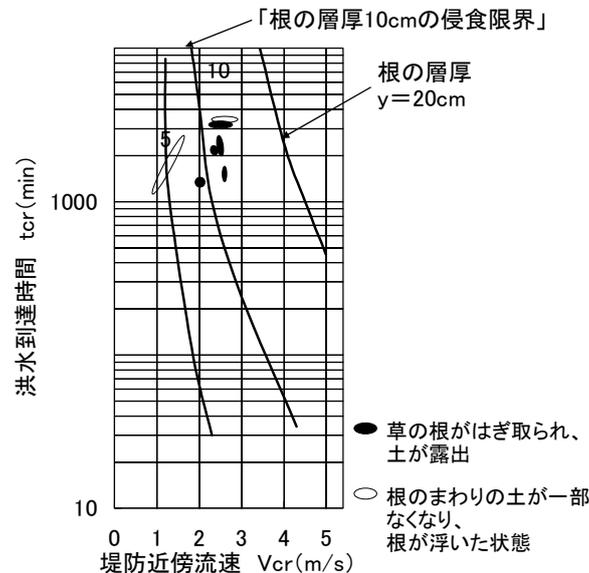


図 5.6 堤防近傍流速と張芝の侵食限界との関係

### 5.6.3 高水敷側方侵食, 低水路局所洗掘の評価

#### 1) 評価対象区間

高水敷側方侵食や低水路局所洗掘が生じると、堤防本体へ影響が及び、破堤が生じる可能性がある。被災が生じる箇所・区間は、河道特性の影響や横断構造物の上下流などによるところが大きく、すべての箇所・区間で生じるとは限らないため、河道特性等を踏まえて評価手法を変える必要がある。

側方侵食・洗掘を評価する際には、侵食が生じやすい箇所が移動するか否かの観点から対象区間を緩流区間（例えばセグメント2-2）、急流区間（例えば扇状地河川、セグメント1,2-1）に分け、それぞれ評価する。**図5.7**に評価フローを示す。

急流区間では、どの断面でも侵食、洗掘が生じる可能性があるとし、全区間を評価対象区間とすることを基本とするが、河道特性及び過去の被災特性等も踏まえて評価対象区間を適切に設定

する。

緩流区間では、侵食や洗掘が生じる区間は平面形状等の河道特性と密接に関わっていることから、全ての区間を評価対象とせず、河道特性及び過去の被災特性等を踏まえて評価対象区間を適切に設定する。

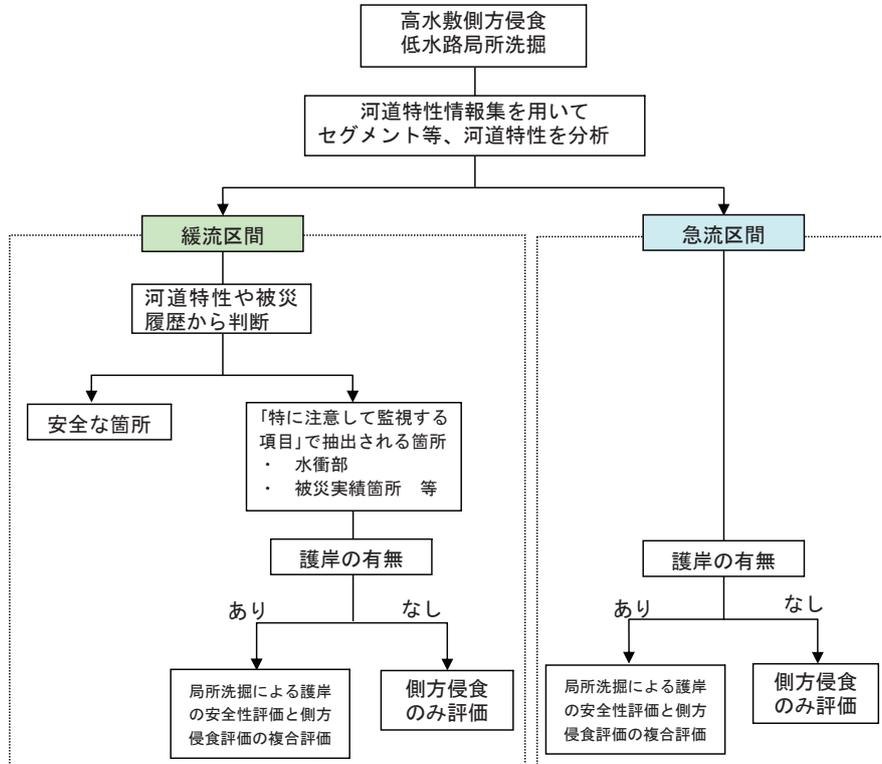


図 5.7 高水敷側方侵食・低水路局所洗掘の評価フロー

## 2) 被災パターンに応じた評価手法の選定

評価対象となった区間は、護岸の設置状況に応じた評価手法を選定する。

護岸設置区間に対する評価は、「側方侵食に対する評価」と「護岸基礎高に対する評価」とを複合して評価するものとする。これは、被災パターンとして、まず低水護岸又は堤防護岸の基礎が洗掘被災し、その後、高水敷が横方向に侵食され、堤防の侵食被災に至る、という過程が想定されるためである。

したがって、洗掘評価は護岸基礎高評価（縦方向）と高水敷側方侵食評価（横方向）を複合して評価するものとする（図 5.8）。

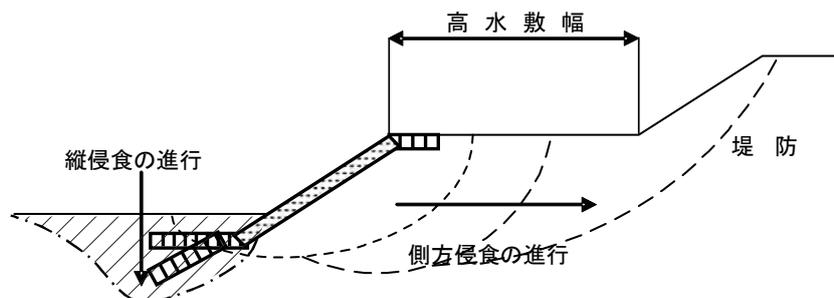


図 5.8 護岸のある断面の評価イメージ（複合評価）

低水護岸が設置されていない箇所については、側方侵食評価（横方向）のみの評価方法を用いることとする（図5.9）。本来の正常な機能を有していない護岸は、護岸がないものとして、護岸がない場合の評価方法により検討する。

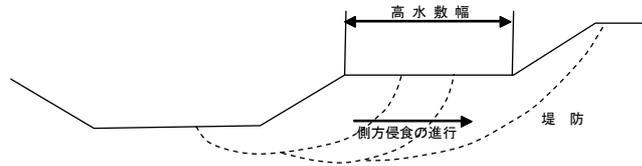


図 5.9 護岸のない断面の評価イメージ（側方侵食のみ評価）

### 3) 緩流区間の評価

緩流区間における評価手順を図5.10に示す。

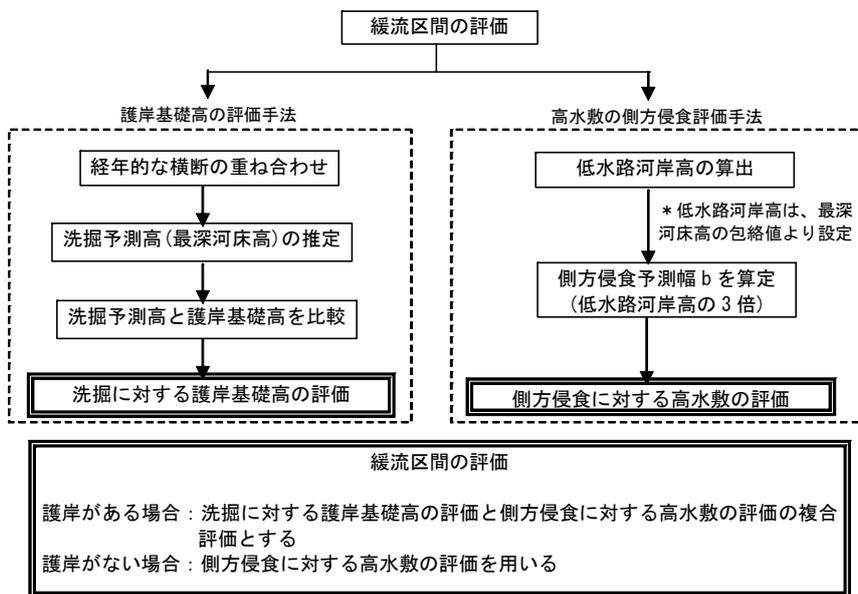


図 5.10 緩流区間の評価の手順

評価方法の詳細を以下に示す。

#### (1) 側方侵食の評価

##### ① 低水路河岸高の算出

低水路河岸高は、各断面の最深河床高より設定する。

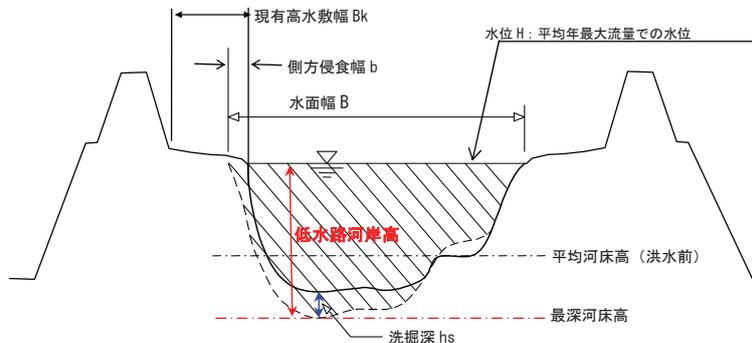


図 5.11 低水路河岸高の算出

## ② 側方侵食予測幅bの算定

緩流区間における側方侵食予測幅bは、低水路河岸高の3倍として設定する。なお、当該河川において既往の洪水による高水敷の侵食幅が整理されている場合には、これらの実績を踏まえることとする。

表 5.2 高水敷の側方侵食予測幅

セグメント分類	1洪水で侵食される高水敷幅bの目安
2-2及び3	側方侵食幅 $b \approx$ 低水路河岸高 $h$ の3倍

## ③ 側方侵食に対する高水敷の安全評価

既存の高水敷幅 $B_k$ 方侵食幅 $b$ を比較し、高水敷の側方侵食に対する安全性を「a」「b」「c」の3段階で評価する（表5.3）。

表 5.3 高水敷の側方侵食の評価

評価	内容
a	現況高水敷幅 $B_k$ が側方侵食予測幅 $b$ より大
b	現況高水敷幅 $B_k$ が側方侵食予測幅 $b$ の 0.5 ~ 1.0 倍
c	現況高水敷幅 $B_k$ が側方侵食予測幅 $b$ の 0.5 倍未満

※護岸がない場合は「A,B,C」と表示する。

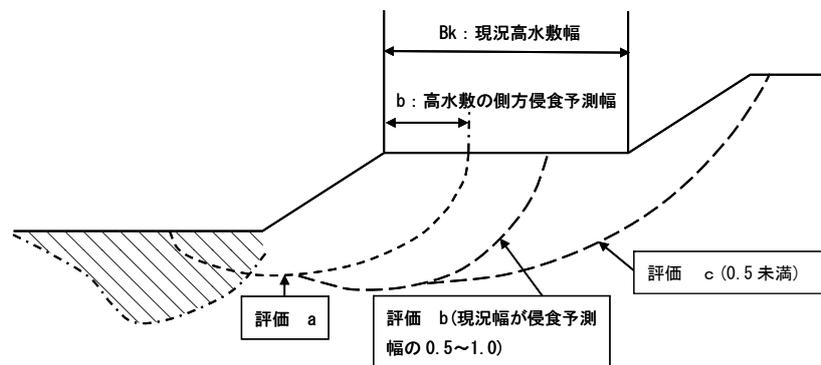


図 5.12 洗掘予測深の算出

高水敷幅の評価は厳密には侵食予測幅以上に高水敷幅があるかないかで評価するものであるが、ここでは3段階で評価するものとして、0.5倍の幅を有するかどうかを区分の基準とする。

現況高水敷幅が側方侵食予測幅の0.5倍以下では、高水敷が多少あっても堤防保護の機能が果たせず、高水敷がないに等しいものとし、0.5倍以上あれば堤防保護の機能がある程度期待できるものとする。

## (2) 洗掘深の評価

### ① 洗掘予測深の算定

洗掘が生じるような既往の複数洪水について、洪水前後の横断面の重ね合わせにより断面毎・洪水毎に洗掘予測深 $h_s$ を算出する（図5.13）。

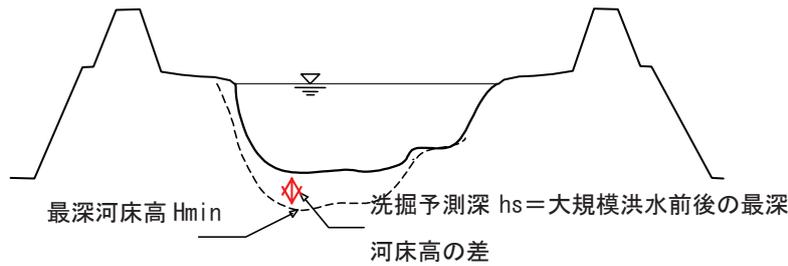


図 5.13 洗掘予測深の算出

② 洗掘予測高の予測

各洪水の洗掘予測深  $h_s$  の最大値を現況平均河床高から引いて、洗掘予測高（標高）を算定する。

③ 洗掘予測高（標高）と護岸基礎高等との比較

②で求めた洗掘予測高（標高）と、護岸基礎高又は根固工が屈撓しても洗掘に対処できる高さと比較する。

④ 洗掘に対する護岸基礎高等の評価

急流区間における「(3) ⑧洗掘に対する護岸基礎高等の評価」と同様の評価とする。

⑤ 洗掘に対する安全性評価(複合評価)

急流区間における「(3) ⑨洗掘に対する安全性評価(複合評価)」と同様の評価とする。

4) 急流区間の評価

急流区間における評価手順を図5.14に示す。

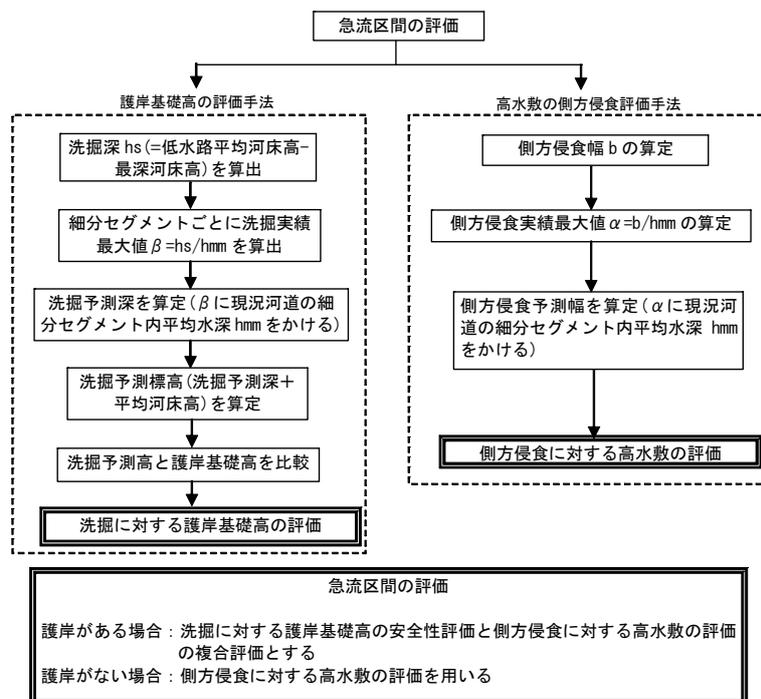


図 5.14 急流区間の評価の手順

評価方法の詳細を以下に示す。

### (1) 洗掘深 $h_s$ と側方侵食幅 $b$ の考え方

洗掘深 $h_s$ と側方侵食幅 $b$ は砂州のスケールと関係がある。砂州のスケールはその川の河床材料が全面的に動く程度の流量や水位で規定されている。その流量は概ね平均年最大流量であると見られるため、平均年最大流量での水深 $h_m$ と関連付けを行うこととする。

局所洗掘深 $h_s$ 、側方侵食幅 $b$ は、平均年最大流量時の平均水深 $h_m$ との比( $h_s/h_m, b/h_m$ )で無次元化し、他の急流河川やセグメントと比較、適用する。

また、 $h_s/h_m$ 、 $b/h_m$ の最大値は、河床勾配、河床材料等から区分したセグメントを水面幅、平均水深から更に細分化した「細分セグメント」ごとに一定と仮定し、砂州の移動により侵食・洗掘がいずれの地点でも発生する可能性があると考ええる。

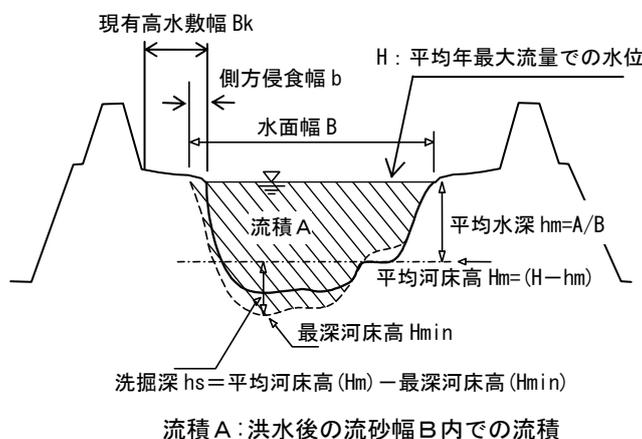


図 5.15 局所洗掘深 $h_s$ 、平均水深 $h_m$ 、侵食幅 $b$

### (2) 側方侵食の評価

#### ① 細分セグメント区分

河床勾配、河床材料、水深、水面幅をもとにセグメントを更に細分し、細分セグメント区分を行う。

また、わん曲部は流水が集中する区間が生じ、侵食の可能性および侵食量も大きくなるので、細分セグメントとは別に区間を抽出し検討する。

#### ② 側方侵食幅 $b$ の算定

既往の大規模な複数の洪水について、洪水前後の横断図、災害復旧資料より側方侵食幅 $b$ を図 5.15 のように算定する。側方侵食は平均年最大流量における水位以上の高さを高水敷と仮定し、これより高い部分において算定する。

#### ③ 包絡値の算出

細分セグメント内の平均年最大流量での水深 $h_m$ の区間平均を $h_{mm}$ とし、細分セグメント内の $b/h_{mm}$ の最大値 $=a$ を図 5.16 に示すように算出する。

わん曲部については細分セグメント区分を行う際にこれを考慮して選定し、わん曲部での侵食特性を検討する。

水制、堰等の河道内に突起する構造物が原因となる側方侵食については、個別に検討する。また、砂州の形状の変化のように高水敷の侵食と見なされないものは対象外とする。

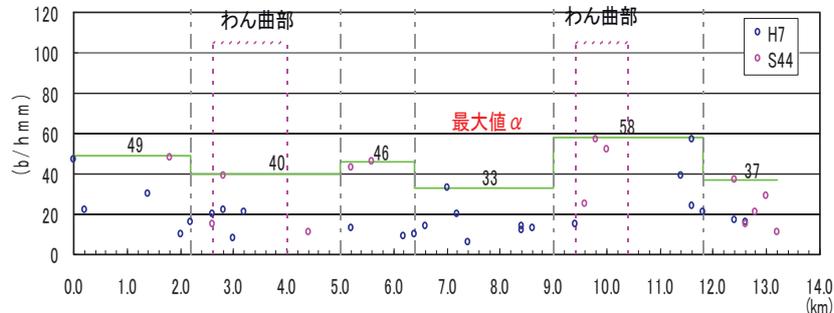


図 5.16 実績側方侵食幅  $b$  と  $\alpha$  の特性 (例)

#### ④ 側方侵食予測幅の算定

最新 (検討対象) 年度の平均水深  $hmm$  に細分セグメントごとの  $\alpha$  を乗じ、側方侵食予測幅を算定する。

$$b \text{ (側方侵食予測幅)} = \alpha \cdot hmm \quad \dots\dots\dots (5 \cdot 1)$$

#### ⑤ 側方侵食に対する安全評価

現況の高水敷幅と側方侵食予測幅を比較し、高水敷の側方侵食に対する安全性を「a」「b」「c」の3段階で評価する (表 5.3 参照)。

### (3) 洗掘深の評価

#### ① 細分セグメント区分

細分セグメント区分の考え方は前述 (2) ①と同様である。

#### ② 最深河床高の算出

既往の大規模な洪水に対し、洪水前後の横断面の重ね合わせにより図 5.15 に示すように最深河床高  $H_{min}$  を算出する。

#### ③ 洗掘実績包絡値の算出

平均河床高 - 最深河床高 = 洗掘深  $h_s$  と定義する。

細分セグメント内の平均年最大流量での水深  $hm$  の区間平均を  $hmm$  とし、細分セグメント内の  $h_s/hmm$  の最大値 =  $\beta$  を図 5.17 に示すように算出する。

ただし、砂州要因以外のわん曲部については細分セグメント区分を行う際にこれを考慮して選定し、わん曲部での洗掘、侵食特性を検討するものとする。

水制等の構造物による局所洗掘は個別に検討する。構造物による局所洗掘の予測は今後の課題とするが、簡便な方法としては、構造物周辺の経年的な最深河床の最小値を基に設定する方法が考えられる。

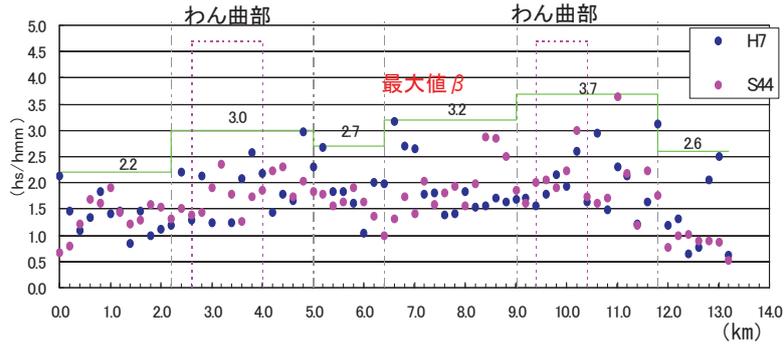


図 5.17 実績洗掘深  $h_s$  と  $\beta$  の特性 (例)

④ 洗掘予測深の算定

最新 (検討対象) 年度の平均水深  $h_{mm}$  に  $\beta$  を乗じ、洗掘予測深  $h_s$  を算定する。

$$\text{洗掘予測深 } h_s = \beta \cdot h_{mm} \dots\dots\dots (5 \cdot 2)$$

洗掘予測河床高とピーク流量との関係は図 5.18 のようにピーク流量増加とともに低下すると考えられているが、急流河川では洪水波形がシャープであり大流量が流れる時間が短く、1洪水ハイドロでは砂州の列数は大きく変形しないこと、また実態調査によると洪水流量の差異により  $\beta$  に有意な差が見られことより、 $\beta$  は図 5.19 のように一定と仮定する。

⑤ 洪水時平均河床高の算定

図 5.20 に示すように、一洪水中の河床高の変化が著しいと想定される場合は、検討対象河道に対して計画高水流量ハイドロに対する最も低い河床高を次元河床変動計算等により求め、これを各流量における局所洗掘の基準としての平均河床高 ( $H_m$ ) とすることが望ましい。

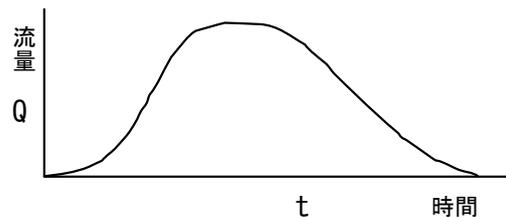
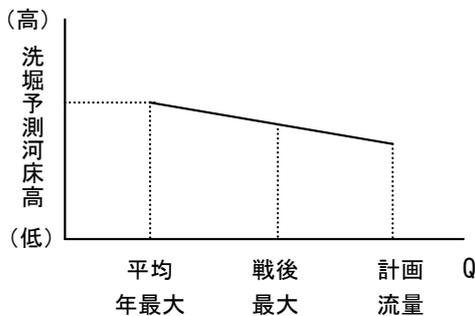


図 5.18 洗掘予測河床高とピーク流量の関係

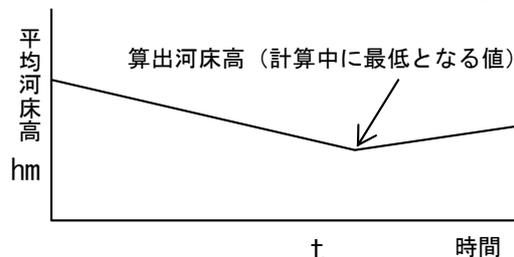


図 5.20 洪水時平均河床高  $H_m$  算定の概要

図 5.19  $\beta (=h_s/h_m)$  とピーク流量の関係

⑥ 洗掘深標高の予測

④で求めた洗掘予測深  $h_s$  を平均河床高  $h_m$  から引いて、洗掘予測河床高（標高）を算定する。

⑦ 洗掘予測河床高（標高）と護岸基礎高等との比較

図5.21に示すように⑥で求めた洗掘予測河床高（標高）と、護岸基礎高又は根固工が屈撓しても洗掘に対処できる高さとは比較する。

⑧ 洗掘に対する護岸基礎高等の評価

⑦の結果を用いて、表5.4に示すように洗掘に対する護岸基礎高等の安全性を「a」「b」の2段階で評価する。

表 5.4 洗掘に対する護岸基礎高等の評価

洗掘予測河床高の状態	評 価
護岸基礎高等注) $\leq$ 洗掘予測河床高 (が高い)	a (安全)
護岸基礎高等 $>$ 洗掘予測河床高 (が低いが、根固工が屈撓して対処可能な範囲)	
護岸基礎高等 $>$ 洗掘予測河床高 (が低く、根固工が屈撓しても対処できない範囲)	b

注) 護岸基礎高等とは、護岸基礎高又は根固工が屈撓しても洗掘に対処できる高さのことを指す。

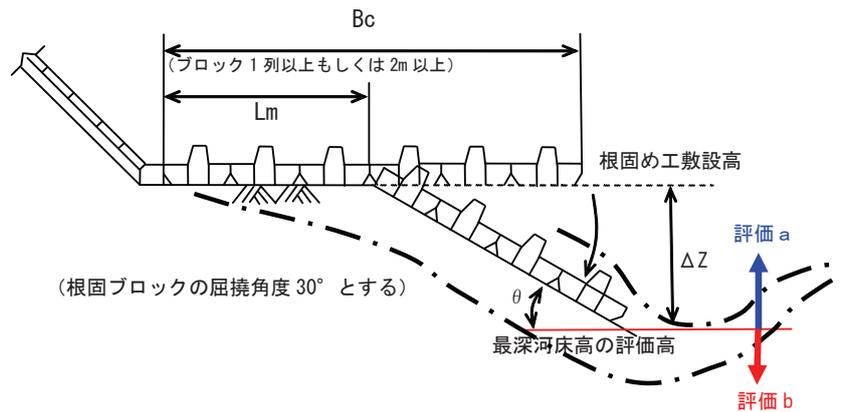


図 5.21 護岸基礎、根固め工の屈撓と洗掘評価図

根固め工周辺の河床低下や洗掘が進行すると、敷設地点の横断形状は図5.21のように変形する。施設幅は、護岸基礎前面の河床が低下しない幅を確保する必要がある。すなわち、護岸前面に河床低下が生じても最低1列もしくは2m程度以上の平坦幅が確保されることが必要とされる。したがって、施設幅  $B_c$  は、根固め工施設高と最深河床高の評価高の高低差  $\Delta Z$  を用いれば幾何学的に次式となる。

$$B_c = L_n + \Delta Z / \sin \theta \dots\dots\dots (7 \cdot 3)$$

ここで、 $L_n$ ：護岸前面の平坦幅（ブロック1列もしくは2m程度以上）(m)、 $\theta$ ：河床洗掘時の斜面勾配 (=30°)、 $\Delta Z$ ：根固め工施設高から最深河床高の評価高までの高低差 (m)

斜面勾配  $\theta$  は、河床材料の水中安息角程度になるが、安全を考えると一般に30°とすればよい。以上より、基礎工天端高が設定されれば、最深河床高を評価することにより、照査の目標とする施設幅を算定できる。

### ⑨ 洗掘に対する安全性評価(複合評価)

洗掘に対する安全性評価は、高水敷幅と護岸基礎高等の2つの評価項目を組み合わせた複合評価とする。

洗掘に対する安全性評価を複合して評価する理由は、低水護岸又は堤防護岸の基礎周辺が洗掘被災すると、その後、高水敷が横方向に侵食され、堤防の侵食被災に至る場合があるためである。護岸基礎高等の評価がb、高水敷評価がcの場合が極めて危険であることから、評価をDとする。

表 5.5 安全性評価 (複合評価)

複合評価		側方侵食 (高水敷評価)		
		a	b	c
局所洗掘	a	A	A	B
(護岸基礎高等の評価)	b	B	C	D

## 5.6.4 横断構造物

### 1) 横断構造物の評価

堰、床止工、橋梁等の横断構造物が被災すると堤防等河川管理施設に影響を及ぼす危険性がある。そのため、横断構造物の評価は、護床工、高水敷保護工、護岸等の施設が「河川管理施設等構造令」等に基づく基準に対して、適切に設置されているか、設計時の図面等により構造を確認することとする。

基準通り設置されていない構造物については、管理上注意（監視・対策）が必要な構造物として抽出する。

横断構造物等の河川管理施設の構造の安全性は、本来河川の特長や設置位置の状況に応じて判断しなければならないものである。構造令は一般的技術基準を定めるものであり、河川という公物の安全性確保のために最小限確保されなければならない基準値として設定されている。

しかし個別のケースによっては、構造令に定められている基準値以上の水準が設けられる場合もあるため、横断構造物の構造的詳細評価は別途検討することとする。

### 2) 横断構造物が河道に及ぼす影響の評価

横断構造物が河道に影響を及ぼす可能性がある箇所として、以下のものがあげられる。

- ・ 上下流で落差のある固定堰周辺
- ・ 横断構造物が原因となって被災したことがある箇所
- ・ 堰の存在により迂回流が生じ洗掘・侵食されると予想される箇所
- ・ 桁下の余裕高が十分に確保されていない橋梁
- ・ 橋脚周りの局所洗掘が予想される箇所 等

堰等の横断構造物は洪水時の流下阻害要因となり、流向が変化し迂回流となる可能性がある。迂回流は高水敷への乗り上げ流、低水路への落ち込み流となって高水敷側方侵食、低水路局所洗掘などの被害を生じさせ、堤防破堤に至る危険性がある。

また、橋梁等に流木が引っ掛かると水位上昇の原因となり、浸水被害が生じることもある。

このように横断構造物の存在によって河道に影響を及ぼすと予想される箇所は、「特に注意して監視する項目」で抽出された箇所として設定する。

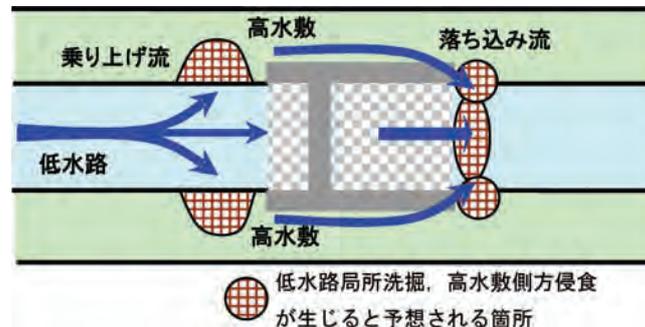


図 5.22 床止工や固定堰付近の流れによる洗掘が予想される箇所

## 5.6.5 洪水調節施設等の機能に影響を及ぼす区間の河道変化

### 1) 評価の方針

近年、河川・流域への人為的なインパクトにより河道特性が時間の経過とともに急速に変化してきている。その河道条件の変化により遊水地や放水路等の洪水調節施設、取水施設等の施設は、設計当初に比べ機能が低下しているものもある。

河道条件の変化による洪水調節施設の機能の低下（洪水調節量の低下）は、下流河道の洪水流量の負担を増加させ、下流流域の洪水氾濫に対する危険度を高めることになる。また、取水施設の機能低下（取水障害）は流域内の社会活動に支障をきたすことにつながる。

施設の機能を維持していくためには、施設の機能に影響を及ぼす区間の河道の安定性（または変化）を監視して評価していく必要がある。今後このような施設機能の維持の観点からも河道管理を行っていく必要がある。

遊水地や放水路等の洪水調節施設は、通常、将来河道（計画河道）または設計時の現況河道の河道条件において、計画の効果量（最大効果量）が発揮されるように計画・設計される。

よって、河川管理者には、最低限、計画・設計時の河道より洪水調節機能を低下させないような河道管理が求められることになる。将来河道の完成までに大規模な掘削等の河道改修を伴う場合は、日常の河道の維持管理では困難であるため、ここでは大規模な改修的管理は対象外とし、施設設計時の現況河道条件の維持管理を対象とする。

計画・設計時の洪水調節施設等の機能が現在も維持されているかどうかを評価するためには、計画・設計時と現況の河道条件を比較して大きな差異がないかどうかで判断する。河道条件の変化が大きく、洪水調節量への影響が懸念される場合は、別途、調節計算等、河道条件の変化を考慮した詳細な検討を実施し、対応を検討する。

なお、ここでの評価は詳細検討の必要性を判断するための評価である。

### 2) 評価方法

洪水調節施設は、河床高の変化、河道内樹木の繁茂、高水敷の地被状態等、河積・粗度が変化することによりその機能が変化する。このため、計画・設計時と現在までの縦横断面図、河積、 $H-Q$ 式(図

5.23) をそれぞれ経年的に重ね合わせてその変化量を把握し、施設機能に大きな影響が及んでいないか概略的に評価・判断する。

ただし、その判断基準を一般的に定めることは困難なため、各河川の状態に応じて個別に詳細検討の必要性を判断する。

評価の対象区間は、遊水地等の施設前面の河道区間だけではなく、施設前面の水位に影響を及ぼす下流区間までとする（図5.24）。現況越流開始流量は、洪水実績または計算により求める方法があるため適切な方法を選択する。

洪水調節施設等の機能に影響を及ぼす区間は「特に注意して監視する項目」で抽出される箇所として設定する（図5.24）。

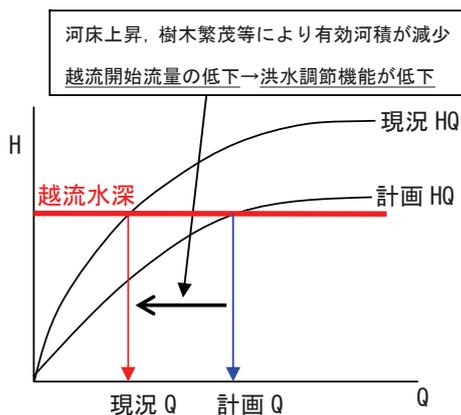


図 5.23 河道変化の分析例  
(遊水地前面河道 HQ 図)

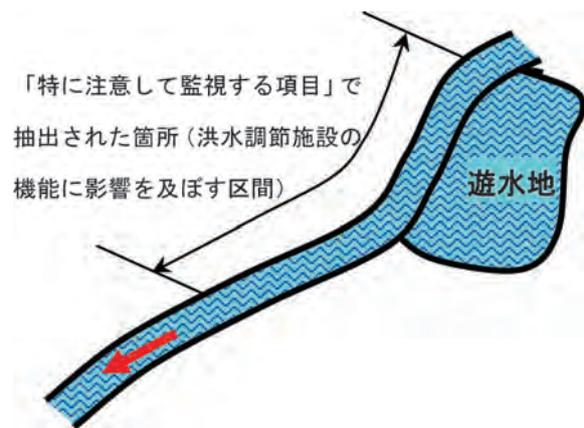


図 5.24 「特に注意して監視する項目」で抽出された箇所の設定例

## 5.7 河道機能の低下要因の分析

各項目の評価の結果、安全性が低い箇所では、その低下要因を把握し、要因別に今後の対応方針（監視、改修等の対策）に活用する。よって、安全性の低下要因を把握することは、河道管理において極めて重要な行為であることから、十分に検討する必要がある。

過去に被災している箇所は、河道の中でも質的に弱い箇所であるが、仮に被災実績が無いからといって、質的に弱い箇所が存在しないわけではない。その弱点を推測し、抽出するためには、河道特性情報集の記載情報を基に、平面形状（わん局部、水衝部）、横断形状（洗掘、侵食）、航空写真、高水敷幅、低水路幅、川幅水深比、治水地形分類図、被災実績、外力（流況）、工事履歴、河道特性に関する水理諸量（ $u_*$ 、 $\tau_*$ ）等の各種情報を重ね合わせたり、それらの経年変化を調べる必要がある。

水理緒量については、各評価で用いた判断基準値をはじめ、既往実験結果や経験からの耐侵食限界等判断基準値が存在するため、それらを目安として比較することも有効である。

堤防浸透、堤防直接侵食、高水敷側方侵食・局所洗掘等の現象が生じる要因は数多くあり、以下のようなものが挙げられる。

- ・ 樹林化の進行
- ・ 砂州の発達
- ・ わん曲部、水衝部
- ・ 横断構造物周辺、上下流

・洪水流の高水敷への乗り上げ・落込み 等

なお、洪水中の水位の変化に応じて、流向が変化する場合があり、それによって危険箇所も変化するため水位変化も踏まえる必要である。以下に要因分析の事例を示す。

### 1) 樹木群の影響の例

堤防前面に樹木群が列状に発達すると高速流が生じ侵食破堤に繋がる可能性がある。下図は航空写真の経年変化から近年樹木群が繁茂した区間を抽出し、堤防前面に高速流が生じる可能性がある区間を抽出した事例である。

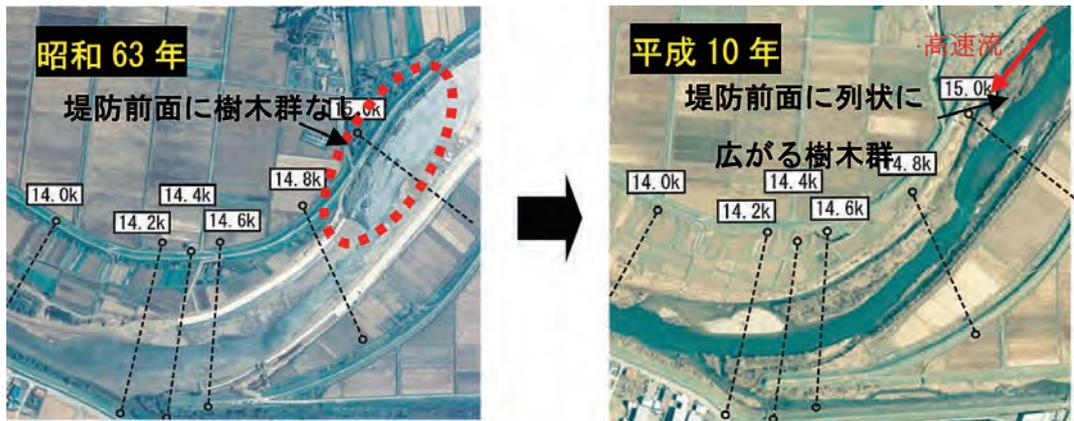


図 5.25 堤防前面に高速流の発生が予測される区間

### 2) 砂州の影響の事例

発達した砂州は、洪水時に水衝部や高速流を発生させたり、深掘れの原因となる場合がある。滲筋が低水路河岸や堤防に接近している箇所では、最深河床が低下して護岸の根入れ深にまで達し、被災する可能性がある。図5.26は航空写真の経年変化から近年砂州が発達傾向にある箇所を抽出し、横断面の重ね合わせによって局所的な深掘れの原因、実態を把握した事例である。

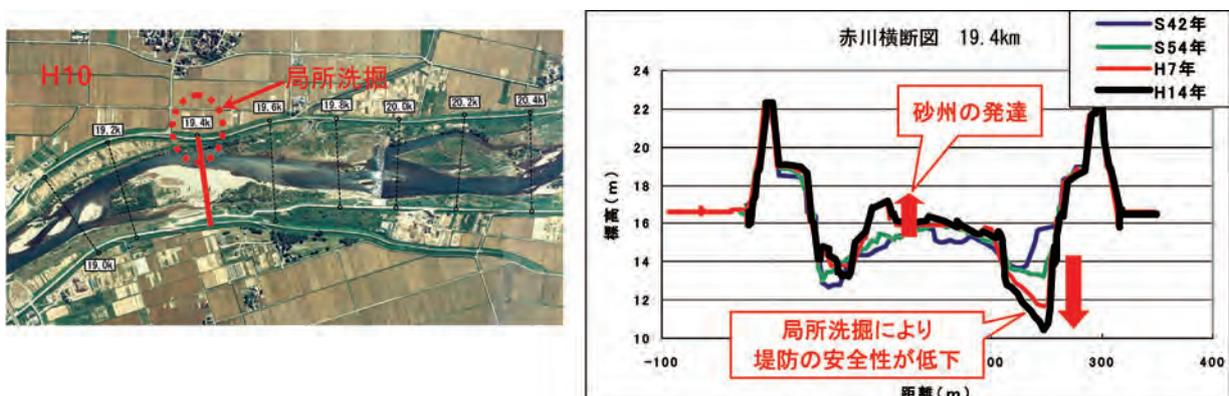


図 5.26 砂州発達により局所洗掘が見られる区間

## 5.8 「特に注意して監視する項目と区間」の設定

本要領での評価はあくまでも工学的な見地から河道の安全性が低い箇所を把握するものである。各評価項目（「特に注意して監視する項目」）での評価結果に基づき、評価項目毎に下記を勘案して「特に注意して監視する区間」を設定するものとし、各評価項目の総合化は行わない。

- ・評価基準値を下回り、安全性が低下していると判断された箇所または影響が及ぶ範囲
- ・横断構造物とその影響の及ぶ上下流の一連区間
- ・「重要水防箇所」でAと評価されている区間
- ・上記以外で平面形状等から機能の低下が予想される箇所または区間

流下能力等の評価は、一般的に200m間隔の横断測量断面位置だけで行われるが、こうした情報は縦断的に不連続であってそれだけで河道の安全性を把握することはできないため、平面形状、河道特性等、河道の連続性を勘案して設定する。

## 5.9 評価結果の整理・表示（アウトプット図の作成）

各項目の評価結果は、数値あるいは評価ランクとして得られることになるが、その評価結果は迅速かつ的確に監視や対策等の河道管理に活かされなければならない。そのためには、評価結果は現地の状況や河道特性と結びつけてわかり易く整理、表示する必要がある。このため下記のように整理した総括図と各項目の2種類のアウトプット図を作成するものとする。

アウトプット図の作成目的と方法を以下に示す。また、**図5.27**に評価結果の総括図、**図5.28**に堤防浸透の評価、**図5.29**に高水敷側方侵食・低水路局所洗掘の評価のアウトプット図の例を示す。

### 1) 評価結果総括図

評価結果総括図は、全ての評価結果を一覧に示したもので、作成目的は各評価結果を総合的に把握し、断面毎に監視すべきポイント（項目）を容易に把握することである。

- ・現地の状況や河道特性と評価結果が同時に理解できるように航空写真や平面図に「特に注意して監視する項目」で抽出された箇所を記載する。
- ・各項目の結果（ランク）を評価断面毎に整理する。
- ・堤防の状況（堤防の基本断面形状確保・未確保）を航空写真に記載する。
- ・重要水防箇所のランクを記載し、本評価結果と相違を把握できるようにする。

### 2) 各項目の評価結果

各項目の評価結果は、「評価結果総括図」よりも詳細な情報を航空写真に記載することで、評価結果と現地状況・河道特性、危険要因を関連づけて把握することを目的に作成するものである。また、評価結果や安全性を低下させている要因分析の結果から、「河道の監視要領」における監視ポイントを記述することで、箇所毎に「何を監視する必要があるのか」がはっきりし、現地での河道監視にすぐに活用できるようになる。

- ・航空写真や平面図に評価結果と評価に用いたデータ（情報）を記載する。
- ・現地の状況や河道特性がわかるように航空写真や平面図に「特に注意して監視する項目」で

抽出された箇所を記載する。

- ・評価結果の解説や「河道の監視要領」に基づく監視ポイントを記述する。
- ・必要に応じて、評価結果を補足するような横断図や現地写真等の情報を記載する。

## 5.10 評価結果の活用

### 1) 評価結果の活用方法

本要領に基づく流下能力、施設（堤防等）の機能評価により、河道のどの箇所の安全性がなぜ低いのが明らかとなる。その評価結果は、治水に関わる巡視・点検・測量等の監視（メリハリ）、水防活動、河川改修、あるいは投資の優先順位等の判断を行う際の基本的な情報として幅広く活用できる。

評価結果を活用するには、河川整備計画をはじめ、河川管理に関する各種の行動計画と整合を図る必要がある。特に注意して監視する各項目で抽出された箇所では、日常の監視箇所に加えて河道監視の頻度や密度等を適宜増やし、効果的、効率的な管理を行う。

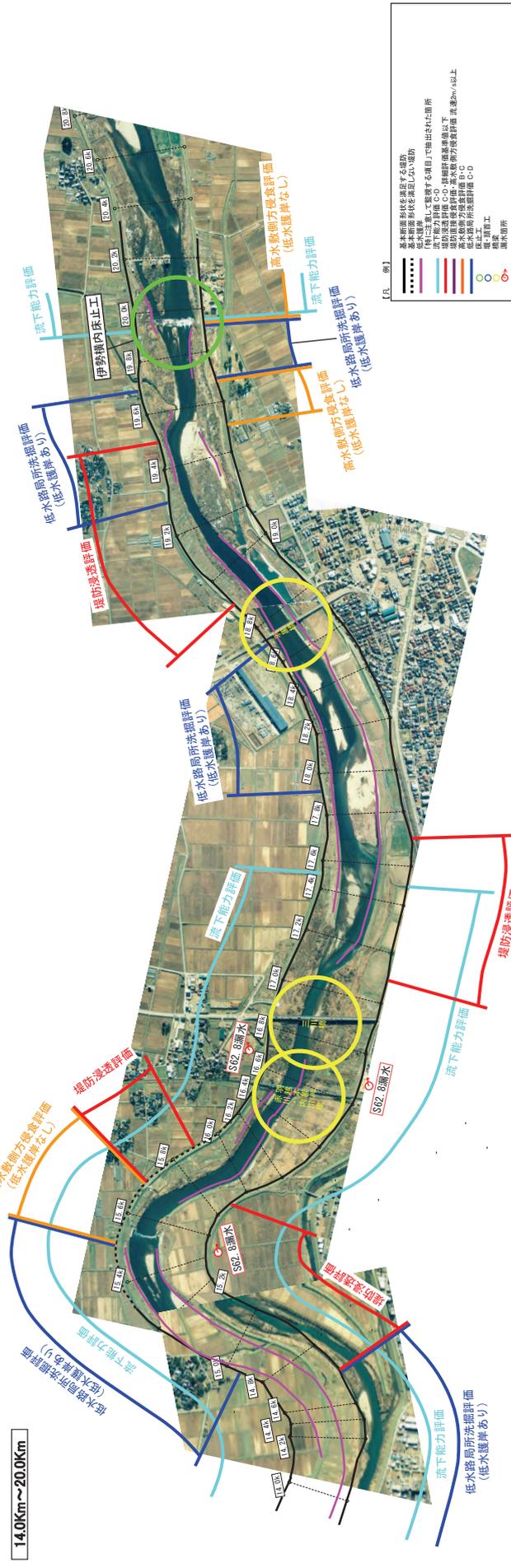
### 2) 河道の評価の検討時期

河道の状態は常に変化しているため、河道の評価の結果は、適切な時間間隔で更新していく必要がある。河道の評価は、原則として定期縦横横断測量（3～5年サイクル）や洪水後の横断測量後に実施する。

# 河道の評価結果(総括)

## 赤川 河道評価結果の整理

河川種別	河川番号	区間	評価項目														備考		
			14.0Km~15.0Km	15.0Km~15.5Km	15.5Km~16.0Km	16.0Km~16.5Km	16.5Km~17.0Km	17.0Km~17.5Km	17.5Km~18.0Km	18.0Km~18.5Km	18.5Km~19.0Km	19.0Km~19.5Km	19.5Km~20.0Km	20.0Km~20.5Km	20.5Km~21.0Km				
河道の安全確保	河道の安全確保	河道の安全確保	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	
		堤防の安全確保	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	
		橋梁の安全確保	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	
		取水施設の安全確保	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	
河道の環境保全	河道の環境保全	河道の環境保全	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	
		水質の維持	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	
		河床の維持	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	
		植生の維持	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	
河道の利便性	河道の利便性	河道の利便性	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	
		航行の利便性	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	
		灌漑の利便性	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	
		電力の利便性	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	

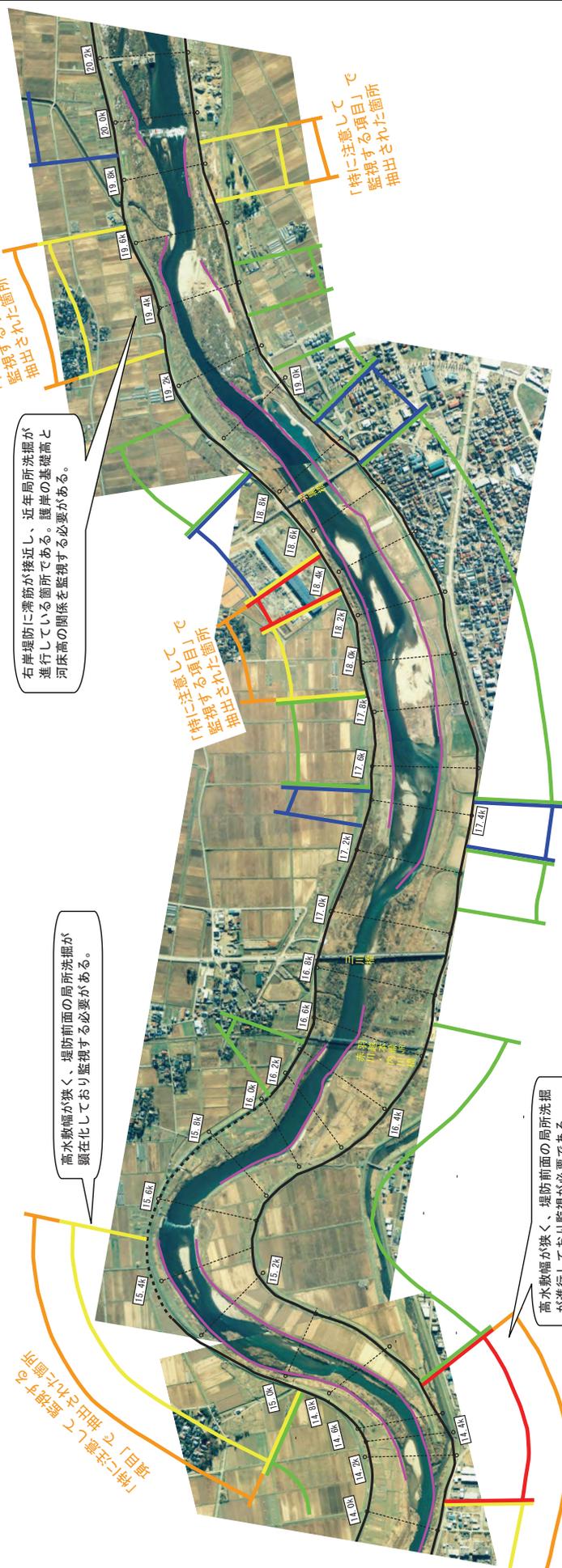


河川種別	河川番号	区間	評価項目														備考		
			14.0Km~15.0Km	15.0Km~15.5Km	15.5Km~16.0Km	16.0Km~16.5Km	16.5Km~17.0Km	17.0Km~17.5Km	17.5Km~18.0Km	18.0Km~18.5Km	18.5Km~19.0Km	19.0Km~19.5Km	19.5Km~20.0Km	20.0Km~20.5Km	20.5Km~21.0Km				
河道の安全確保	河道の安全確保	河道の安全確保	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	
		堤防の安全確保	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	
		橋梁の安全確保	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	
		取水施設の安全確保	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	
河道の環境保全	河道の環境保全	河道の環境保全	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	
		水質の維持	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	
		河床の維持	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	
		植生の維持	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	
河道の利便性	河道の利便性	河道の利便性	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	
		航行の利便性	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	
		灌漑の利便性	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	
		電力の利便性	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	

図 5.27 河道の評価結果総括図



<「特に注意して監視する項目」で抽出された箇所一 高水敷側方侵食・低水路局所洗掘の複合評価(低水護岸あり)の例>  
(14.2Km~20.0Km)



【凡 例】

- 基本断面形状を満足する堤防
- 基本断面形状を満足しない堤防
- 低水護岸
- 高水敷側方侵食・低水路局所洗掘の複合評価A(低水護岸あり)
- 高水敷側方侵食・低水路局所洗掘の複合評価B(低水護岸あり)
- 高水敷側方侵食・低水路局所洗掘の複合評価C(低水護岸あり)
- 高水敷側方侵食・低水路局所洗掘の複合評価D(低水護岸あり)
- 「特に注意して監視する項目」で抽出された箇所

【高水敷側方侵食評価】 (高水敷側方侵食評価・低水路局所洗掘評価の複合評価(低水護岸あり))



距離標	安全性が高い				安全性が低い				安全性が高い				安全性が低い			
	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d
高水敷側方侵食評価	あり	あり	あり	あり												
低水護岸	あり	あり	あり	あり												
低水路局所洗掘評価	あり	あり	あり	あり												
高水敷側方侵食・低水路局所洗掘の複合評価	あり	あり	あり	あり												
評価結果に基づいた監視レベル (「特に注意して監視する項目」で抽出された箇所)	特注	特注	特注	特注												

距離標	安全性が高い				安全性が低い				安全性が高い				安全性が低い			
	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d
高水敷側方侵食評価	あり	あり	あり	あり												
低水護岸	あり	あり	あり	あり												
低水路局所洗掘評価	あり	あり	あり	あり												
高水敷側方侵食・低水路局所洗掘の複合評価	あり	あり	あり	あり												
評価結果に基づいた監視レベル (「特に注意して監視する項目」で抽出された箇所)	特注	特注	特注	特注												

特注「特に注意して監視する項目」で抽出された箇所

図 5.29 高水敷側方侵食・低水路局所洗掘の評価結果

## 6. 河道内樹木群の管理要領

### 6.1 河道内樹木群の管理の目的

近年、河道内で繁茂している樹木群は、水位上昇（流下能力の阻害）の大きな要因となっており、放置した場合、多大な被害を及ぼす恐れがある。一方で、樹木群は、流勢の緩和による堤防の保護や良好な野生生物の生息環境の形成などの機能も有している。このように、樹木群は治水面及び環境面から様々なメリット・デメリットを有している。これら樹木群がもつ機能を評価したうえで、適切に樹木群を管理することにより、河道の安全性（健全性）を維持することが重要である。

### 6.2 河道内樹木群管理方針の検討手順

河道内樹木を管理するにあたっては、河道特性情報集を活用し、現況の樹木群を流下能力、洗掘・侵食、環境面、維持管理面から評価し、それぞれの視点から伐採・存置すべき樹木群を選定しつつ、総合的判断により樹木配置一次案を策定する。樹木配置一次案は、治水上の検証を行った上で樹木配置最終案として決定し、最終的に維持管理方針やモニタリング内容を整理した樹木管理計画図を作成する。

検討の流れは図6.1のとおりである。

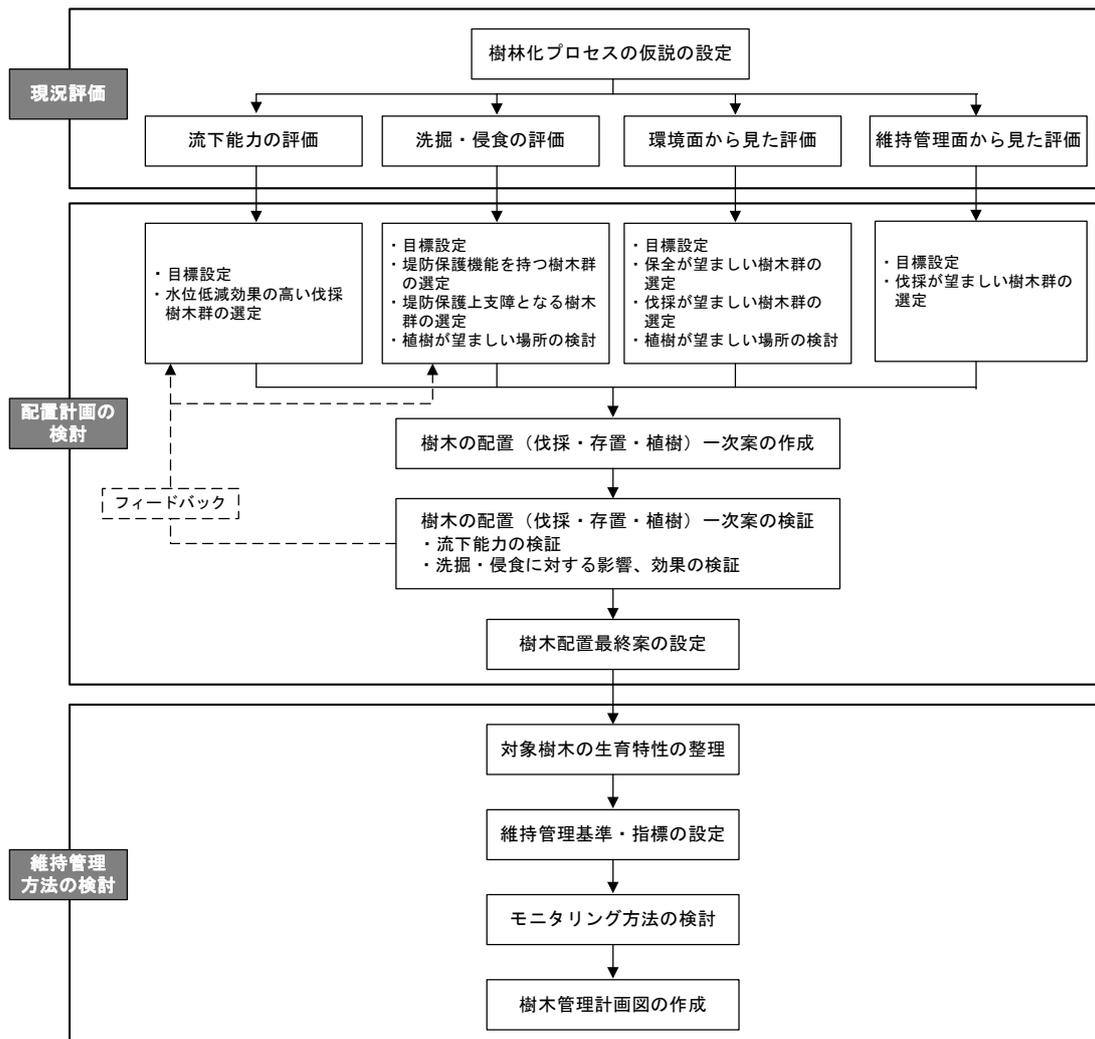


図 6.1 河道内樹木群の管理方針の検討手順

## 6.3 現況評価

### 1) 樹林化のプロセスの仮説の設定

今後の樹木管理のあり方を検討するためには、現在の樹木群がなぜ形成されてきたのかというプロセスを把握することが不可欠である。

河道特性情報集に掲載されている、航空写真の変遷、横断形状の変遷、河川事業の経緯、土砂の動態に関する資料、河川環境に関する資料等を活用して、現在の河道内樹木群がどのようなプロセスを経て形成されてきたのかという仮説を設定する。

### 2) 流下能力による樹木群の評価

準二次元不等流計算を用いて流下能力を算出し、樹木群の評価を行う。算出にあたっては、樹木を有する現況断面、樹木なしの断面の計算により、流下能力の縦断分布とそれに対する樹木群の影響を把握した後、主要区間毎に樹木群の有無による影響の検討・整理を行い、河川整備計画の目標流量が流下したときの水位が、樹木群による影響で計画高水位を超過する箇所の抽出・整理を行う。

樹木群により水位が計画高水位を超える箇所では、どの樹木群を伐採することにより水位を計画高水位以下に低減させることができるかの感度分析を行い、流下能力向上のために伐採が必要な樹木群を特定しておく。

### 3) 洗掘・侵食を視点とした樹木群の評価

洗掘・侵食を視点とした樹木群の評価は、河道特性情報集に記載されている航空写真、滲筋の変遷、河道特性、河川施設調査図、被災履歴等から、過去の被災や洪水時に推定される流れの状況と樹木群の関係を把握することにより行う。

局所的・定量的な評価が必要な場合には、樹木群周囲の水位・流向・流速等の水理諸元を把握するための詳細な観測及び解析（例えば平面二次元不等流計算）が必要である。

なお、河道内の樹木群には、洗掘・侵食に関して「河川における樹木管理の手引き」（(財)リバーフロント整備センター）に示されるようなメリット、デメリットがあることを考慮して評価を行う。

### 4) 環境面を視点とした樹木群の評価

樹木群が環境面に及ぼす影響は様々な要因があり、各河川で特性が異なるため、一律の基準で評価を行うことは難しい。

したがって、どのような環境が存在しているのか（＝場の特性）、どのような生物が生育・生息しているのか（＝生物の分布状況）を把握し、その川の河川環境の特性を整理したうえで、樹木群のもつ生態的機能を評価することが重要である。また、表6.1に示す河道内樹木群の環境面における一般的なメリット・デメリットも考慮し、対象河川の特性を考慮した評価を行うことが重要である。

表 6.1 樹木群の環境上のメリット・デメリット

メリットの例	デメリットの例
<ul style="list-style-type: none"> <li>・生態系保全機能 (動物の生息場, 餌の供給, 水温調整, 避難場所, 移動経路等)</li> <li>・修景機能 (緑による精神的安息・充足)</li> <li>・保健機能 (高水敷利用に対する日陰の提供)</li> <li>・シンボル機能 (景観)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・侵略的外来種の侵入に伴う在来植物の生息環境の減少</li> <li>・樹林の繁茂による河川環境の単調化</li> <li>・樹木群内の土砂堆積の進行に伴い高水敷と低水路の比高差が増大し, 高水敷の河川環境が変化</li> </ul>

なお, 河川環境の特性の整理にあたっては, 河道特性情報集を活用し, セグメントや周辺地形等から, 類似した環境を形成するブロックに分割し, ブロックごとに総合評価を行う。

### ① 場の特性の把握

場の特性は, 河川区域を樹林地, 草地, 自然裸地, 耕作地等の土地被覆状態で類型区分し, 過去と現況を比較することにより把握する。

図6.2は, 高度成長期以前で航空写真が残存する昭和22年と, 現況植生(平成11年)を比較した例である。本例では, 過去の対象地区にはほとんど樹林はなく, 事例河川の本래の河川生態系は, 自然裸地と草地在が広く分布する礫河原の環境であることがわかり, 現況の樹木群は必ずしも本래の生態系ではないことがわかる。

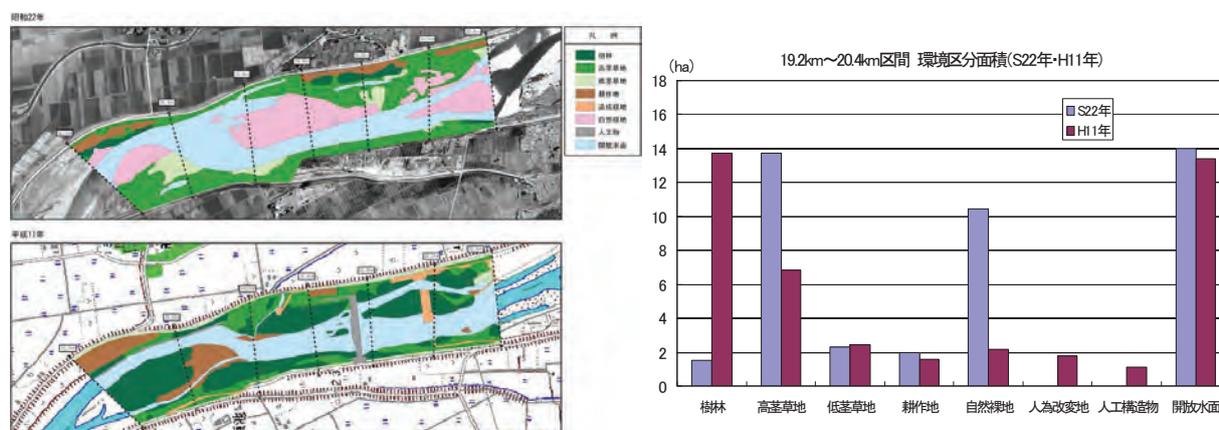


図 6.2 過去と現在の比較に用いる資料の例

## ② 生物の分布状況及び親水利用等の把握

生物の分布状況及び親水利用等は、「河川水辺の国勢調査」の結果、及び調査結果等から作成された「河川水辺総括資料」や「河川環境検討シート」において整理される情報を活用して把握することとする。整理する内容及び視点を以下に示す。

- I. 集団繁殖地や産卵床など代替性の低い生息環境
- II. 希少性の高い植物・昆虫類の生育・生息地
- III. 樹林を構成している群落の特徴
- IV. 環境区分と生物相の関連性
- V. 特に重要な親水利用の状況
- VI. 地域や有識者からの要望等

## ③ 各ブロックの総合評価

以上の情報をもとに、セグメントや周辺地形等から類似した環境を形成するブロックに分割し、ブロックごとにそれぞれの特徴をとりまとめ、河川環境を総合的に評価する。

## 5) 河川の巡視・点検を視点とした樹木群の評価

河川の一般巡視は通常週2回、堤防を通行する車上から実施する。「河道の評価要領」で低水路局所洗掘、高水敷側方侵食等の項目で「要注意監視箇所」と選定され、特に目視で確認すべき箇所がある場合に、高水敷に高木が繁茂していて視界の妨げになっている場合は、巡視・点検の面で著しい支障となる。このような支障となる樹木群を抽出する。

## 6.4 配置計画の検討

現況評価をもとに、流下能力、洗掘・侵食、環境面、維持管理面それぞれの目標設定を行い、それぞれの視点から伐採・存置すべき樹木群を選定する。また、必要に応じて植樹が望ましい箇所を選定し、樹木配置一次案を作成する。この樹木配置一次案をもとに流下能力、洗掘・侵食の可能性の面から検証を行い、樹木配置最終案を設定する。

### 1) 流下能力の目標設定と樹木の配置計画

流下能力の目標は河川整備計画の目標流量、満たすべき水位の条件は計画高水位以下である。

「6.3 2) 流下能力による樹木群の評価」で抽出した、河川整備計画の目標流量を計画高水位以下で流下させることができるような樹木の伐採箇所を、流下能力向上のための伐採箇所として位置づける。

現況流下能力が河川整備計画の目標流量を上回っている場合は、当面は流下能力の観点からは樹木を伐採する必要はなく、目標流量は今後の維持管理のための管理水準としての位置づけとなる。

## 2) 洗掘・侵食を視点とした目標設定と樹木の配置計画

洗掘・侵食面の目標は、堤防や護岸を河岸侵食や河床洗掘等の災害から防護することである。

河岸防護の手法としては、護岸や水制等の工法が従来から用いられてきているが、樹木群もこれらの機能を発揮できることがある。護岸や水制等よりも樹木群による河岸防護が望ましいと考えられる場合には、そのような樹木群を保全することを検討する。

一方、洗掘・侵食の観点から悪影響を与えている樹木群があり、経済面、管理面等の観点から、護岸や水制等よりも樹木群の伐採を行うほうが望ましいと考えられる場合には、そのような樹木群は伐採することを検討する。

また、高水敷が広く景観が単調な場所、利用者数が多いが木陰が少ない場所等においては、必要に応じて、「河川区域内における樹木の伐採・植樹基準」（平成10年6月、建設省河川局治水課）を参考に、植樹が望ましい箇所を設定する。

## 3) 環境面からみた目標設定と樹木の配置計画

環境面の目標は、河川整備計画等で設定されている河川全体の目標像に照らし合わせて設定することが望ましい。ただし、特に目標像が設定されていない河川では、以下の視点から、実現可能な目標を設定し、保全が望ましい樹木群、伐採が望ましい樹木群を選定する。

- ・過去の場の特性から、本来の河川の姿を踏まえて検討を行う。
- ・多様性及び連続性の観点から、良好な生物の生息環境に大きく寄与していると判断される樹林は保全することが望ましい。逆に樹林が連続して単調な生息環境を形成している樹木群の伐採にあたっては、多様な生息環境を創出するよう配慮することが望ましい。
- ・集団繁殖地や産卵床など代替性の低い環境は保全することが望ましい。
- ・希少性が高く、かつ移動能力の低い植物や昆虫類の生育・生息地は保全すること望ましい。
- ・在来の植物の生息環境を著しく脅かす侵略的外来種の樹林など、周辺の生態系に悪影響を及ぼす樹林については駆除等も検討する。
- ・多くの人を利用する場所から見える良好な景観は保全することが望ましい。逆に、地域の主要なランドスケープの眺望を阻害する樹林は伐採等も検討する。

また、河川特性によっては、植樹により、河畔林、コリドー、日陰、シンボル機能等を創出することが望ましい場合もあることから、必要に応じて植樹箇所を選定するものとする。

## 4) 河川の巡視・点検からみた目標設定と樹木の配置計画

河川の巡視・点検に関する樹木群の目標は、平常時に監視が必要な箇所が堤防上から確認できることである。河川の巡視・点検からの評価結果に基づき、伐採が望ましい樹木群を選定する。

## 5) 樹木の配置(伐採・存置・植樹)一次案の作成

流下能力、洗掘・侵食の防止、環境面、巡視・点検面の各観点からの樹木群の配置案は、場合によっては相反する結果となる場合がある。各河川の各箇所における優先度を総合的に判断して樹木配置の一次案を作成する。

環境上重要だが治水上伐採が必要となる箇所では、代替となる環境を創出するなど、ミティゲー

ションも検討する。

ここで作成する一次案は、次項において流下能力と流向・流速の検証を行ったうえで、必要に応じてフィードバックを行って、最終案の作成につながるものである。

## 6) 樹木の配置(伐採・存置・植樹)一次案の検証

前項で述べたように、樹木配置の一次案を作成するにあたり、流下能力、洗掘・侵食の防止、環境面、巡視・点検面の各要素が相反する場合は、いずれかの要素については別途対策が必要となる。

ここでは、樹木配置の一次案について、流下能力（準二次元不等流計算等）と流向・流速（平面二次元不等流計算等）の観点から検証を行う。

検証の結果、一次案では流下能力や洗掘・侵食の目標が確保できない場合には、再度樹木群の配置にフィードバックして検討を行う。

## 7) 樹木配置最終案の作成

樹木配置の一次案に対して検証を行った結果としての、流下能力、洗掘・侵食の防止、環境面、巡視・点検面の各観点の調和がとれた樹木配置最終案を作成する。

## 6.5 維持管理方法の検討

### 1) 対象樹木の生育特性の整理

対象樹木の生育条件、生長速度等を整理する。ただし、これらの知見については、現時点ではあまり整理されていないため、今後、モニタリング調査等により、データを蓄積していく必要がある。

### 2) 流下能力を視点とした維持管理方法

河川整備計画の目標流量を維持管理水準とし、対象とする断面の河積を指標として維持管理を行う。モニタリング調査は、有効河積の変化を把握する河積調査を基本とする。

「河道の監視要領」により、縦横断測量は原則として5年以内に1回実施することとなっている。河道の流下能力の算定は、測量の成果を用いて行うことから、測量が5年に1回実施されるとすれば、流下能力の算定も5年に1回実施することとなる。

ただし、ハリエンジュやヤナギ類等の河道内樹木群の生長速度は速く、5年に1回の流下能力の定量的な評価だけでは、樹木群による流下能力の著しい低下の状態を把握することができない。

このため、測量を実施しない年においては、「河道の監視要領」に示される、毎年特定巡視で実施する平常時の樹木群の定点撮影結果を活用して、樹木群の発達状況を大まかにとらえ、流下能力の低下傾向を大まかに把握することとする。

そのために、測量結果に基づく準二次元不等流計算により求めた各断面の $H-Q$ 式と、 $H$ （水位）と断面積との関係から、予め河積と流下能力との関係を把握しておく。このときに設定した樹木群の範囲をベースとして、毎年定点撮影からわかる樹木群の変化（それに伴う河積の減少）を用いて、流下能力の減少の程度を大まかに算定し、伐採等の対策を実施する際の判断材料とする。

### 3) 洗掘・侵食の防止を視点とした維持管理方法

洪水時に、樹木群が堤防や河岸の洗掘・侵食に影響を与えているかどうかの観察を行い、影響があると判断される場合には適切な維持管理方法を検討する。また、洪水時の樹木群内、樹木周囲の水位・流向・流速の詳細なデータを把握するために現地観測を行い、樹木群の存在による流れへの影響を把握する。

### 4) 環境面を視点とした維持管理方法

「環境面からみた目標設定と樹木の配置計画」で定めた環境面の目標を維持管理水準とし、植生の面積を指標として維持管理を行う。モニタリング調査は、植生の状況を把握する植生調査と土砂の堆積状況を把握する土壌調査を基本とし、目的にあわせて調査を行う。

また、河川生態系は、洪水などによる自然的攪乱がもたらす動的平衡状態において、成立しているものであり、常に同じ植生が維持し続けることは有り得ない。攪乱が大きい箇所では、冠水頻度や比高、無次元掃流力などの基盤環境の変化もあわせて把握することが望ましい。

### 5) 巡視・点検を視点とした維持管理方法

「巡視・点検からみた目標設定と樹木の配置計画」で定めた目標を維持管理水準とし、巡視・点検上の支障の有無を指標として維持管理を行う。支障が生じている場合には伐採等の管理を実施する。

### 6) 樹木管理計画図等の作成

区間毎に治水及び環境上の情報、伐採・保全対象樹木群等を記載した樹木管理計画図を作成する。樹木管理計画図は、以下に示す情報等を1/5,000～1/10,000程度の図面に記載することとする。

#### a) 治水に関する情報

目標流量を満足しているか否か、被災実績 等

#### b) 環境に関する情報

重要な生息環境、地域からの要望 等

#### c) 伐採計画

伐採樹木群、保全樹木群、伐採及び保全樹木群の評価結果 等

また、モニタリング内容を整理したモニタリング計画を策定する。モニタリング計画は、モニタリング調査の内容（目標や指標、注目すべき事項）、調査頻度等を整理する。また、伐採後からの時系列的な管理内容がわかるように記載することとする。

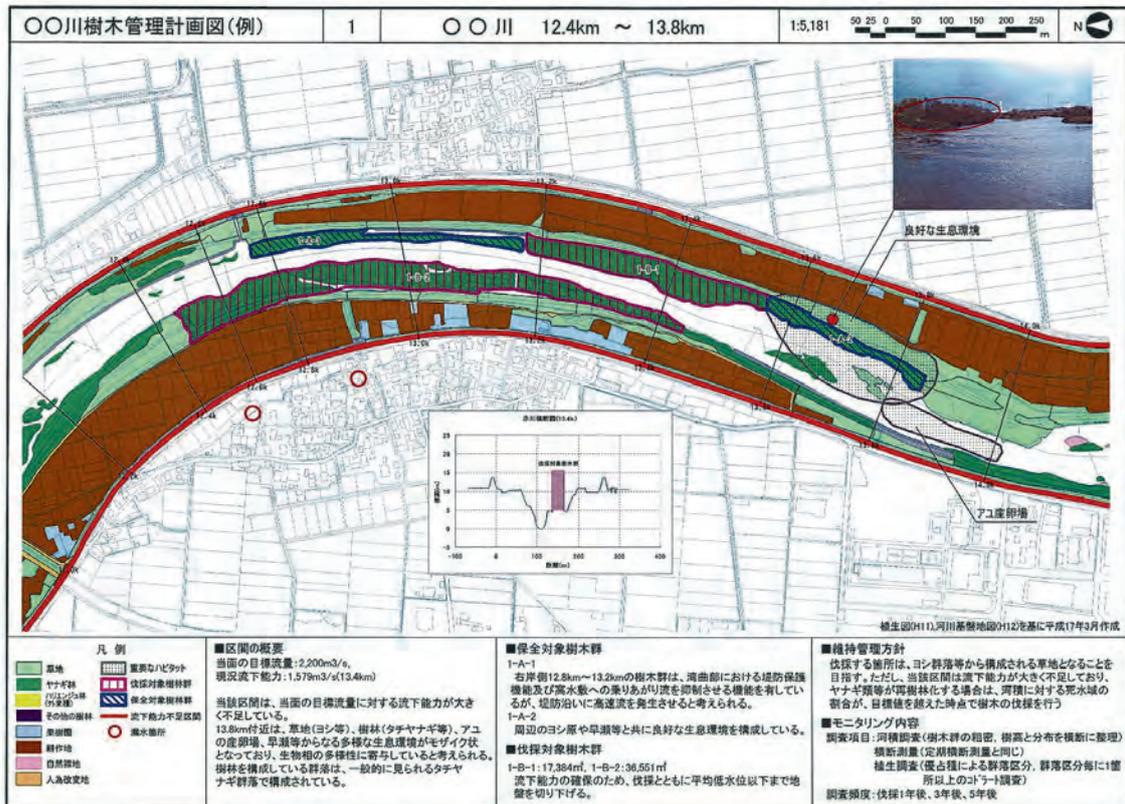


図 6.3 樹木管理計画図の作成例

## おわりに

本検討は、国土交通省東北地方整備局河川部河川管理課委託業務の一環として実施されたものである。本検討を実施するにあたり、「河道の維持管理に関する検討会」の各委員や河川部河川管理課には、貴重なご意見、ご指導をいただきました。ここに記して深く感謝いたします。

## 参考文献

- 1) 河川堤防モニタリング委員会 (2005) 第3回河川堤防モニタリング委員会資料
- 2) (財) 国土技術研究センター (2002) 河道計画検討の手引き
- 3) 国土交通省河川局治水課 (2002) 河川堤防設計指針
- 4) (財) 国土技術研究センター (2002) 河川堤防の構造検討の手引き
- 5) 建設省河川局治水課 (1998) 河川堤防の浸透に関する安全性の概略点検について (安全性の概略評価)
- 6) 山本晃一 (2004) 構造沖積河川学, 山海堂
- 7) 福岡捷二他 (1987) 堤防法面の芝の耐侵食特性, 土木技術資料, Vol.29, No12
- 8) (財) 国土開発技術センター (1999) 護岸の力学設計法
- 9) 北陸地方整備局河川計画課 (2003) 急流河川の洗掘・側方侵食に対する安全評価手引書
- 10) 山本晃一 (2005) 護岸・水制の計画・設計
- 11) (財) 国土開発技術研究センター (2000) 解説・河川管理施設等構造令
- 12) 建設省河川局治水課 (1998) 河川区域内における樹木の伐採・植樹基準
- 13) (財) リバーフロント整備センター (1999) 河川における樹木管理の手引き

## あとがき

本格的な河道特性調査を実施したのは1980年の荒川が最初であった。得られた各種河道特性情報の相互連関性を掴むのに多大の時間を要した。様式化された河道特性情報集の編集は本来河川管理者の仕事であろう。河川管理にとって必須な情報であり、管理の質の向上と事務の合理化に役立つはずである。本報告がその機運のきっかけになれば幸いである。

情報の様式化とその意味性に関する共通言語化が進めば、次の仕事は情報の自動編集と電子化となる。これは市場で行う仕事ではあるまい。統制の取れた公的組織がプロジェクトとして実施するべきである。

ところで本資料集では3編の報告を行った。前2編は基礎的な研究報告であり、この情報が河川技術として何に役立つか疑問を呈する方もいると思う。私としては「働きかけの対象としての河川の特性に関する知見は、技術的実践にとっての根拠性となるからです。」と言うしかありません。第3編は私が遊んでいないことを示す言い訳の報告です。

河道・環境特性情報集は基礎的研究にとって課題の宝庫です。若い研究者・技術者が河道・環境特性情報を用いた調査研究に参入してほしいのです。河道・環境特性情報集の編集を通じた研究のスローガンは、「普遍から個別へ、そして個別から普遍へ」です。普遍（事象を読むための枠組み）の方が先なのです。普遍が無ければ個別が見えないのです。そして個別を通じて普遍の矛盾が見え、新たな普遍化が始まるのです。

山本晃一

---

河川環境総合研究所資料 第18号      平成19年2月編集・発行      ISSN 1347-751X  
河道・環境特性情報の読み方と利用      一事例研究を通じてー

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](mailto: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