

河川環境総合研究所資料
第 29 号

河道特性に及ぼす粘性土・軟岩の影響と河川技術

2010 年 11 月

(財)河川環境管理財団
河川環境総合研究所

河道特性に及ぼす粘性土・軟岩の影響と河川技術

はじめに

沖積河川の技術は、河床が移動床であるという前提で組み立てられてきた。しかし、ここ50年、沖積河川は山地流域における治山・砂防事業、水資源開発事情などにより山地からの流送土砂が減少し、さらに60年代から80年代にかけての砂利採取により河床が低下し、河床に粘性土・軟岩が露出して移動床の河道とは言えない事例が増え、河川管理上の種々の問題が生じている。

そこで、平成21および22年度前期の河川塾高等科の調査研究課題として「河道特性に及ぼす粘性土・軟岩の影響と河川技術」を取り上げることとした。

本報告は、その活動成果の報告である。未完結な報告書と言えるが、今後の調査研究課題の方向性や技術的着眼点など有用な情報が含まれていると確信している。

2010年11月1日

河川塾塾長 山本晃一

目 次

第1章 序論	1
1.1 研究目的	1
1.2 検討対象とする地質と土質	1
1.3 地盤工学でいう未固結土・軟岩の工学的性質	5
1.4 河川管理上の課題	9
第2章 河川における粘性土・軟岩露出実態と河道変化	11
2.1 鬼怒川に見る粘性土・軟岩露出と河道変化	11
2.1.1 流域の地形・地質	11
2.1.2 完新世における鬼怒川と小貝川の河道変遷	14
2.1.3 鬼怒川の河道特性	18
2.1.4 河道地質とその特徴	25
2.1.5 河床高・横断形状・平面形状の変化	30
2.2 多摩川に見る粘性土・軟岩露出と河道変化	71
2.2.1 河川の概要と改修の経緯	71
2.2.2 地形と地質	72
2.2.3 多摩川のセグメント区分と河道特性	76
2.2.4 人為的インパクトと河床高変化	82
2.2.5 河床高・横断形状の変化と粘性土・軟岩の露出実態の関係	85
2.2.6 侵食特性から見た軟岩の耐侵食力の評価	107
2.3 荒川に見る粘性土・軟岩露出と河道変化	112
2.3.1 荒川の概要と流路変遷	112
2.3.2 荒川の河道特性量とセグメント区分	118
2.3.3 荒川の粘性土・軟岩露出とその原因	122
2.3.4 低水路の河床変動形態	131
2.3.5 侵食特性から見た土層の耐侵食の評価	135
2.4 利根川下流部における粘性土・軟岩の露出と河道変化	136
2.4.1 流路変遷と土質層序構造	136
2.4.2 利根川下流の河道特性とセグメント	140
2.4.3 河道変化	146
2.4.4 粘性土・成田層の耐侵食力	164
2.5 養老川下流部に見る軟岩露出河道の河道特性と河道スケール規定要因	165
2.5.1 河川の概要と地質、地形および生産土砂量	165
2.5.2 河川改修の経緯	170
2.5.3 河道特性の縦断変化と河道特性量	172
2.5.4 粘性土・軟岩の露出実態	181

2.5.5	河道スケール規定要因	186
2.6	雄物川22～45km区間の新第三系中新統を流れる区間の河道特性と河道変化	188
2.6.1	河川の概要	188
2.6.2	河道特性	190
2.6.3	泥岩の耐侵食力	196
2.7	粘性土・軟岩の露出地点の土質・岩質と河道変化	197
2.7.1	利根川125～130km区間(赤堀川掘削区間)における 東京(下末吉)層の露出と河道変化	197
2.7.2	江戸川42～55km区間における上部更新統の露出と河道特性	203
2.7.3	富士川下流部における岩淵溶岩の露出と河道変化	214
2.7.4	木津川0～6km区間における沖積粘性土の露出と河道変化	219
2.7.5	信濃川大河津分水路第二床止め工下流の軟岩の露出と河道変化	225
2.7.6	久著呂川における下部更新統凝灰岩の露出と河床変化	232
2.7.7	庄内川下流部の河床変動と粘性土	241
2.7.8	庄川扇頂部付近の新第三系中新統の露出と河道変化	250
第3章	河川および周辺の土層・地層構造の把握手法	258
3.1	流域地形と沖積地浅層地質	258
3.2	粘性土・軟岩露出および露出可能性区間の発見手法	275
3.3	物理探査手法	278
3.4	ボーリング等による土質・地質探査法	285
3.5	三次元地質構造の推定	289
第4章	粘性土・軟岩の侵食形態と侵食速度	296
4.1	粘性土・軟岩の侵食形態	296
4.2	粘性土・軟岩の側刻速度と下刻速度の規定因とその量的表現法	304
4.3	粘性土・軟岩特性の物性試験法	308
4.4	既往文献による河床低下速度および河岸侵食速度の評価方法と評価事例	325
4.4.1	実験的方法による軟岩の侵食速度の評価	325
4.4.2	水理実験による粘性土の侵食限界速度の評価	332
4.4.3	現地地形変化からの評価	341
4.5	現地河川による耐侵食速度および下刻速度の評価	345
4.5.1	検討対象河道の侵食特性把握法	345
4.5.2	現地モニタリング情報による侵食特性把握手法	346
4.5.3	土質・岩質毎の下刻速度と耐侵食区分	347
第5章	粘性土・軟岩河道のスケール規定因と河道スケール	349
5.1	沖積河川の河道スケール規定因と河道スケール	349

5.1.1	洪水時に河床に働く掃流力	349
5.1.2	平均年最大流量時の河道スケールと流速	352
5.1.3	レジーム論との関連性	355
5.1.4	沖積河川・灌漑水路の河道スケール規定因総括	357
5.2	沖積河川の穿入河道化と河道スケール	363
5.2.1	穿入河道の地形と平面形状	363
5.2.2	側刻速度と下刻速度の差異による地形形態の違い	365
5.2.3	沖積河川の穿入河道化と河道スケール	366
5.2.4	河床勾配Iの規定要因	373
5.2.5	側岸物質と f_2	376
5.3	穿入河道化の要因	378
第6章	粘性土および軟岩河道の生物と生態	379
6.1	粘性土・軟岩河道河川の生態系空間としての特徴	379
6.1.1	空間スケールと河川生態系構成要素に着目した比較	379
6.2	粘性土・軟岩河道が河川生態系へ及ぼす影響	382
6.2.1	魚類	382
6.2.2	底生動物	387
6.2.3	植生	389
第7章	粘性土・軟岩区間の河道計画および河川構造物設計・維持管理	391
7.1	河道計画	391
7.1.1	現在および近い将来 粘性土・軟岩が露出する河川の河道計画	391
7.1.2	捷水路・放水路の掘削計画がある場合	393
7.2	対処工法	394
7.2.1	河道監視	394
7.2.2	対応方針の決定	395
7.2.3	河床低下に対する対処工法	395
7.2.4	側刻に対する対処工法	401
7.3	河道維持管理の観点から見た粘性土・軟岩区間の情報編集と分析・評価	402
資料1	粘性土・軟岩河道の地形写真	413
資料2	河川塾高等科議事録	425
資料3	河道維持管理システム	471
	執筆者等	489

おわりに

第1章 序論

1.1 研究目的

1960年代以降、日本の沖積河川は、山地流域における治山・砂防事業、治水事業、水資源開発事業などにより山地からの流送土砂量が減少し、さらに60年代から80年代において河道掘削がなされ、河道状況が大きく変化した。沖積河川では、河道に沖積粘性土、更新統、新第三系などの軟岩が露出する区間が増大し、従来の「河床に移動する材料が存在する」という前提で組み立てられた河道計画や河川構造物の設計では、治水安全度および環境の質を確保できなくなっている。従来、上記のような河道の存在が少なかったこともあり、そのような場所の探査法、また土質および岩質の調査法について標準化がなされておらず、ましては、河道形態とその変動特性、生態環境に及ぼす影響についての体系的な研究がほとんどなされていない。早急に知見の集約と技術体系化を図る必要がある。

本研究は、わが国の沖積河川での河床状況の実態を提示し問題点を整理するとともに、「河道変化の実態を把握する調査法」、「河道に露出する沖積粘性土・更新統・第三系などの粘性土・軟岩の物理・力学的特性」、「耐侵食力・侵食形態の特徴」、「河床変化のモニタリング法」についての既往・新規知見の集約・整理と「粘性土・軟岩露出河道の変動実態調査」を行い、諸知見の体系化を図り、河道計画、河川環境計画、河川の構造物設計へ反映させ、河川整備の質の向上に資するものである。

1.2 検討対象とする地質と土質

地盤工学の世界では、土木構造物の設計・施工の観点から軟岩と硬岩を区分けし、技術的対応方針を決定することが行われてきた。そこでは、構造物の基礎支持力の評価、施工地盤の強度に大きな関心があり、地盤の強度が分類の指標として用いられた。

河川工学において軟岩および粘性土の特性把握の目的は、以下の2つに分類される。

① 地盤の荷重に対する耐力把握

横断構造物、橋脚の設計においては、地盤の加重に対する耐力に関する情報が必要である。

② 地盤の耐侵食力把握

河川構造物は設置された場所の周辺の地形変化により安定性が崩れ被災することがある。地盤強度として十分であっても、周辺地盤が土砂を含んだ流水に侵食され河床低下すると構造物の設計条件と異なった環境に置かれ、構造物の破損、破壊の原因となる。そのため、構造物設計・河道計画に当たり地盤の耐侵食力に関する情報が必要である。

本論では、従来から重要河川構造物の設計に必要とされ、調査や技術的検討の進んでいる①については、検討の対象とせず地盤工学の技術を用いるものとする。

②の観点からの地層・土層の分類は、①とは異なる観点が必要である。侵食速度は侵食される物質と外力（流速、掃流力等）の関数であり、外力の大きさが変われば、河川技術として問題とすべき軟岩および粘性土の耐侵食性能は異なる。例えばセグメント1における粘性土は生じる

外力に対して耐侵食性能がないが、セグメント3では難侵食層となり河道変化の支配要素と成り得る(⇒メモ 河道の分類)。

人間社会(河川技術)にとっては、変化という現象が起こる空間スケールとその速度が問題となる。そのため、変化速度の評価尺度が必要である。変化速度の尺度を、河川災害の発生ポテンシャル、粘性土、軟岩の露出した後の技術的対応の容易さ(困難さ)の点から、侵食速度により以下のように侵食層を区分する。

難侵食層：年侵食速度(下刻速度)が0.2cm/年(1000年で2m)以下、あるいは大洪水という一イベントによる侵食量が10cm以下である岩層

弱侵食層：年侵食速度が0.2～2cm/年、あるいは大洪水という一イベントによる侵食量が10～50cmである岩層

中侵食層：年侵食速度が2～50cm/年、あるいは大洪水という一イベントによる侵食量が50～200cmである土層・岩層

強侵食層：年侵食速度が500mm/年以上、あるいは大洪水という一イベントによる侵食量が200cm以上である土層・岩層物質

定義された各侵食層は、河川管理の観点から見ると、次のような技術対応に相当する。

難侵食層：基本的には通常のレベルの河道監視を実施し、問題が生じたら技術的対応を取る。

弱侵食層：河道監視を強化(重点監視区間に設定)し、問題が生じると想定された時点で技術的対応を取る。

中侵食層：河道監視を強化(重点監視区間に設定)し、5～15年以内に技術的対応方針を決定する。

強侵食層：直ちに技術的対応方針を決定し、あるいは対応を取る。

砂川において弱・中・強侵食層となりうる土層・岩層は、①完新統：沖積粘性土(後背湿地堆積物、デルタ底置層)、腐植土 ②更新統：礫層、砂層、泥質層、粘土層、火成堆積物(火砕流堆積物、火山灰堆積物)、火成軟岩(溶岩、急冷砕波物、低溶結凝灰岩) ③新第三系の堆積岩

砂利川において弱・中・強侵食層となりうる土層・岩層は、①更新統：礫層、砂層、泥質層、粘土層、火成堆積物(角礫岩、砂岩、凝灰岩)、火成軟岩(急冷砕破物、低溶結凝灰岩) ②新第三系の堆積岩、火成凝灰岩が考えられる。

続成作用の進んだ先新第三系の岩石は、通常、硬岩(難侵食層)と見なされるが、破碎帯の岩石、熱水による粘土化が進んだ岩石、花崗岩が風化してマサ化したような岩石は、弱侵食層あるいは中侵食層となることがある。

なお、本論で使用される地質時代区分の編年を図1.2.1に示す(貝塚他編, 2000)。なお2009年6月30日、国際地質科学連合-国際層序委員会は、新しい第四紀の定義を批准し、日本でも使用されることになり、第四紀の始まりが258万年前となった(奥村, 2010)。それぞれの時代区分

に形成された地層や岩層を，界（代相当），系（紀相当），統（世相当），階（期相当），また下部（前期），中部（中期），上部（後期）という．例えば下部更新統は前期更新世に堆積・形成された地層である．なお地層層序単位と定義を表1.2.2に示す．

メモ 河道の分類

山間部を含めて河川の縦断形は，ほぼ同一勾配を持ついくつかの区間に分かれているとみることができる．このような河床勾配がほぼ同一である区間は，河床材料や河道の種々の特性が似ており，これをセグメントと呼んでいる．河川におけるセグメントの数は，河川によって，また河川をセグメントに区分する目的によって異なる．

表1.2.1は，山本（1980，2010）によるセグメントの定義と特徴を示したものであるセグメント1，2-1，2-2，3に加え，沖積河川の上流の山間部および狭窄部をセグメントMと呼び，これらを地形特性と対応した大セグメントと呼んでいる．セグメントごとの河道の特徴が大きく異なることは，それを存在基盤とする河川生態系もセグメントごとにその特徴が大きく異なることを示す．セグメントは河道の特徴の単位であると同時に河川生態系空間区分の単位でもある．

表1.2.1 各セグメントとその特徴

セグメント	M	1	2		3
			2-1	2-2	
地形区分					
河床材料の代表粒径 d_R	さまざま	2cm以上	3cm～ 1cm	1cm～ 0.3mm	0.3mm以下
河岸構成物質	河床海岸に岩が出ていることが多い．	表層に砂，シルトが乗ることがあるが薄く，河床材料と同一物質が占める．	下層は河床材料と同一，細砂，シルト，粘土の混合物．		シルト・粘土
勾配の目安	さまざま	1/60～1/400	1/400～1/5,000		1/5,000～水平
蛇行程度	さまざま	曲がりが少ない．	蛇行が厳しいが，川幅水深比が大きいところでは8字蛇行または島の発生．		蛇行が大きいものもあるが，小さいものもある
河岸侵食程度	露岩によって水路が固定されることがある．沖積層の部分は厳しい．	非常に厳しい．	中：河床材料が大きいほうが水路はよく動く．		弱：ほとんど水路の位置は動かない．

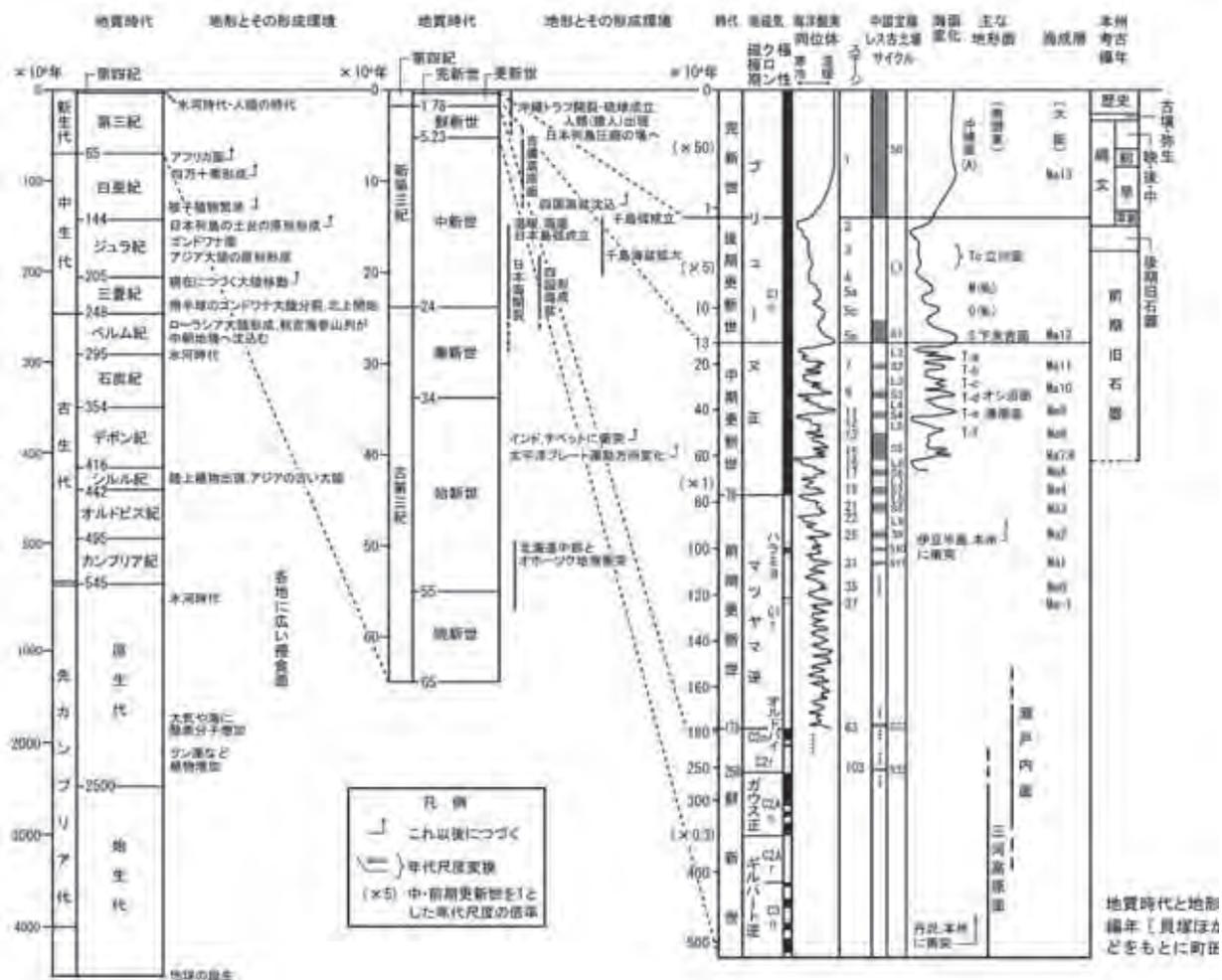


図1.2.1 地質時代の編年図(貝塚他編, 2000)

表1.2.2 地層区分の単位と定義

地層区分の単位	およその厚さ	特徴
累層群 complex	数 1,000m+	2つ以上の層群の集まり ふつう1つの堆積盆地の一連の堆積層
層群 group	数 100m~数 1000m	2つ以上の累層の集まり ふつう上下を不整合で限られる
累層(または層) formation	数 10m~数 100m	岩相層序区分の基本単位で、水平・垂直的に岩相上 1つのまとまりをもち、地質図上に図示できる地層単位
層(または部層) Member	数 m~数 10m	累層の中で、岩相上2つ以上に細分され得る地層単位 細分された岩相名をつけて用いる
単層 Stratum (bed)	数 cm~数 m	上下を層理面で限られた1枚の地層

1.3 地盤工学でいう未固結土・軟岩の工学的性質

地盤工学で対象とする未固結土は、完新統（沖積層：完新世に堆積）の粘性土質，上・中・下部更新統（洪積層：後期・中期・前期更新世に堆積）の泥・砂・礫層の土質である。

沖積粘性土は、いわゆる沖積低地において完新世に堆積した河成・湖沼成・汽水成・海成の粘性土である。縄文最海進時および海退時に堆積したデルタ底置層であるシルト・粘土混じりの海成層が主なものであるが、セグメント2-2の後背湿地・沼地に堆積した河成の粘性土，潟湖に堆積した汽水成の粘性土などがある。

洪積層は、1～178万年前の間に堆積した土層で、関東では台地を構成している堆積物である。沖積低地の表層下にも埋没段丘として存在している。

東京近辺における未固結層の工学的性質を表1.3.1（東京都土木研究所，1977）に示す。ここで有楽町層が沖積層に、七号地層，東京層が洪積層に相当する。通常，古い堆積物ほどN値，一軸圧縮強度が大きい。

表 1.3.1 未固結層の工学的性質(東京都土木研究所, 1997)

地層名	層相名	湿潤密度 (g/cm ³)			乾燥密度 (g/cm ³)			含水比			間隙比		
		平均	標準偏差	データ数	平均	標準偏差	データ数	平均	標準偏差	データ数	平均	標準偏差	データ数
有楽町層上部 (Yu)	砂質土	1.79	0.13	725	1.29	0.17	166	35.2	10.4	1,888	1.11	0.35	557
	粘性土	1.66	0.15	595	1.06	0.23	268	55.6	25.0	893	1.60	0.61	544
有楽町層下部 (Yl)	砂質土	1.72	0.11	100	1.17	0.16	23	42.3	13.5	185	1.37	0.40	73
	粘性土	1.61	0.11	5,060	0.97	0.17	1,788	64.3	18.5	6,059	1.77	0.49	4,635
七号地層 (Na)	砂質土	1.82	0.15	200	1.26	0.17	38	32.8	10.8	460	1.07	0.29	123
	粘性土	1.69	0.12	283	1.06	0.17	96	51.0	16.6	435	1.43	0.41	248
東京層 (To)	砂質土	1.85	0.14	443	1.37	0.21	61	29.4	11.8	1,350	1.00	0.56	392
	粘性土	1.68	0.16	602	1.07	0.25	159	53.6	20.5	1,020	1.50	0.57	548

地層名	層相名	N 値			一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)			圧縮指数			圧縮降伏応力 (kgf/cm ²)		
		平均	標準偏差	個数	平均	標準偏差	個数	平均	標準偏差	個数	平均	標準偏差	個数
有楽町層上部 (Yu)	砂質土	7.3	6.3	2,036	0.48	0.42	401	0.37	0.20	140	1.76	1.20	162
	粘性土	3.0	3.5	884	0.58	0.63	667	0.57	0.34	283	1.85	2.02	286
有楽町層下部 (Yl)	砂質土	5.2	6.0	200	0.66	0.54	80	0.42	0.25	40	2.18	1.38	44
	粘性土	1.7	2.4	5,996	0.77	0.47	5,805	0.64	0.37	2,498	1.70	0.99	3,047
七号地層 (Na)	砂質土	19.7	13.7	471	0.93	0.71	83	0.38	0.24	31	2.30	0.96	36
	粘性土	10.0	8.1	434	1.52	1.07	286	0.51	0.33	120	3.39	2.10	141
東京層 (To)	砂質土	32.6	14.9	1,461	2.04	4.58	185	0.50	0.41	17	4.32	4.45	64
	粘性土	16.7	12.5	1,059	2.07	2.14	574	0.60	0.32	135	4.96	3.25	258

軟岩は「土と岩の中間的な性質を持つ地盤材料」とされ，土と軟岩の境界は一般にN値で50，硬岩との境界は一軸圧縮強度で200kgf/cm²程度とされる。軟岩は成因から「初生的軟岩」と「後世的軟岩」に分類される。表1.3.2（建設省土木研究所，1987）に軟岩の起源と特徴を示す。

表1.3.2 軟岩の起源と特徴(建設省土木研究所, 1987)

起 源		特 徴	
初 生 的 軟 岩	① 堆 積 性 軟 岩	新第三系～第四系, 一部の中生界～古第三系の砂岩, 泥岩, 凝灰岩などの堆積岩に多く, 続成過程, すなわち海底等に堆積した堆積物が応力や熱の作用を受けて硬い岩石になっていく過程の途中にある岩石で, まだ固結が充分に進んでいない軟質なもの.	
	火 山 性 軟 岩	②末～中熔結の 熔結凝灰岩	火山噴出物の一種である流紋岩質～石英安山岩質の火砕流からできるもので, 熱や上載荷重が不足して熔結作用が充分に進んでいない軟質な岩石.
		③自破碎熔岩	新第三系～第四系の安山岩質の火山岩に多いもので, 熔岩が貫入したり, 地表を流れたりするときの冷却固結と流動によって破碎された軟質な岩石.
		④多孔質熔岩	水蒸気等の火山性ガスを多量に含んだ熔岩が噴出するとき発泡して多孔質となったもので, 熔岩の基質は多少ともガラス質である, 軟質な岩石.
		⑤周縁急冷相	マグマが浅部または地表付近で貫入するとき岩盤との接触部が急冷し, あるいは貫入運動によって破碎され, 細粒鉱物質またはガラス質で, 特にルーズで軟質なもの. なお, 著しい急冷相は岩の様相を呈しないことがある.
後 生 的 軟 岩	⑥破 碎 岩	断層運動などによって岩石の構成粒子の単位に達するような微細な破碎を密に受け, 軟質となったもの.	
	⑦変 質 岩	マグマの活動に伴う熱水などの化学的な作用によって, 岩石を構成する鉱物を変質して粘土鉱物に変わり軟質となった岩石.	
	⑧風 化 岩	風化作用によって, 鉱物を変質したり溶脱したりして軟質となった岩石.	

軟岩の工学的性質を土および硬岩と比較したのが表1.3.3(建設省土木研究所, 1987)である. また図1.3.1(岡本他, 1984)は, 岩石(泥岩, 砂岩)の間隙比 e と一軸圧縮強度の関係と続成進化(続成作用の継続時間による間隙比および圧縮強度の関係)を堆積層群の塊で示したものである.

軟岩は固結度が低く空隙が大きいことから, 時間の経過, 含水状態の変化などにより物性が大きく変化する. 主な現象として①クリープ変形 ②応力開放による変形 ③吸水による膨張(スレーキング) ④繰り返し加重による強度低下 ⑤透水性の不連続性 などがある. 本論で重要な現象はスレーキングである. これは軟岩を乾燥させた後に吸水させると, 試料がばらばらになる性質である.

メモ 未固結土・軟岩の地盤工学的性質

未固結土・軟岩の地盤工学的性質については, 関東地方土木地質図編纂委員会(1996)が参考になる.

表 1.3.3 土および硬岩と比較した軟岩の地質工学的特徴（建設省土木研究所，1987）

		土	軟 岩	硬 岩
組 織 の 特 徴	粒子の結合状態	一般に粒子同士が互いに数点で接触し、コロイドあるいは吸着水の介在によって結合するような骨格構造を持っている。 粒子骨格は弱く、荷重を加えとかなりの部分を間隙水圧で支持する。	粒子の変形や密着、 SiO_2 、 CaCO_3 成分などの膠結物による結合を生じる。粒子骨格で荷重を支える。	SiO_2 、 CaCO_3 成分などの膠結物や再結晶鉱物、造岩鉱物同士の噛み合わせによって結合する。 粒子骨格で荷重を支える。
	間隙の状態	粒子間の間隙で、容積としては大きい。	一般に粒子間隙で、容積としては土に比べると小さい。 普通、砂質岩より泥質岩の方が間隙率が高い。 溶結凝灰岩など火山性軟岩のなかには大きい間隙をもつものがある。	粒子間隙や微小割れ目の間隙で容積としては極めて小さい。溶岩のなかには比較的大きな間隙をもつものがある。
	等方性/異方性	堆積時の粒子の配列や風化物の原岩の構造を反映しているため、まったく異方性はないとはいえないが、ほとんどないといえてよい。	堆積時の粒子の配列や造構応力、風化岩の原岩の構造を反映して異方性が認められることがあるが、少ないとみてよい。 一般に砂質岩より泥質岩の方が異方性が目立つ。	造構応力や溶岩などの流動方向を反映し、著しい異方性を示すものがある。 一般に結晶片岩、泥質岩、溶岩などは異方性にとみ、花こう岩、砂岩、石灰岩などは等方性を示すことが多い。
力 学 的 性 質	強 度	数 kgf/cm^2 以下である。	数 $\text{kgf}/\text{cm}^2 \sim 200\text{kgf}/\text{cm}^2$ 程度である。400 kgf/cm^2 程度までを軟岩と呼ぶことがある。	600 kgf/cm^2 程度以上である。200 $\sim 600\text{kgf}/\text{cm}^2$ 程度までは準硬岩と呼ぶことがある。
	変 形 性	著しい塑性的変形を示す。	硬岩に比較すると変形が大きく、塑性やクリープが問題となりやすい。	一般に変形性が小さく、塑性やクリープが問題となることはまずない。 ただし、割れ目の著しく発達した岩盤、蛇紋岩など応力開放や風化の影響を受けやすい岩盤では、変形性が問題となる場合がある。
	地盤としての挙動	地盤としての挙動は土塊と相似している。	岩盤の挙動は比較的岩片と相似している。	岩盤に割れ目が含まれる場合は、岩盤としての挙動は割れ目の性状に影響を受けやすいため、岩片の性質と著しく異なることが多い。
耐水性/浸水性		自然含水比のまま浸水しても容易に軟弱化して、体積や強度、変形性が変化したり崩壊したりする。 乾燥させ浸水すると容易に吸水し、膨張やスレーキングを生じる。飽和したものは間隙圧を生じ力学的挙動が変化する。	自然含水比のまま浸水すると体積や強度、変形性が変化しやすい。 乾燥させ浸水すると容易に吸水し、膨張やスレーキングを生じやすい。 飽和すると間隙圧を生じるが、力学的挙動への影響は土ほど大きくはない。	一般に浸水してもほとんど吸水せず、体積や強度、変形性への影響は小さい。
透 水 性		透水性は粒子間隙の流れで示されダルシーの法則が適用される。間隙のサイズおよび容積が大きいほど、透水性は一般に大きい。	堆積性軟岩は土と同様の透水性状と見てよい。火山性軟岩、破碎岩、風化岩は管路や割れ目の流れの性質ももつ場合がある。 一般に泥質岩は不透水である。	一般に不透水である。割れ目がある場合は割れ目の流れの性質をもつ。 特殊な場合として、石灰岩の溶蝕洞や溶岩トンネルなど管路の流れの場合がある。
耐 風 化 性		一般に泥や砂は風化生成物や石英など耐風化性の強い鉱物で構成されているので、風化は考えなくてよい。 ただしガラス質の粒子からなる火山灰起源の砂や温泉余土などの変質土は風化しやすい。	応力開放や大気、乾燥/湿潤に伴うスレーキング等によって一般に急速に風化しやすい。 泥質岩、凝灰質岩、変質岩などは特に風化しやすい。	蛇紋岩など変質鉱物を含む岩石（緑色や赤色を呈することが多い）、結晶片岩や粘板岩のような片状岩を除き、一般には風化はしにくい。
耐 浸 食 性		浸透流によってパイピングを生じることがある。 表面浸食を生じやすい。	固結度が低く、浸透流速が大きいとパイピングを生じることがある。 風化の影響を受けると、表面浸食を生じやすい。	パイピングが問題となるのは岩盤中に含まれる軟弱層、割れ目、空洞などが水みちとなり、周囲の土や軟岩を浸食する場合が多い。表面浸食を受けにくい。

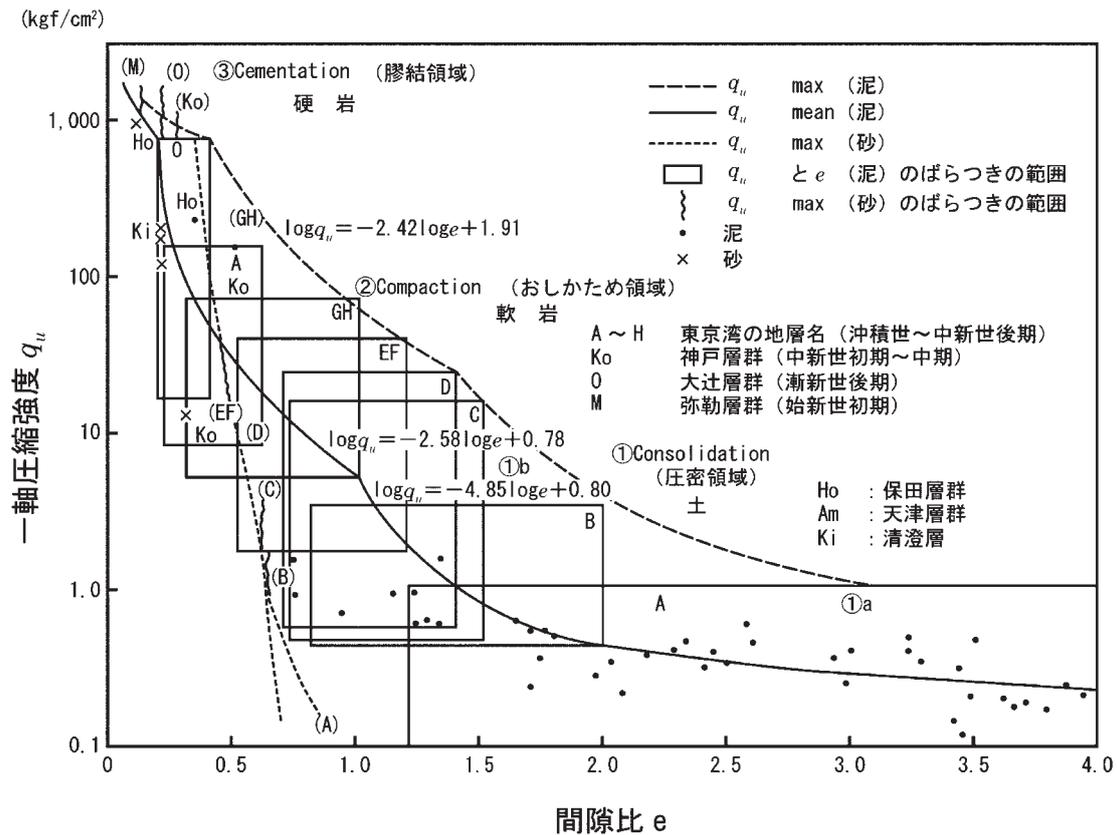


図 1.3.1 岩石(泥岩, 砂岩)の間隙比 e と一軸圧縮強度の関係と続成進化(続成作用の継続時間による間隙比および圧縮強度の関係) (岡本他, 1984)

1.4 河川管理上の課題

沖積河川にかかわる技術は、原則として移動床であるという前提で構築され、調査論も設計論もそれを当然のこととしてきた。であるからこそ、河道周辺の土層構造の把握は橋脚・堰の設計を除けば、意図的な形では為されてこなかった。軟岩や粘性土の露出地点は特殊な箇所であり、一般論として検討の対象とならなかったのである。そもそもわが国の河川は、昭和30年代までは河床上昇で苦しめられ、河床低下が大きな技術的課題とはならなかった。

しかし、日本の沖積河道のほとんどは、現在、河床低下傾向にあり、軟岩、粘性土が河床に露出する事例が急増し、それが存在するという前提で河川に対処せざるを得なくなったといえる。

従来、技術上の課題として取り上げられなかった軟岩や粘性土が露出することによる河川管理上の課題として、以下のことが挙げられる。

(1) 土層構造調査と耐侵食性評価手法

難侵食層や弱侵食層の露出する面積が増加し、河床下の地層・土層調査の必要性が増加している。そのため、調査法や調査技術の開発が求められている。また、難侵食層や弱侵食層の耐侵食性と外力の関係を評価するための試験法の開発、現地データの解釈手法の開発が求められている。

(2) 河道計画

河道計画においては露岩の露出箇所は難侵食の固定床と見なされてきたが、弱侵食層が露出する河川が増加し、弱侵食層の侵食を前提とした河道縦横断形状をいかに設定するかが問われている。

(3) 横断構造物および河床低下対策

頭首工、床止め工などの横断構造物下流に弱侵食層が露出し、構造物の安定度の判定や護床対策が求められている。また河床低下対策のための構造物の配置、設計法が求められている。



写真1.4.1 橋梁保護根固め工の浮き上がりの事例(多摩川44.7km地点JR八高線橋梁 2009年6月)

(4) 護岸・水制

弱侵食層を基礎とする護岸・水制の基礎工構造形式，根固め工の必要性判断基準が求められている。



写真1.4.2 護岸根固め工の設置と軟岩の掘削形状(浅川9.6km付近 2010年7月)

(5) 河川環境

粘性土・軟岩が露出する河床面積が増加し，河川生態系の単調化が生じている。また砂利層や砂層がなくなることにより，流水の河床堆積物への浸透と流出という交換作用がなくなり，水質の浄化機能・濁度低下機能が衰えている。河川環境の改善技術が求められている。



写真1.4.3 河床部に軟岩が露出し河床形状が単調化(多摩川47.1km付近 2009年6月)

(6) 河床の掘削

治水上必要となる河床掘削あるいは砂利採取の許認可に当たって，掘削下面の土質とその後の流水による変化を河道管理・環境管理の観点から技術的に判断しなければならない局面が増え，その判断基準が求められている。

第2章 河川おける粘性土・軟岩露出実態と河道変化

2.1 鬼怒川に見る粘性土・軟岩露出と河道変化

鬼怒川の粘性土・軟岩の露出実態と河道変化について記載する(山本他, 2009)。

2.1.1 流域の地形・地質

鬼怒川は、水源を栃木県北西部の群馬県境に近い鬼怒沼(標高2020m)に発し、瀬戸合峽を経て東流する。途中、男鹿川、大谷川を合流して、塩谷町地点で扇状地性低地に移り南流する。さらに、茨城県結城市で田川を合流し、茨城県守谷市で利根川に合流する流域面積1760km²、幹川流路延長176.7kmの河川である。

鬼怒川流域の地形は、大まかに区分すると上河内町より上流が山地部であり、その下流が平地部に当たる。山地部が1140km²(64.8%)、平地部が620km²(35.2%)である。山地部を形成しているのは栃木・福島県を界する帝釈山地およびその南側に位置する日光火山群であり、平地部は台地および沖積地である。

山地の地質は、本川上流部と支川湯西川一帯は安山岩類・流紋岩類・花崗岩類で構成されており、支川大谷川流域は第四紀の日光火山群に代表される。日光火山群は安山岩類・花崗岩類・石英斑岩などから構成され、西側の白根山系は石英粗面岩から構成される(⇒**図2.1.1.1**, **図2.1.1.2**)。現鬼怒川に多量の土砂を供給する女峰山の火山活動は10万年前で終わり、山地の解体が進んでいる(⇒**写真2.1.1.1**)。男体山の形成は2万年前から1万年前の火山活動により生じ、この間中禅寺湖を形成した(小池他, 2000)。

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

鬼怒川89～44km区間は左岸側を宝積寺台地(10～15万年前および10万年前に段丘化した宝積寺面、大和田面)、下妻台地(4～3.5万年前に段丘化した峰町面)、右岸側を宇都宮台地に挟まれて流下する。台地は形成年代の異なった複雑な段丘面を持ち、**図2.1.1.3**のように地形区分されている(小池他, 2000)、同図には2.1.3で示すセグメント1の小セグメント区分線と利根川合流点から距離標(km)を付加した。また原図において白抜きの部分において段丘地形である所は段丘面の記号を書き込んだ。思川右岸側は地平面区分を行っていない。

48km地点から沖積地の河川流下方向の勾配が急に緩くなり、自然堤防地帯(セグメント2-1)に入る。34km地点までは河床材料中に砂利成分の多い区間であるが、その下流は中・粗砂成分を主体とするセグメント2-2の河道となる。24.5km左岸(若宮戸)付近、12.3km(小山戸町)左岸付近には河畔砂丘が存在する(⇒**図2.1.2.1**)。鬼怒川の砂供給が多かったこと、湾曲部内岸の左岸側に砂河原が常時存在したこと、北西の冬季の季節風が強かったことにより形成されたものである。砂丘形成期には河道平面形状が変わらなかったことを示すものである。

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

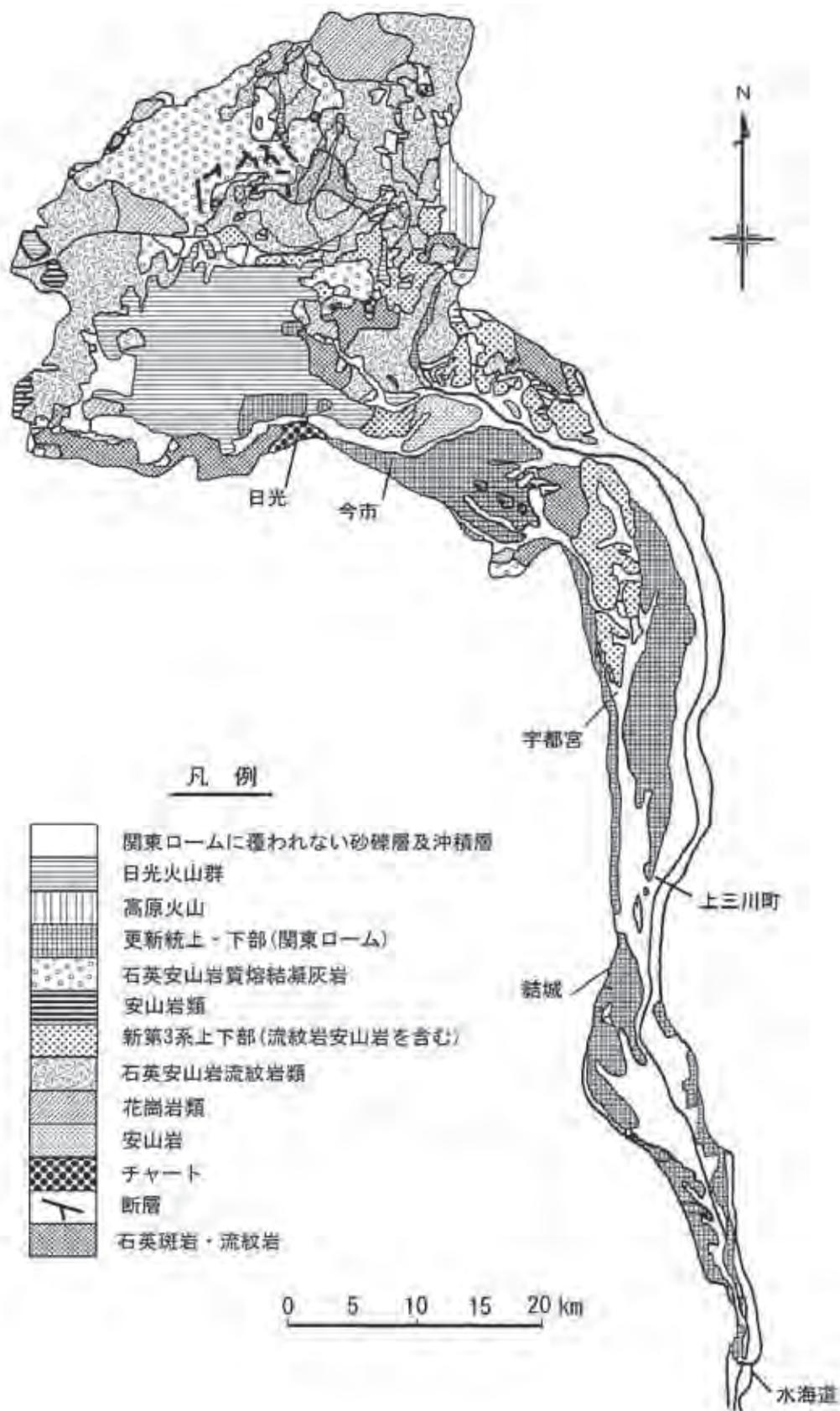


図2.1.1.1 鬼怒川地質図



図2.1.1.2 鬼怒川上流山地地質図



写真2.1.1.1 女峰山と日向砂防堰堤の堆積土砂(2005年5月)

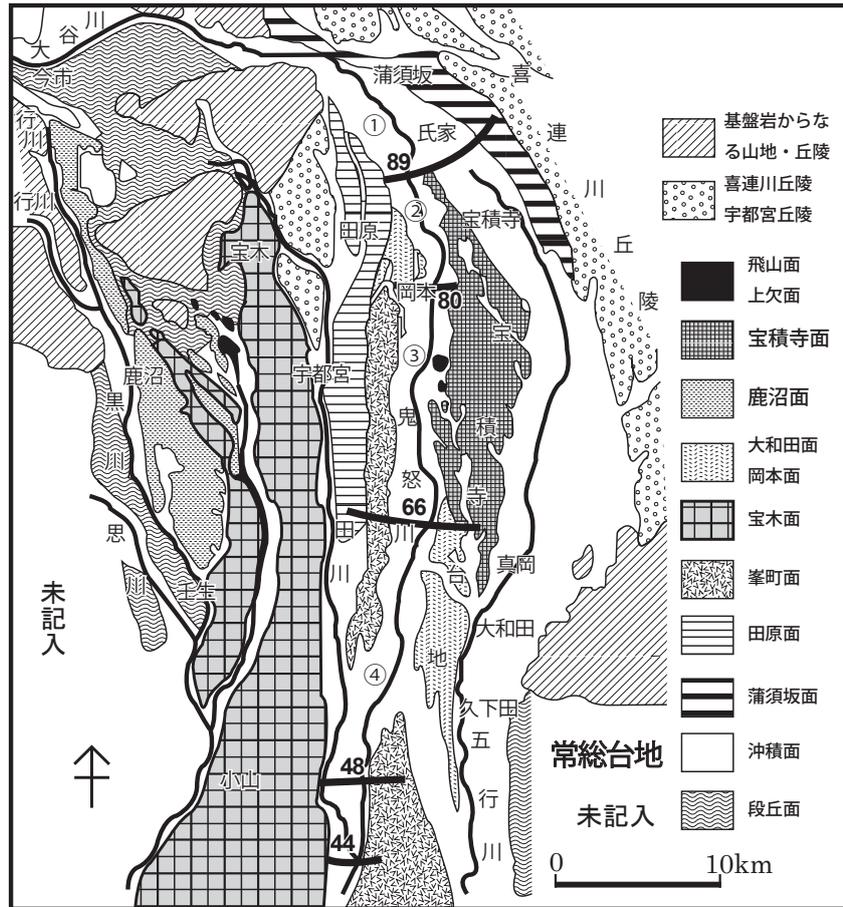


図2.1.1.3 鬼怒川低地南部の段丘地形区分(鈴木毅彦原図に付加)

2.1.2 完新世における鬼怒川と小貝川の河道変遷

鬼怒川沖積低地域の地形分類と流路変遷を図2.1.2.1に示す。同図には5km毎に鬼怒川および鬼怒川と密接な関係にある小貝川の距離標位置が示されている。また本図の標高はT.P.基準である(⇒注1)。

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

常陸風土記によると、鬼怒川は下妻台地の南端で糸線川を通過して小貝川の流路に入っていた。758年(天平・寶字2)の洪水により図2.1.2.1のA(青)の流路に移り今の鎌庭の流路に切れ込んだが、その前後策としてB(紫)の水路を開削し附替えを行った。その後、承平年間(10世紀半ば)に、鬼怒川の幹線は現鬼怒川筋(緑)に移った(吉田, 1910)。

16世紀の鬼怒川は現小貝川19km地点において小貝川と合流し現小貝川筋(紫)を流下し、藤

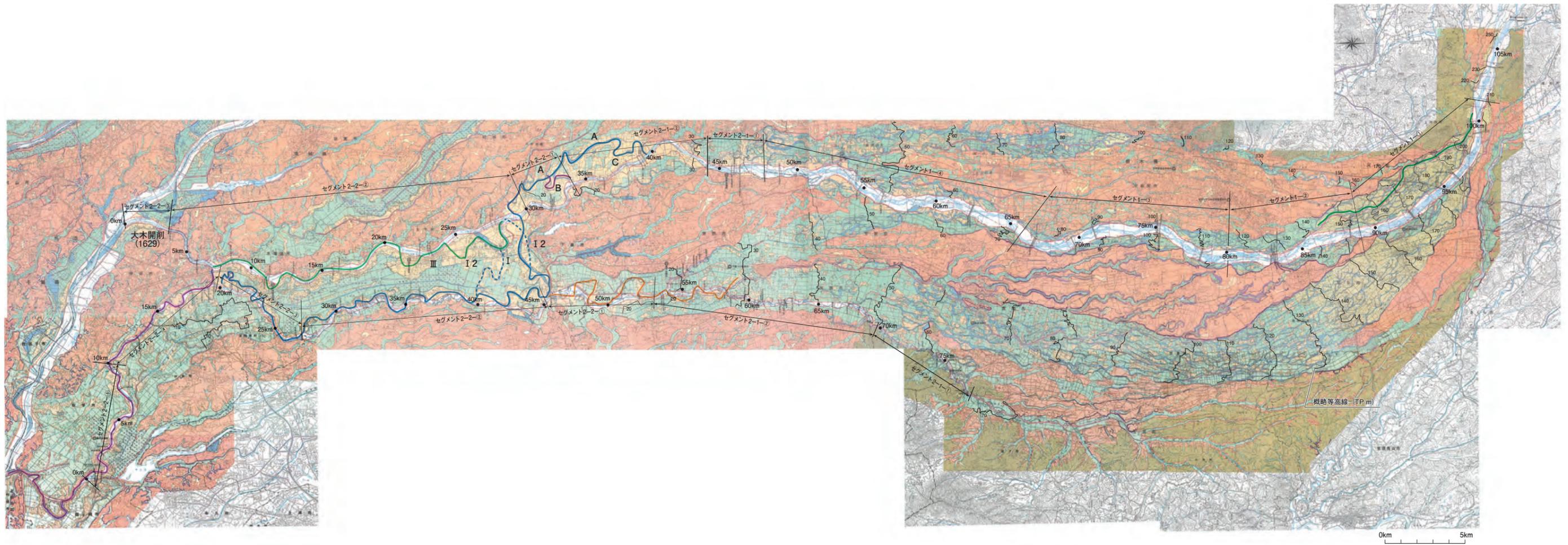
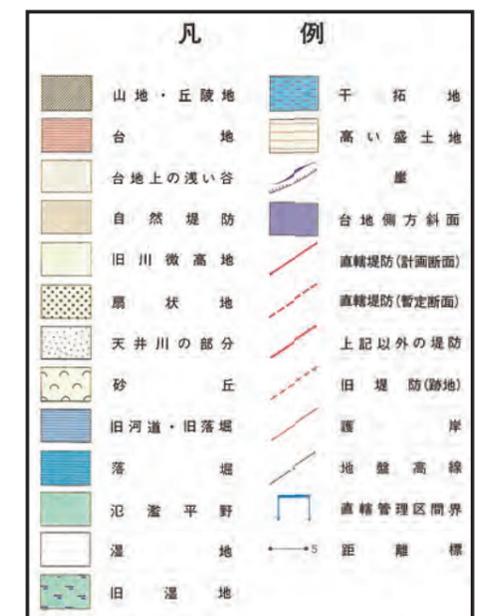


図2.1.2.1 鬼怒川流路変遷図(治水地形分類図に付加)



倉付近で利根川に合流していたが、1629年（寛永6）年、**図2.1.2.1**に示す大木開削を行い鬼怒川と小貝川を切り離し、さらに翌年小貝川を戸井田と羽根野の台地の間に流路を切り替え利根川へ落とした。またAの上流部とBの流路は曲がりが大きいため、寛永年間（1624 - 1643）に古い流路であるCの直路に戻した（吉田，1910）。

鬼怒川101 ~ 86.5kmの右岸側扇面には西鬼怒川という分派河道があった。ここは、1620年（元和6）宇都宮城主本田正純によって逆木用水が掘削され、水田用水として使われていたが、そこを1723年（享保8）に洪水が襲い、この流路に流れる洪水流量が増加し分派川状となったのである。1898年（明治31）分派川は二重の石堤により締め切りが完成した。

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

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

2.1.3 鬼怒川の河道特性

本節で示す河道特性量は，河道横断面および航空写真より低水路幅を設定し，その幅での平均河床高 Z_m を求め，平均年最大流量流下時の不等流計算結果より水面高を求め，その標高から平均河床高を引き，低水路の水深 H_m としたものを用いて評価した。

[1] 平均年最大流量の評価

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

[2] 河床縦断面形と勾配

図2.1.3.1に鬼怒川の平均河床高および最深河床高縦断面図を示す。同図には小セグメント区分と横断構造物位置，田川合流点位置を示した。

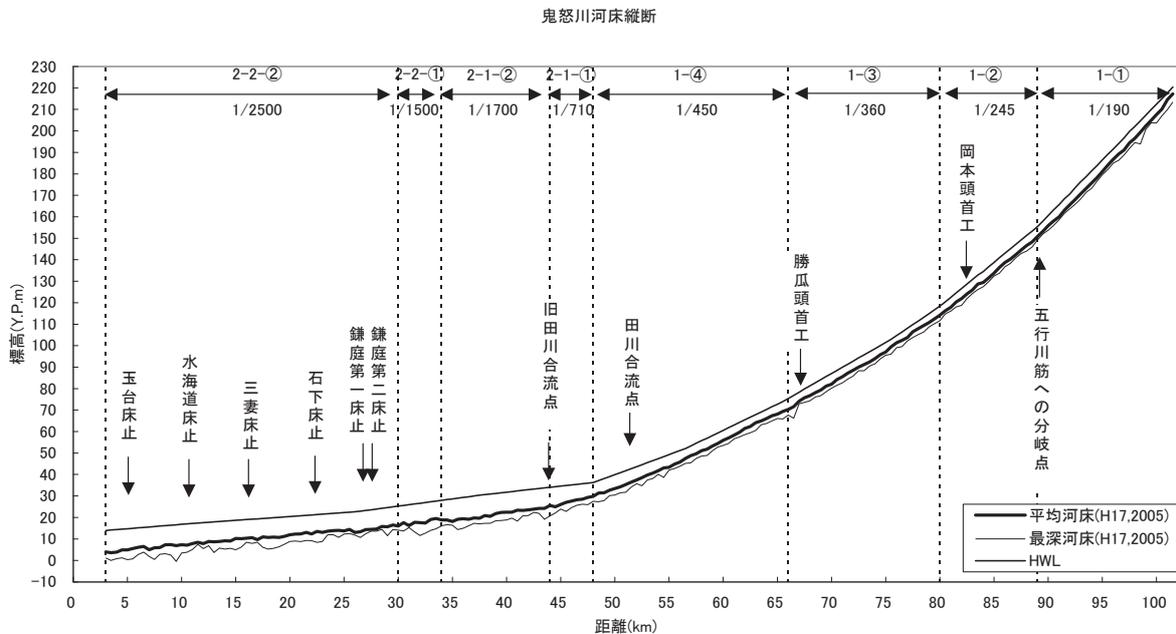


図2.1.3.1 現況河床高縦断面図

河床勾配は，48km地点下流で勾配が緩くなり，この地点より上流のセグメント1からセグメント2-1に河道特性が変わる。この地点の沖積面の標高はT.P.35m程度である。図2.1.2.1の10m単位の等高線より，この標高より上流の鬼怒川，田川，小貝・五行川筋の沖積面の標高が，鬼怒川の流下方向に対してほぼ同心円を描く。すなわち洪水という営力の違いとその作用時間の差異にもかかわらず沖積面の勾配がおおむね同じであること，また2.1.4で記述するように鬼怒川の沖積砂利層が薄いことより，鬼怒川のセグメント1の河床勾配は，ここ一万年ほとんど変化がなかったと推定される。

セグメント1の河床縦断面形および小セグメントの形成は，一万年以上前の平地の地形場（鈴木，1990，2004⇒注2）に規定されてしまっているのである。小セグメントの結節点は，図2.1.1.3に

示した形成年代の異なる段丘面の鬼怒川沿いの境界線に近い地点となっている。

セグメント2-1の区間は、砂利河川から砂河川に変わる遷移区間である。小貝川筋の沖積谷の標高T.P.30mおよび20mの等高線の位置より鬼怒川筋の等高線が下流にあることより、この区間は、近年を除き、ここ数千年間河床上昇が継続的に生じていた区間と推定される。洪水時掃流力が上流に比べて低減するので、河床材料が分級し小さくなり、また下流に向けて土砂輸送能力が減少するので堆積するのである。この区間は、セグメント2-1の河道特性を持ち自然状態では蛇曲(⇒注3)する河道である。事実、**図2.1.2.1**に示されている旧流路跡は蛇行度の大きい河道である。現河道は蛇行度が小さく、近世において人工的にショートカットされたと判断される。

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

[3] 河床材料

礫床における各小セグメントの代表粒径 d_R は、1936年の河床材料のふるい分け試験(安藝, 1944)による粒度分布形よりC集団およびA'集団を用いて代表粒径を求め、砂床については1938年(昭和13)のA'集団の粒径0.5mmを代表粒径 d_R とした(⇒注4)。なお、現在セグメント2-2の区間の河道区間は河床が沖積粘性土あるいは洪積シルト層となっているところが多く、また採取された河床材料は、細砂集団とシルト・粘土集団となっているところが多々あるが、ここでは粗い材料である中・粗砂集団(0.5mm)を代表粒径 d_R とした。**表2.1.3.1**に各小セグメントの代表粒径 d_R の値を示す。

図2.1.3.2に小セグメント別の代表粒径 d_R と1938年、2002年の河床材料調査結果より、平均粒径 d_m 、60%粒径 d_{60} の縦断方向変化を示す。

表2.1.3.1 各小セグメントの代表粒径

セグメント	距離(km)	代表粒径(mm)
1-①	102～89	97
1-②	89～80	95
1-③	80～66	60
1-④	66～48	48
2-1-①	48～44	42 (砂0.5)
2-1-②	44～34	42 (砂0.5)
2-2-①	34～30	0.5
2-2-②	30～3	0.5
2-2-③	3～0	0.5

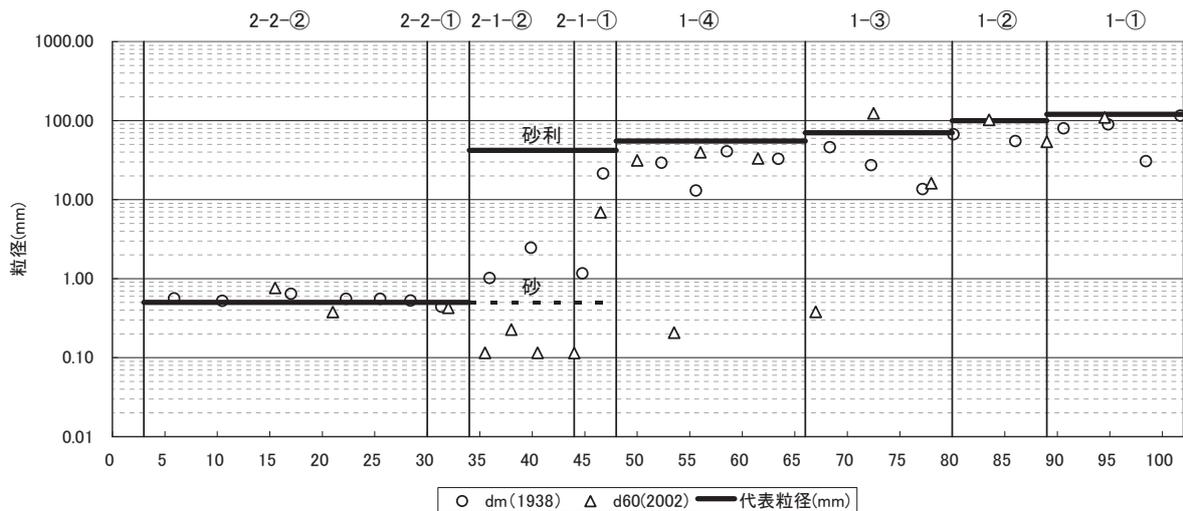


図2.1.3.2 平均粒径(1938), 60%粒径(2002), 代表粒径縦断面図

[4] 水深と掃流力

図2.1.3.3～図2.1.3.6に平均年最大流量時の水深 H_m , 水深代表粒径比 H_m/d_R , 摩擦速度の2乗 u_*^2 ($1\text{cm}^2/\text{s}^2$ が掃流力 $0.1\text{N}/\text{m}^2$ に相当する), 代表粒径 d_R に対する無次元掃流力を示す。

水深はセグメント1-①および②の区間で1.55m前後であり, セグメント1-③で1.7m前後, セグメント1-④で1.8m前後である. セグメント2-1-①で水深が増加し3.8m程度, セグメント2-2で5.1m程度である。

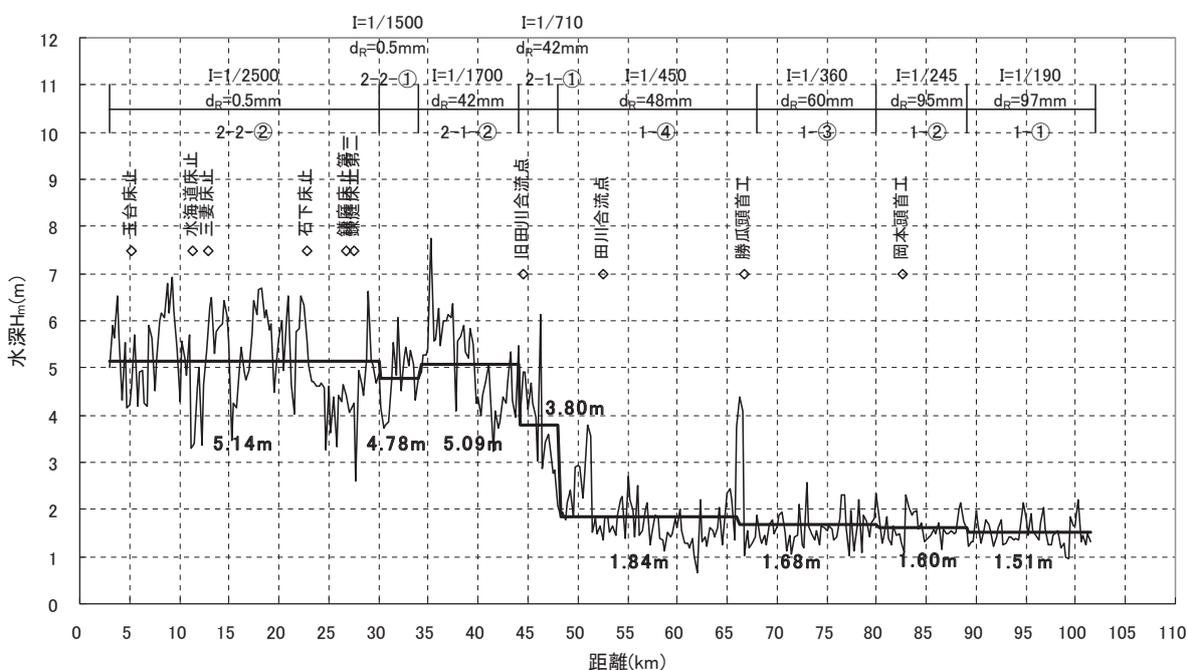


図2.1.3.3 平均年最大流量時の水深縦断面図

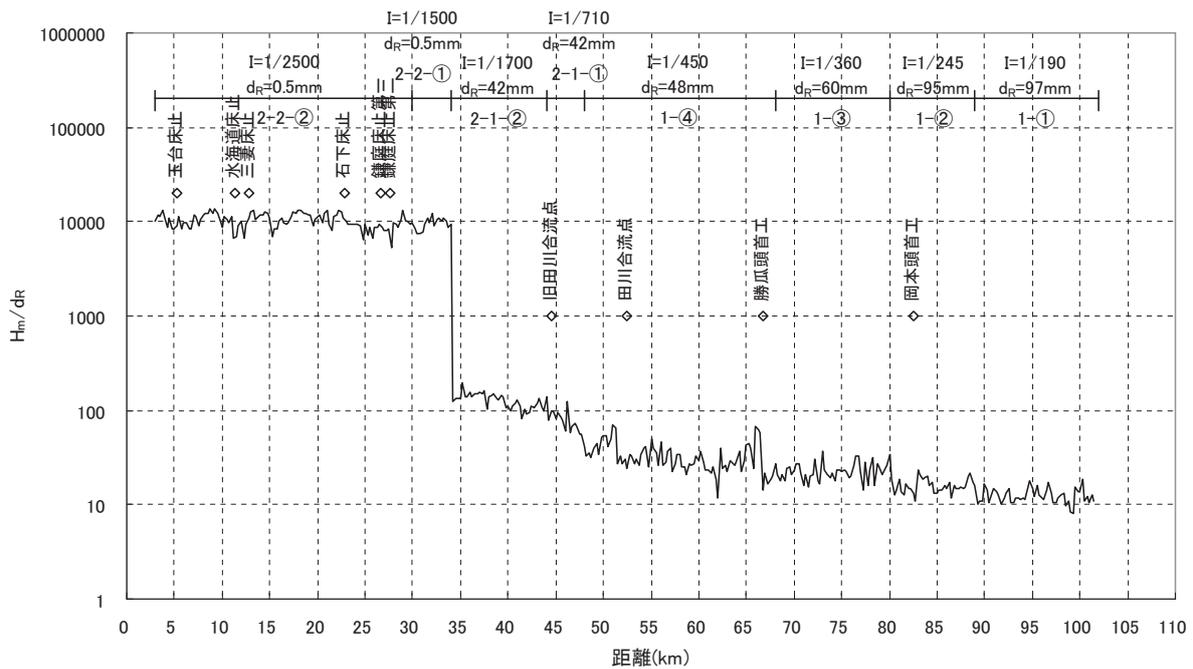


図2.1.3.4 平均年最大流量時の水深粒径比縦断面図

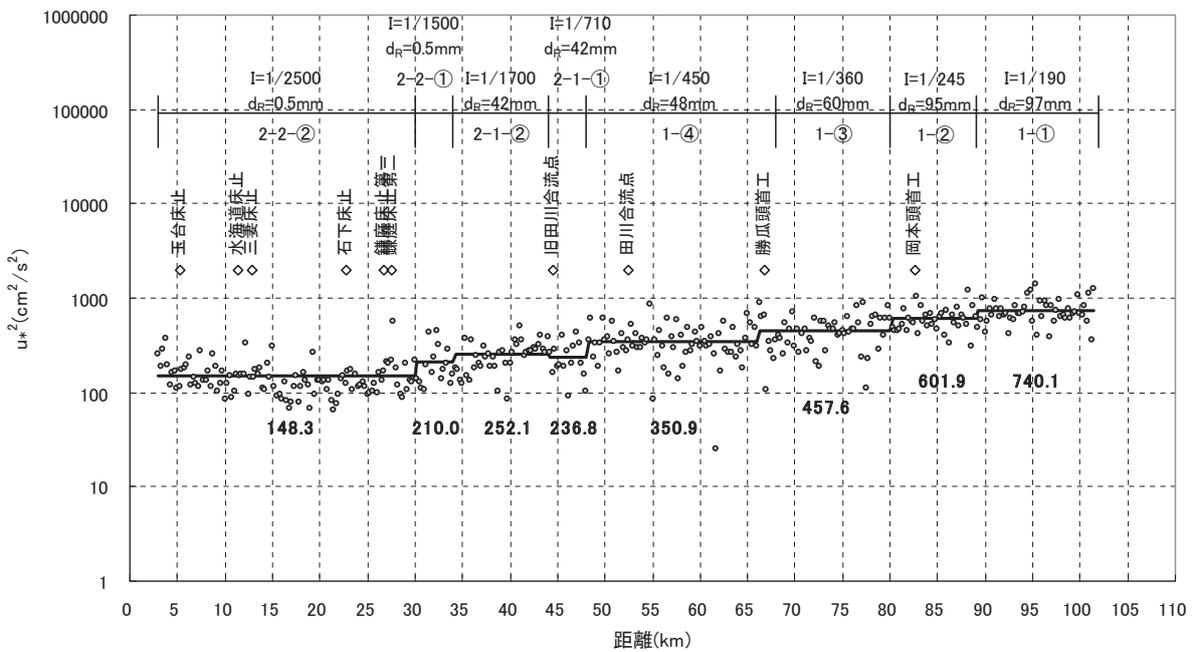


図2.1.3.5 平均年最大流量時の摩擦速度(2乗)縦断面図

1380 m³/s 時のセグメント1および2-1の無次元掃流力が0.035～0.047となっている。1500 m³/s 時においても0.036～0.050である。この値は他の日本の扇状地河川より少し小さい。逆にセグメント2の無次元掃流力は大きい。

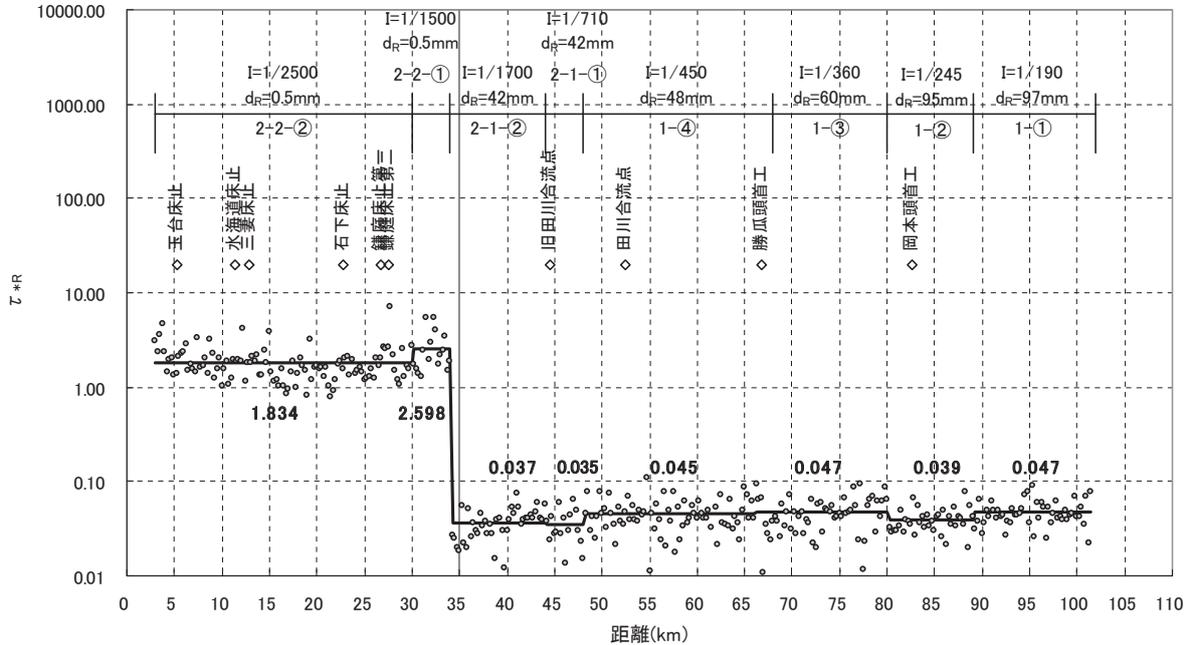


図2.1.3.6 平均年最大流量時の無次元掃流力縦断面図

[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2.1.3.7に、低水路幅水深比の縦断方向変化を図2.1.3.8に示す。

堤防間幅は、近世の堤防平面位置を基に堤防強化がなされてきた歴史を反映し変化が大きい。

川幅低水路幅水深比はセグメント1の区間で150～250の間であり、2列～5列の砂州が発生する区間である。

セグメント2-1では100～50程度で上流のほうが大きい。セグメント2-1の最上流では複列的砂州の発生する領域であるが、その下流は単列砂州となる区間である。自然河川であれば迂曲あるいは蛇曲する平面形状になる特性を持つ。事実、1000年前の河道は蛇行度の大きい河川であった(図2.1.2.1のA河道)。

セグメント2-2の河道は川幅水深比が100以下であり自然河川では蛇行河川となるが、現河川の蛇行度はあまり大きくない。人為的改変の影響を受けている平面形状である。

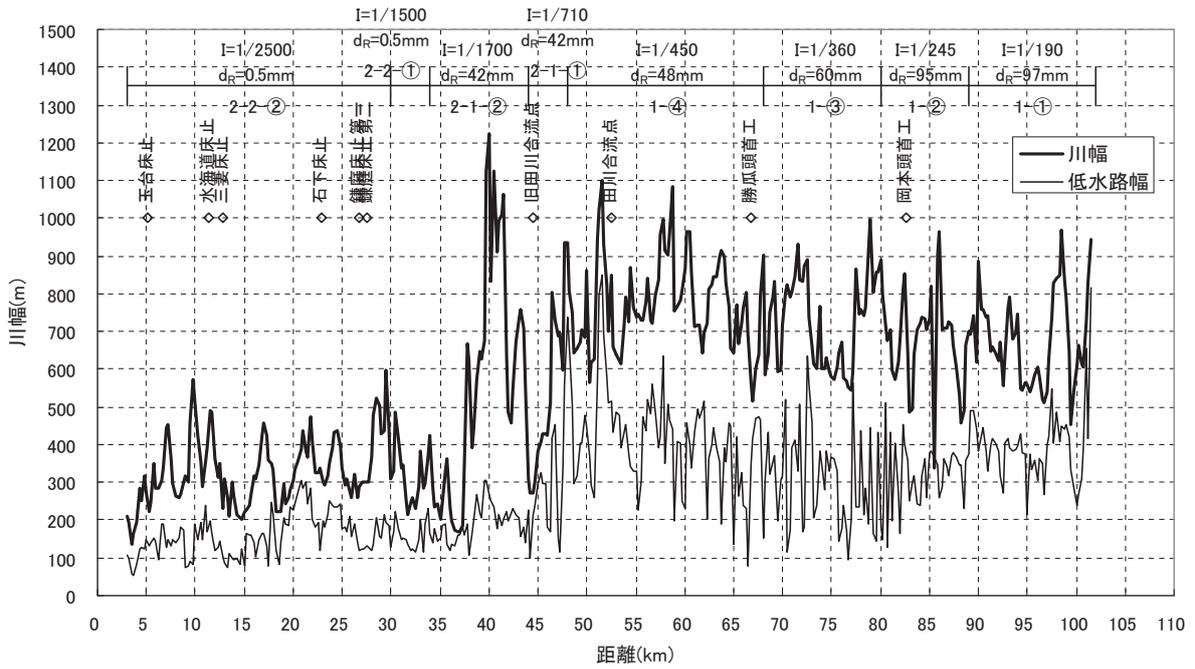


図2.1.3.7 堤間幅と低水路幅縦断面図

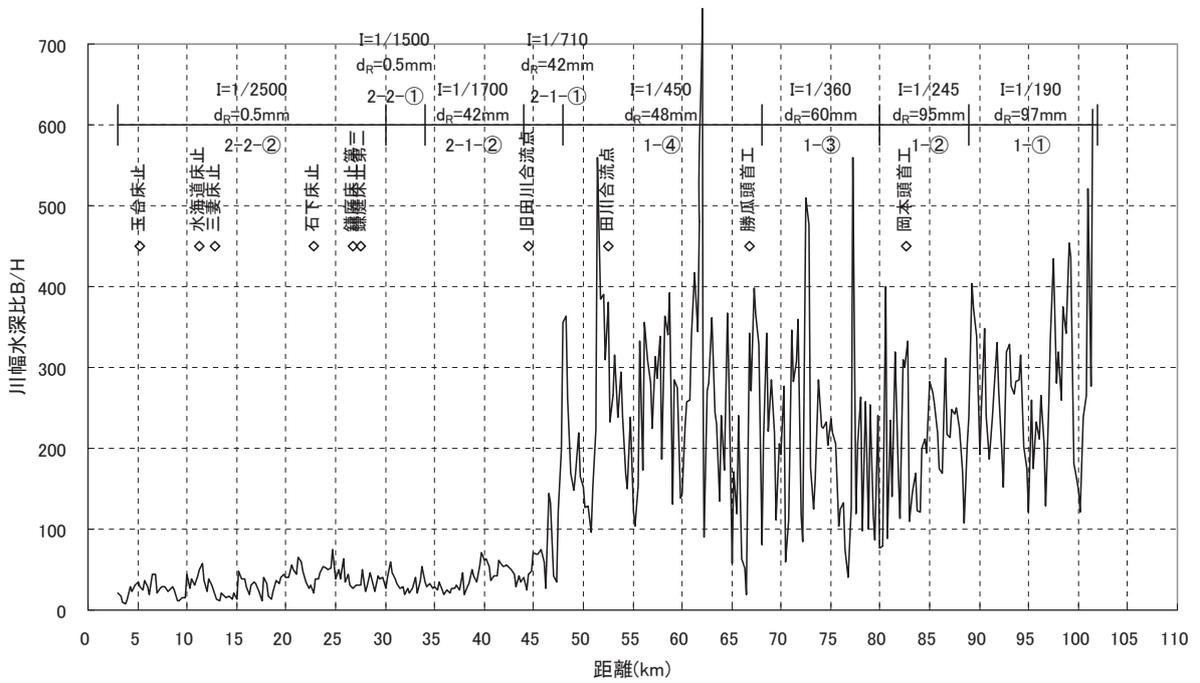


図2.1.3.8 平均年最大流量時の川幅水深縦断面図

[6] 洗掘深 ΔZ

図2.1.3.9に平均河床高 Z_m と最深河床高の差 ΔZ の縦断方向変化図を示す。

セグメント1の多列砂州に起因する深掘深 ΔZ は3m程度以下と判断される。この ΔZ はセグメント1における平均年最大流量の平均水深の1.5～1.8程度である。この値は他の扇状地河川と同様な値である(山本, 2010)。3m以上の地点は砂州が単列的であり、また河岸が湾曲している地点である。

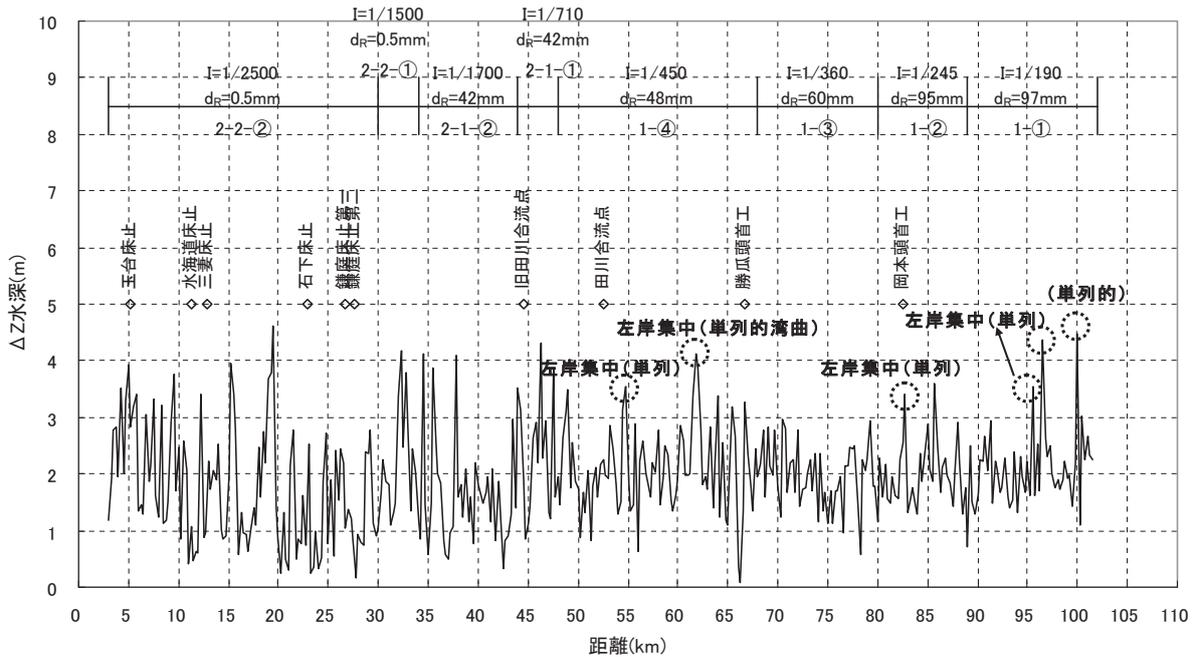


図2.1.3.9 局所洗掘深 ΔZ 縦断図

[7] 鬼怒川の河道特性量のまとめ

表2.1.3.2に鬼怒川直轄区間102～0km区間の河道特性量を小セグメントごとにまとめた。

表2.1.3.2 河道特性量整理表

距離(km)	セグメント	河床材料 d_R (mm)	平均水深 H (m)	水深 粒径比 H/d_R	エネルギー 勾配の逆数	河床勾配 の逆数	摩擦速度 u_*^2 (cm^2/s^2)	無次元 掃流力 τ_{*R}	平均 堤間幅 (m)	平均 低水路幅 (m)	平均水深 H (m)	平均 川幅 水深比	平均 年最大 流量 (m^3/s)	低水路 粗度係数
3.0-30.0	2-2-②	0.5	5.14	10288	3218	2500	148	1.834	330	159	5.14	33	1380	0.020
30.0-34.0	2-2-①	0.5	4.78	9558	2265	1500	210	2.598	322	160	4.78	35	1380	0.020
34.0-44.0	2-1-②	42.0	5.09	127	1911	1700	252	0.037	554	192	5.09	39	1380	0.030
44.0-48.0	2-1-①	42.0	3.80	76	1492	710	237	0.035	551	306	3.80	95	1380	0.029
48.0-66.0	1-④	48.0	1.84	34	470	450	351	0.045	787	419	1.84	253	1380	0.028
66.0-80.0	1-③	60.0	1.68	24	335	360	458	0.047	721	312	1.68	212	1380	0.027
80.0-89.0	1-②	95.0	1.60	16	250	245	602	0.039	676	322	1.60	210	1380	0.033
89.0-101.5	1-①	97.0	1.51	13	193	190	740	0.047	676	397	1.51	278	1380	0.033

2.1.4 河道地質とその特徴

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

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

図2.1.4.1は、国土交通省関東地方整備局下館河川事務所作成の堤防下の地質縦断図である。同図には2005年の横断測量結果より最深河床高縦断図（赤線）と鬼怒川に設置されている床止め工の位置も示してある。

(1) セグメント1-①および1-②の区間 = 102 ~ 80km

セグメント1-①の堤防下の沖積礫層は右岸のほうが左岸より厚い。99 ~ 97kmでは、右岸は6 ~ 10mの沖積礫層が存在するが、左岸は1 ~ 3m程度しかない。洪積台地に鬼怒川が接しながら流れていることを反映している。これより下流では沖積礫層は3m程度で鬼怒川に発生する砂州の垂直スケールほどしかない。89km左岸では、鬼怒川が宝積寺台地に迫り、台地を側刻している。現在、鬼怒川の最深河床高はこの台地洪積礫層に接している箇所がある。

写真2.1.4.1は、90km地点阿久津大橋上流の左岸護岸工事によって露出した洪積礫層である。マトリックスの砂は酸化され赤褐色で粘土化している。洪積層上面から伏流水が湧出している。

84 ~ 79km区間の河床下の浅い所に新第三系のシルト・泥岩が存在する。85 ~ 84.4kmの低水路滲筋部には泥岩が露出している。この区間の堤防下の沖積礫層は薄く2m程度である。**写真2.1.4.2**は84km、J R東北本線上流左岸付近の河床の様子であり、泥岩が露出し、乾燥収縮作用により細片化している。左岸の沖積礫層下面からは地下水が湧出している。81 ~ 82kmの低水路は、ほとんどが泥岩からなり、81.5km左岸付近にはスレーキング化した碎片が**写真2.1.4.3**のように帯状に堆積している。

(2) セグメント1-③および1-④ = 80 ~ 48km

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

写真2.1.4.4は、55.25km地点において左岸護岸工事のため河床を掘削した場所を撮影したものである（2008年1月25日）。沖積礫層の下に赤褐色の洪積礫層が存在し、その上面近くの砂が粘土化し透水性が低いため、その層上より伏流水が湧出している。

本区間の最深河床高は洪積礫層に接触している箇所があると推定される。

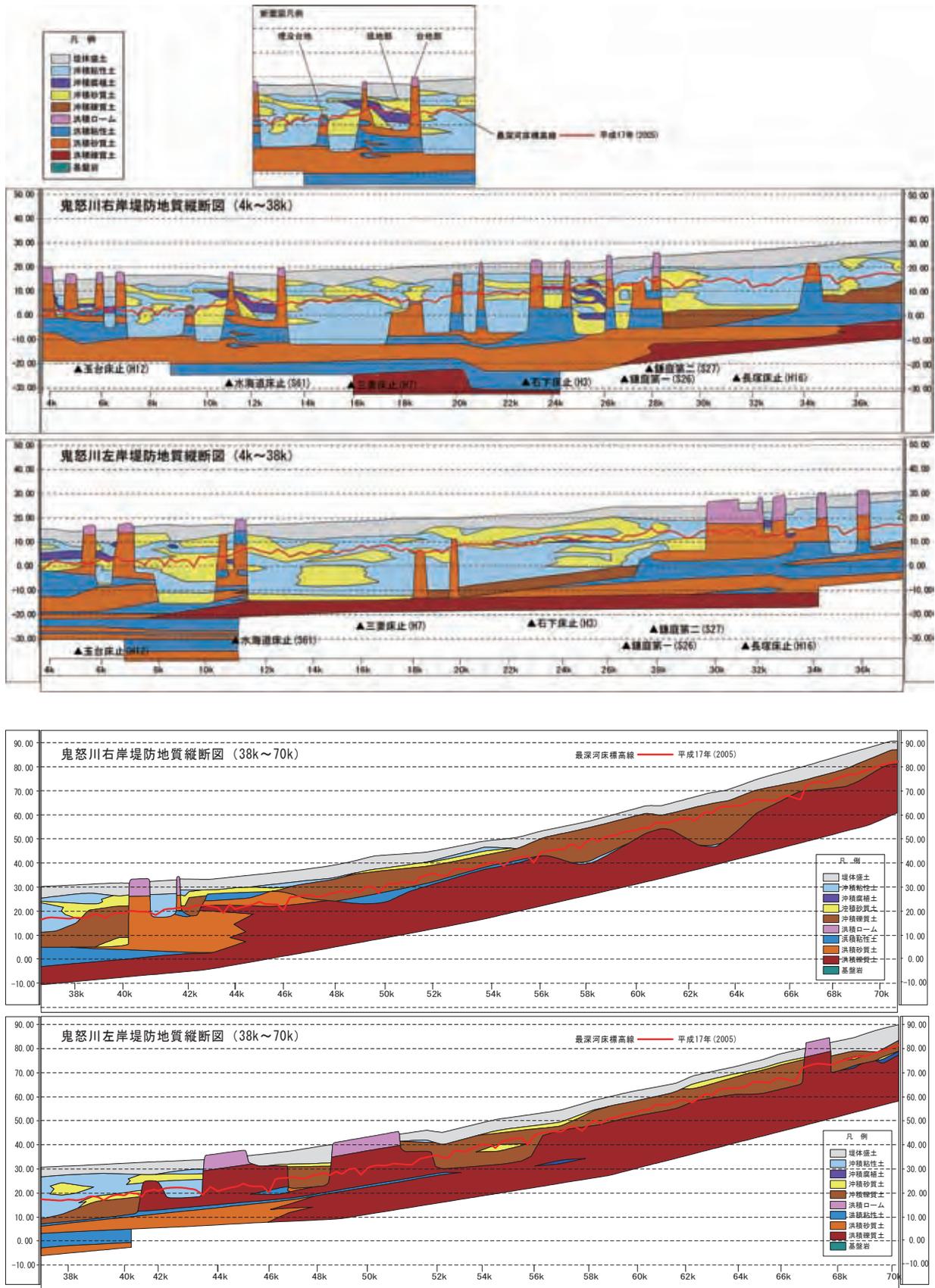


図2.1.4.1 堤防下の地質縦断面図(1)

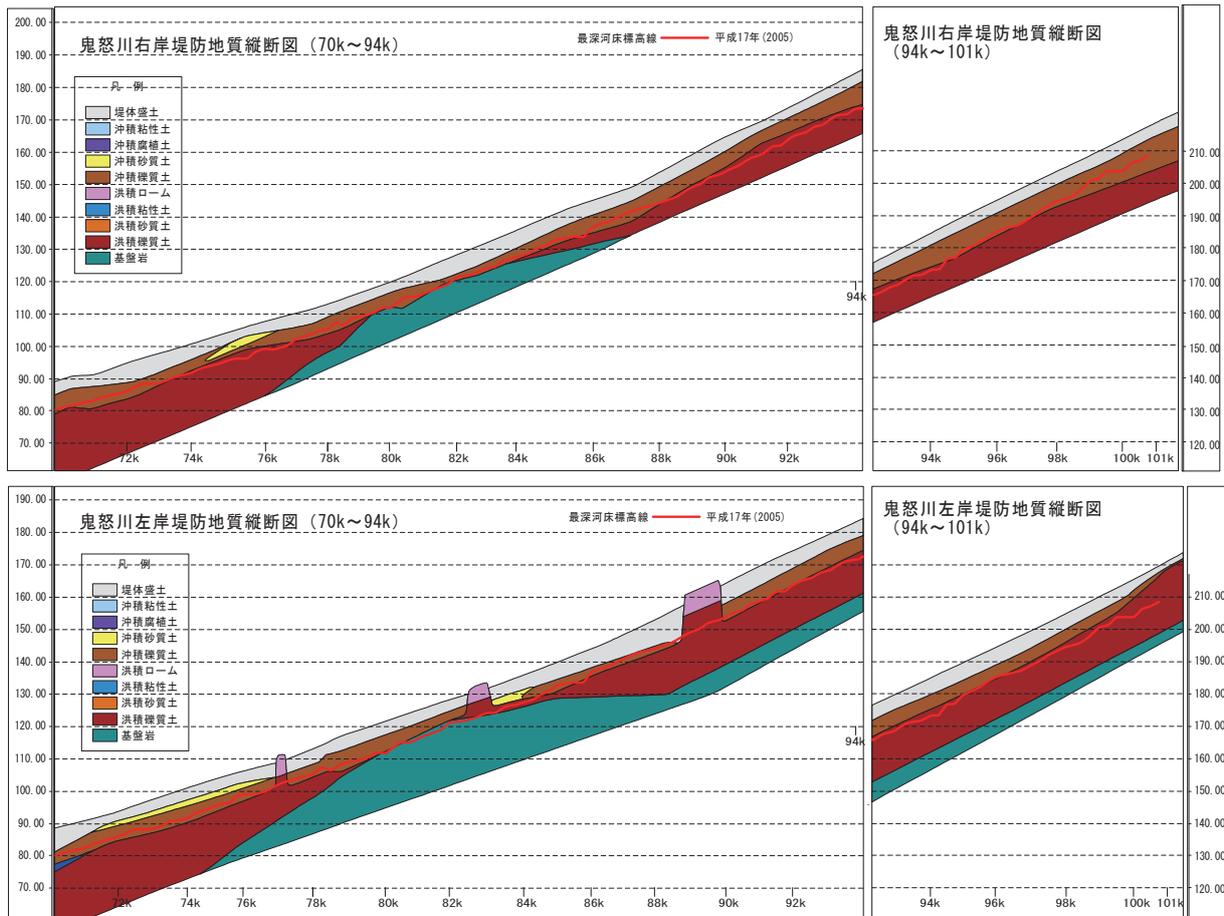


図2.1.4.1 堤防下の地質縦断面図(2)



写真2.1.4.1 90km阿久津大橋上流左岸の河床の様子(護岸工事により更新統が露出)(2005年5月)



写真2.1.4.2 84kmJR東北本線上流左岸の河床の様子(乾燥収縮により細片化して風化が進行)(2005年5月)



写真2.1.4.3 81.5km右岸の河床の様子(泥岩が碎片化して带状に堆積)(2008年4月)



写真2.1.4.4 55.25km左岸の河床の様子(護岸工事により露出した洪積礫層)(2008年1月)

(3) セグメント2-1 = 48 ~ 34km

本区間は鬼怒川の流下方向の沖積地面の勾配が緩くなる遷移区間である。同様に洪積台地面の勾配も緩くなり、台地構成層が礫層から砂層およびシルト・粘土層という海成層(下末吉海進時の堆積物)に変化していく。沖積層は粘性質および砂層のものが主体であり標高がY.P.5m以上であるので河成堆積物である。沖積面下部には礫層も存在する。40km右岸では28km地点、左岸では20kmまで基底礫層が存在する。鬼怒川が洪積台地に接近する区間では河床の最深部に洪積層が露出している可能性がある。事実、44.5km地点右岸旧田川合流点直上流の十二天橋(⇒写真2.1.4.5)、44.1km(栄橋)左岸には洪積粘性土が露出している。

(4) セグメント2-2 = 34 ~ 0km

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

1947年の米軍の航空写真によると本区間は、砂州が存在し砂河川であった(鎌庭捷水路部分は除く)が、1966年では盛んに砂採取がなされ、10kmより上流では砂州形状が人為的に改変されている。砂河川であったものが2m弱の砂採取により、河床に沖積粘土層や更新統の砂・泥層が露出し始め、1973年の航空写真には河床地質の変化点における流水に対する河底材料の侵食抵抗の差異から段差が生じ、水面の波立ちなどが6.5km(玉台橋)、7.4km、11.0~11.5km(豊水橋下流)、21.0km、32.2km、32.75kmで識別できる。2008年において、石下橋(23.0km)下流の右岸沿い500mに粘性土が露出している。同様に左岸も写真2.1.4.6に示すように河岸に沖積粘土層とその上に載る浮遊堆積物層が見える。

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

0~3km区間では2.2km地点において写真2.1.4.7に示すように更新統のシルト・粘土層が露出している。



写真2.1.4.5 旧田川十二天橋の直上流の河床の様子
(洪積粘性土層) (2008年4月)



写真2.1.4.6 22.5km左岸の河床の様子(沖積粘性土層とその上部の浮遊堆積物) (2008年4月)



写真2.1.4.7 2.2km左岸の河床の様子(更新統シルト層の露出) (2008年4月)

2.1.5 河床高・横断形状・平面形状の変化

1 河道の変化を促した主要因

鬼怒川の河道は1960年以降大きく変化した。流域と河道に働きかけた人為的な活動が主要因である。以下に記す。

(1) 河道掘削，ダムの建設，砂防工事による土砂収支の変化

鬼怒川からは良質な砂と砂利が取れ，古くは，関東大震災の復旧工事材料として使用された。砂利採取が本格化したのは高度経済成長時代の1960年代であり，ピークは1964年であった。1964年から砂利採取が終了した1991年までの砂利採取許可累積量の変化は図2.1.5.1のごとくであり，合計2890万 m^3 に達している。この間の直轄区間の河積増加，および上流にある3ダムおよび砂防施設の累積土砂量の変化も同図に示す。

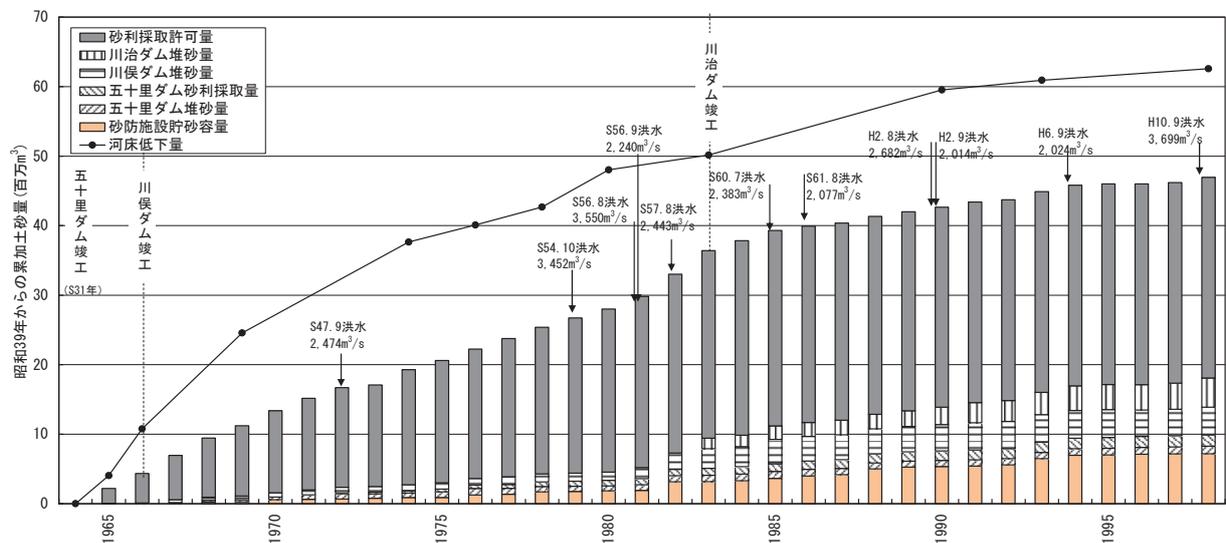


図2.1.5.1 河床低下量と砂利採取量およびダム・砂防施設の堆砂量の累加量の変化

なお鬼怒川上流域のダムは，1956年に完成した五十里ダムを初めとし，1966年に川俣ダムが，1983年に川治ダムが完成している。さらに男鹿川左支川である湯西川に湯西川ダムが建設中である。それらのダムの流域面積は，五十里ダムA = 271.2 km^2 ，川俣ダムA = 179.4 km^2 ，川治ダムA = 323.2 km^2 ，(川俣ダム流域除くと143.8 km^2)，湯西川ダムA = 102.0 km^2 ，中善寺ダムA = 125 km^2 である。中禅寺湖に流入する土砂のほとんどは湖に堆積する。

表2.1.5.1には河床低下量，砂防施設貯砂容量，3ダム堆砂量，砂利採取許可量の年変化量を，表2.1.5.2には3ダムの年間堆砂量の変化と比堆砂量，1983～1998年におけるダム流域における比堆砂量およびダム堆積量の調査記録のある年から1998年までの平均比堆砂量も示した。1983年以前のデータを含めて評価した比堆砂量のほうが，1983年以降のデータを用いた比堆砂量より多い。1981年，1982年と連続した洪水があり流出土砂量が大きかったことが影響している。

ダムの堆積土砂量のうち，約半分を占めるシルト・粘土は鬼怒川河道区間を通過して利根川に流出してしまうこと，また生産土砂量の15～25%を占める砂分はこの間，鬼怒川河道から利根川の流出していることを考えると，砂利採取許可量の2倍以上が河床掘削されたものと推察され

る。ちなみに80～107km砂利河道区間では1964～1998年の34年間の河床低下量は約2900万 m^3 である。この間の許可砂利採取量は1030万 m^3 の約3倍に当たる。

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

砂防および治山工事が大谷川（流域面積117.88 km^2 、中善寺湖流域を含まない）、川治ダム上流を中心になされており、土砂の流出防止と土砂災害の防止に努めている。主な土砂供給源である稲荷川に1982年、日向砂防ダムの嵩上げが完成し、2001年までの貯砂率は約7割となっている（計画貯砂量1280千 m^3 ）。流域面積Aは5.8 km^2 であり、比堆砂量 $q_s = 966 m^3/km^2/年$ （19ヶ年平均）である。砂防ダムでありダムから流出してしまうシルト・粘土を考えると、比生産土砂量は1300 $m^3/km^2/年$ 程度であろう。

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

1940年代以前の山地からの比供給土砂量を4ダム流域の堆砂実績から推定された比供給砂量、残山地からの比供給土砂量（中善寺ダム上流含まず、大谷川を含む）の比供給土砂量より、流域平均比供給土砂量を750 $m^3/km^2/年$ とすると、山地からの供給土砂量（中禅寺湖流域125 km^2 を除く）は年76万 m^3 であり、そのうち扇状地の主構成材料である砂利分を15%とすると年11.4万 m^3 の砂利が供給される。これが鬼怒川の沖積谷に1万年間供給されたとすると11400万 m^3 となる。現鬼怒川の沖積谷幅を2500mと見積もり、長さ60kmとすると平均堆積厚さは7.6mとなる。**図2.1.4.1**に示した堤防下の地質縦断図によると沖積砂利層は3～4m程度しかない。完新世において五行川筋・小貝川筋に鬼怒川の流路があった時期もあるので供給土砂量の推定は概略妥当であろう。

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

(2) 河川横断構造物の設置

2.1.4で記したように、セグメント1においては2つの頭首工が、セグメント2-2には7つの床止工が設置されている。

佐貫頭首工（107.3km地点）と勝瓜頭首工（66.8km地点）は左岸側に可動堰があり右岸側は固定堰である。勝瓜頭首工は**図2.1.5.2**の構造図に示すように可動堰部分の床盤の高さが固定堰より低いので、流路を左岸側に呼び込んでいる。岡本頭首工（82.6km地点）は全面可動堰化されている。

横断構造物はその構造物の標高が固定されるため、河床変動の規制要因となる。

表2.1.5.1 河床低下量, 砂防施設, ダム施設の堆砂量, 砂利採取許可量の変化

期間		年数	河床低下量 (万 m ³ /年)	砂防施設 貯砂容量 (万 m ³ /年)	3ダム 堆砂量 (万 m ³ /年)	砂利採取 許可量 (万 m ³ /年)
S39-S41	1964-1966	2	539	0	6	212
S41-S44	1966-1969	3	460	8	44	197
S44-S49	1969-1974	5	262	13	26	128
S49-S51	1974-1976	2	123	19	28	105
S51-S53	1976-1978	2	128	22	21	122
S53-S55	1978-1980	2	268	7	8	118
S55-S58	1980-1983	3	71	44	173	118
S58-H02	1983-1990	7	134	31	47	25
H02-H05	1990-1993	3	46	37	39	4
H05-H10	1993-1998	5	33	14	29	0
総計			6256 万 m ³	714 万 m ³	1496 万 m ³	2890 万 m ³

表2.1.5.2 ダム堆砂量の変化と年堆砂量および比堆砂量

期間		年数	五十里ダム 堆砂量 (万 m ³ /年)	川俣ダム 堆砂量 (万 m ³ /年)	川治ダム 堆砂量 (万 m ³ /年)
S39-S41	1964-1966	2	6	0	0
S41-S44	1966-1969	3	25	19	0
S44-S49	1969-1974	5	20	6	0
S49-S51	1974-1976	2	25	3	0
S51-S53	1976-1978	2	10	11	0
S53-S55	1978-1980	2	7	2	0
S55-S58	1980-1983	3	69	55	50
S58-H02	1983-1990	7	18	14	15
H02-H05	1990-1993	3	10	6	23
H05-H10	1993-1998	5	8	1	20
平均			20	12	12
面積 km ²			271	179	144
1983~1998 における 平均年堆砂量 (万 m ³ /年)			13	8	18
1983~1998 における 比堆砂量 (m ³ /km ² /年)			482	442	1,246
観測開始年から 1998 年にお ける比堆砂量 (m ³ /km ² /年)			737 (34ヶ年)	711 (32ヶ年)	1576 (18ヶ年)

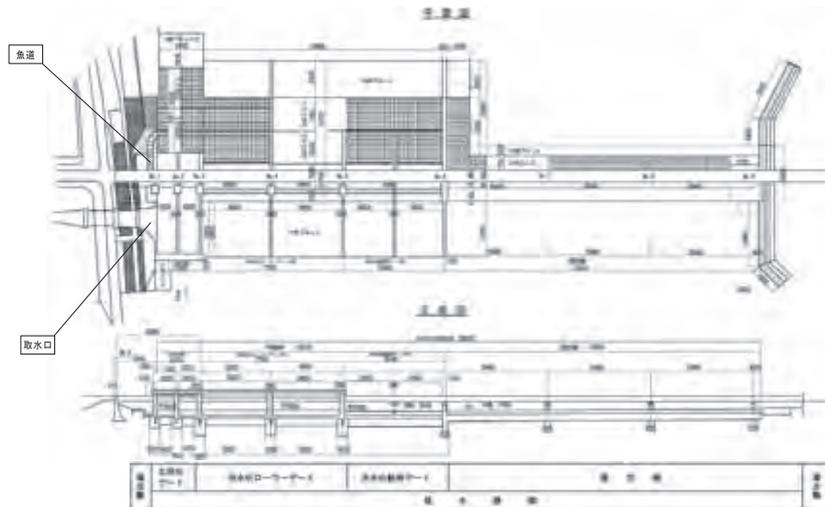


図2.1.5.2 勝瓜頭首工構造図

(3) 侵食基準面の変化

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

(4) 多目的ダムおよび利水施設の建設による流況変化

図2.1.5.3に示す年最大流量の経時変化および当該年を挟む10ヶ年平均年最大流量の移動平均値によると、上流ダム群の建設による洪水流量への影響は以下のようなものである。

60年代、70年代は、五十里ダム（1956年完成）、川俣ダム（1966年完成）が完成しており、洪水流量の低減期と考えられるが、1983年完成の川治ダム以降は、むしろ洪水流量が増加している。60年代、70年代は、豪雨が少なかった時期であり、本図よりダムによる洪水流量の低減量を評価できない。

年最大流量の経年変化(水海道11km)

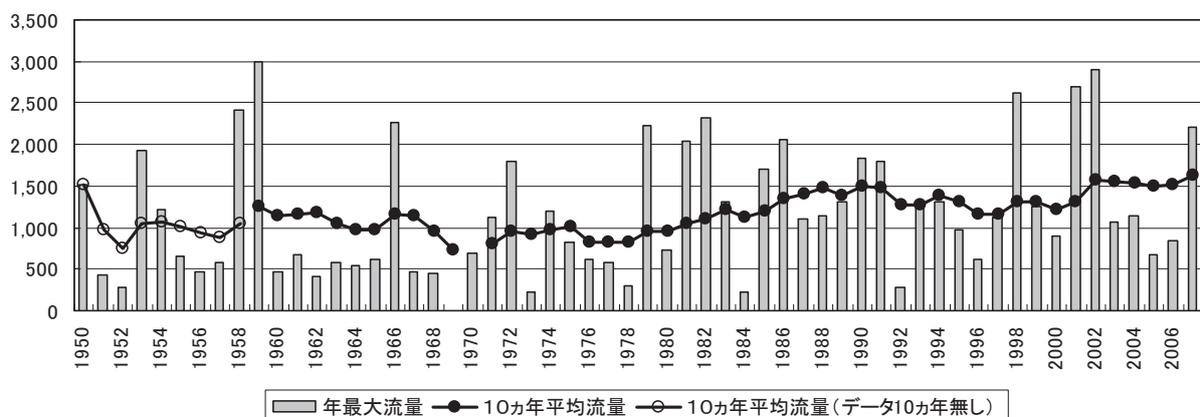


図2.1.5.3 年最大流量の経年変化(水海道地点)

ダム群の影響は、1956年に完成した五十里ダム以前の洪水流量の分析が必要であるが、1950年以前は年最大流量の測定が連続的になされていないので実証的に比較できないが、平均年最大流量は現在より大きかったと推定される。その根拠は以下のようなものである。

- ① 洪水流出解析による鬼怒川の確率流量計算による3ダムあり、自然状態（ダムなし）の確率流量計算により作図された石井地点ピーク流量年超過確率図（**図2.1.5.4**）によると、5年確率洪水で自然状態はダム有りの1.5倍、2年確率洪水で1.4倍程度の洪水流量となっている。なお年最大流量超過確率は、1936～2002年における降雨実績より各年度の連続一雨流域平均雨量の年最大降雨量を評価し、その降雨のハイエトグラフを用いて流出計算を行い石井地点の年最大流量を求め、各年最大流量の標本値をカナン（Cunnane）公式によりプロットしたものである。

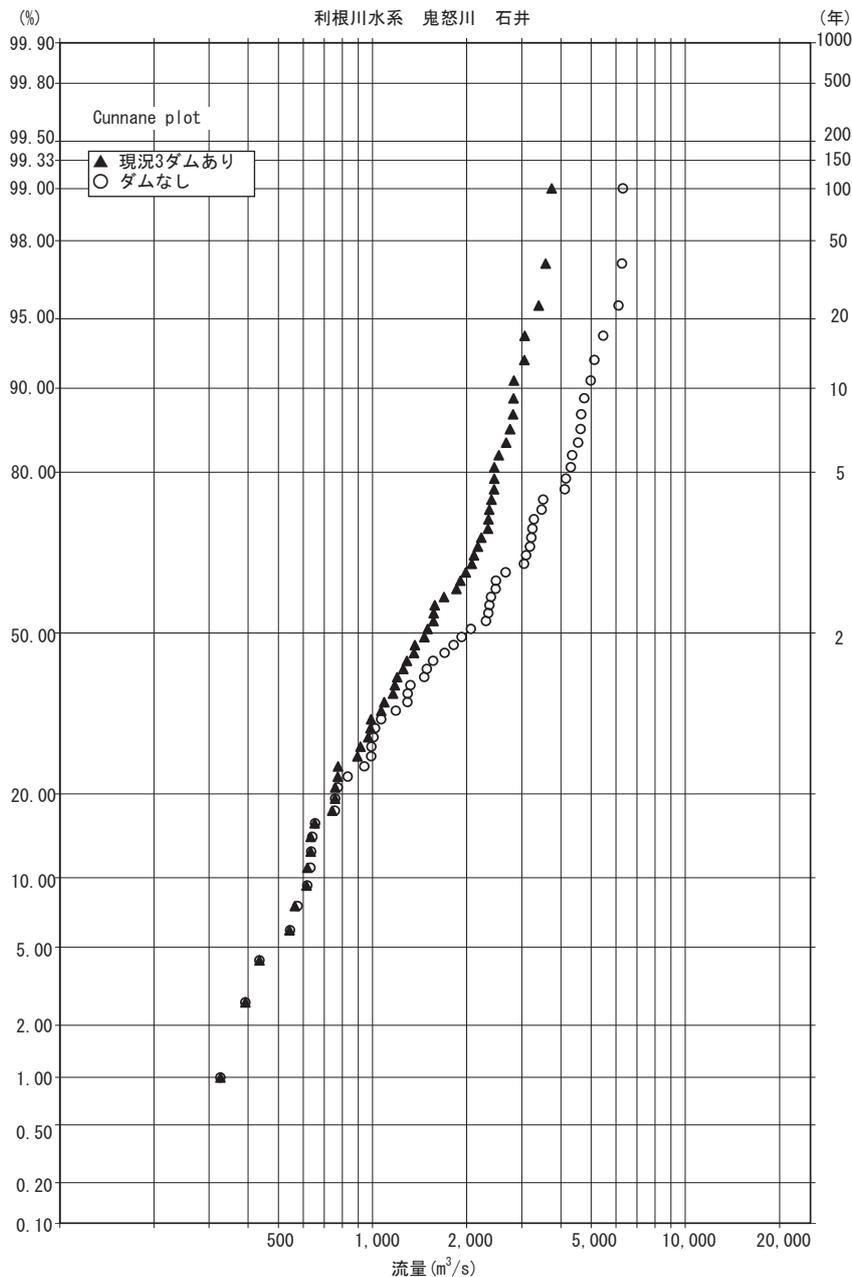


図2.1.5.4 石井地点ピーク流量超過確率図

- ② 主要洪水流量の記録によると、30年代、40年代において洪水ピーク流量および発生頻度も高い。1935～1949年の14年間に生じた主要6洪水（石井地点）の平均値は約4000 m³/sである。川治ダム完成（1983年）以降14年間の上位6洪水の平均値は約2400m³/sである。

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

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

2 河床高変化の概要

図2.1.5.5は、1964年を基準とした10km区間ごとの平均河床高の経年変化図を、図2.1.5.6は同様に最深河床高の10km区間ごとの変化を示す。ここで実線はセグメント1(102～48km)の区間、点線はセグメント2-2(34～0km)および2-1(48～34km)の区間である。図2.1.5.7には砂河川区間の最深河床高縦断形の変化を示す。なお平均河床高は、低水路部とみなされる幅における平均河床(当該年度の河道形状に1300m³/s時の水面幅以下の平均河床高)であり、年度により評価される河道幅が異なる。

セグメント1の区間は1960年代に河床低下速度が大きく、1980年代まで徐々に河床低下が進行した。砂利採取が終わった1991年以降は河床低下の進行が止まった。ただし60～70km区間の最深河床高は、特に1993年から1998年にかけて低下した。これは、勝瓜頭首工下流左岸寄りの河床低下によるものである。

セグメント2-1の区間は1990年ごろまで河床が低下した。その後平均河床高の低下が止まったが、最深河床高の低下は継続している。

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

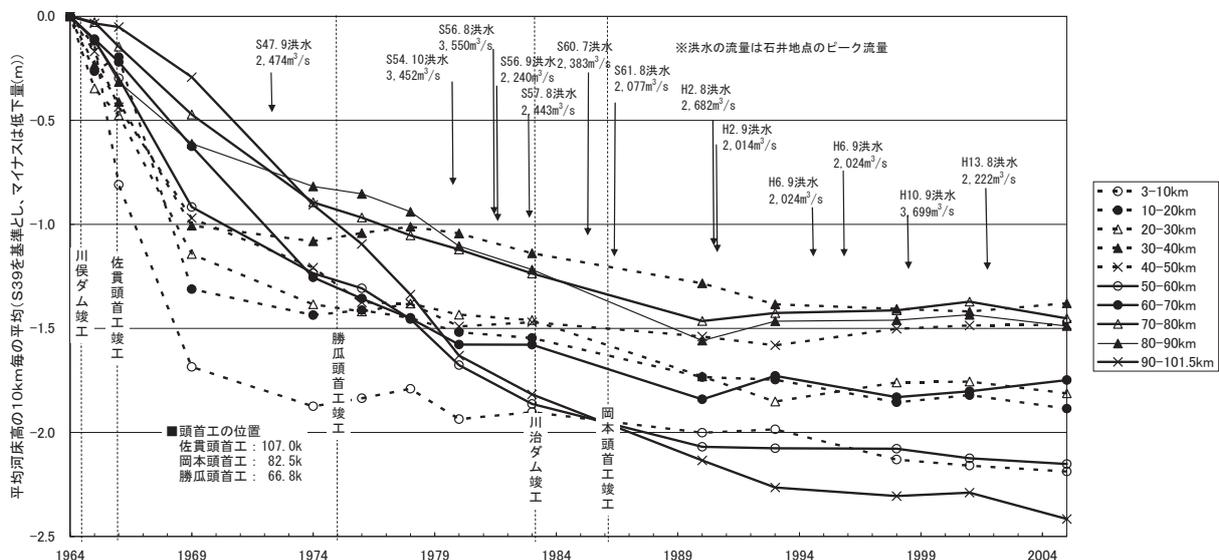


図2.1.5.5 10km区間ごとの平均河床高の経年変化

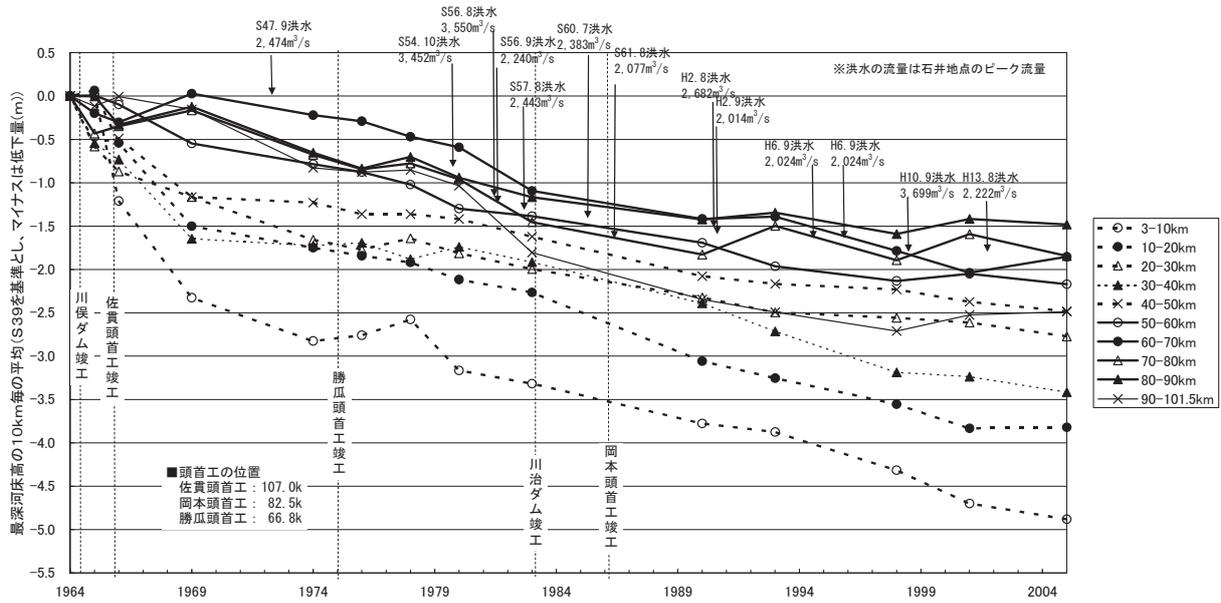


図2.1.5.6 10km区間ごとの最深河床高の経年変化

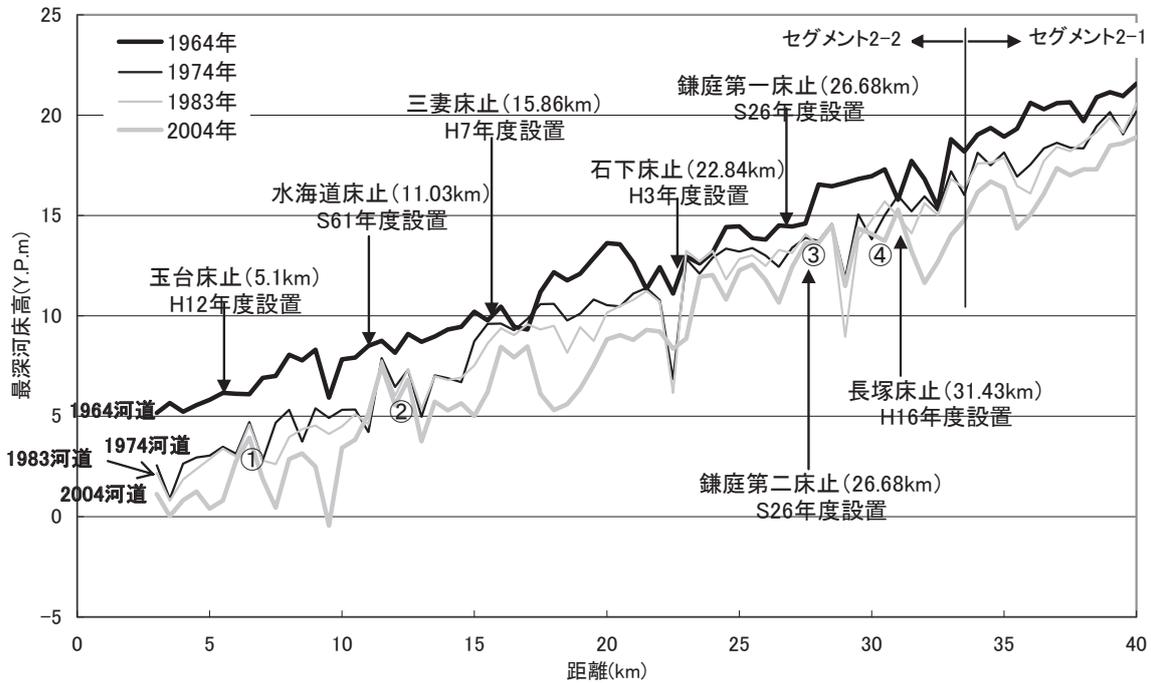


図2.1.5.7 砂河川区間の最深河床高縦断の経年変化

3 軟岩・粘性土河道の河道形状の変化

以下、セグメントごとに、典型的な河道形状の変化を詳述する。

(1) セグメント1-②=89～80km

85～81.5km区間の河道平面形状の変化を写真2.1.5.1に示す。図2.1.5.8に85km, 84km, 83km, 82kmの横断図の変化を示す。83km左岸には宝積寺の洪積台地がせまり、ここに新鬼怒川橋、東北本線鉄橋が架かり交通上の重要地点となっている。また1986年岡本頭首工が建設された。本区間は昭和40年代から50年代に深さ2～3m, 幅320m程度に河床掘削され、掘り残された85～83.5kmの左岸側は高水敷化し、公園として利用された。ただし82.7～84km付近の右岸側は掘り残されたままである。このような掘削形態および岡本頭首工の建設と頭首工機能保全のため平成に入り頭首工直上流が掘削されたという経緯より、砂州形状の変化が複雑である。

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

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



写真2.1.5.1 航空写真(85～81.5km)による河道平面形の変化

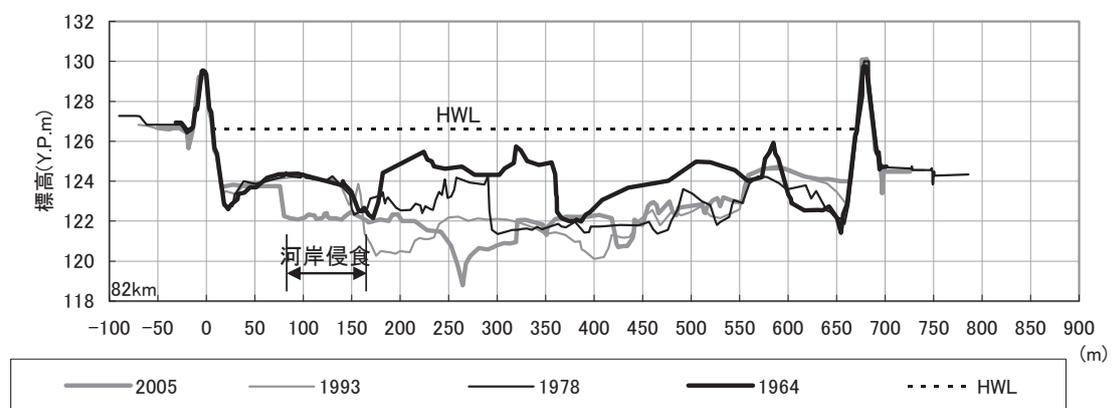
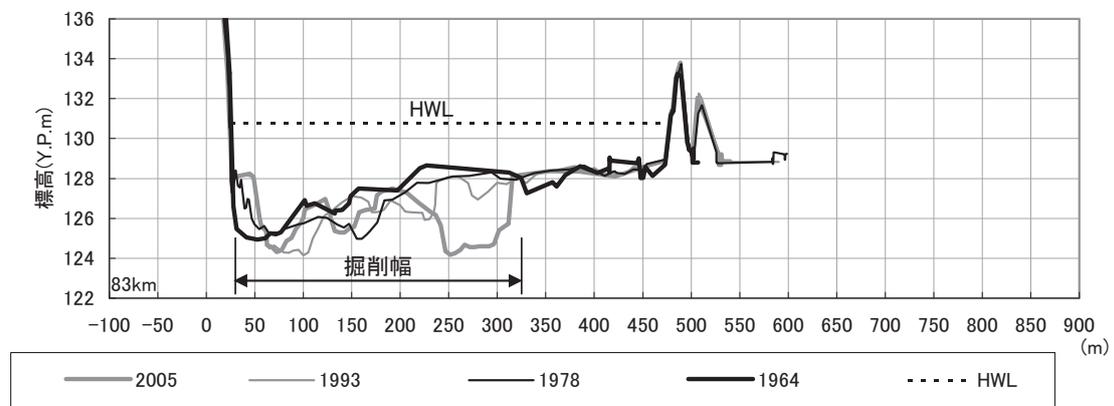
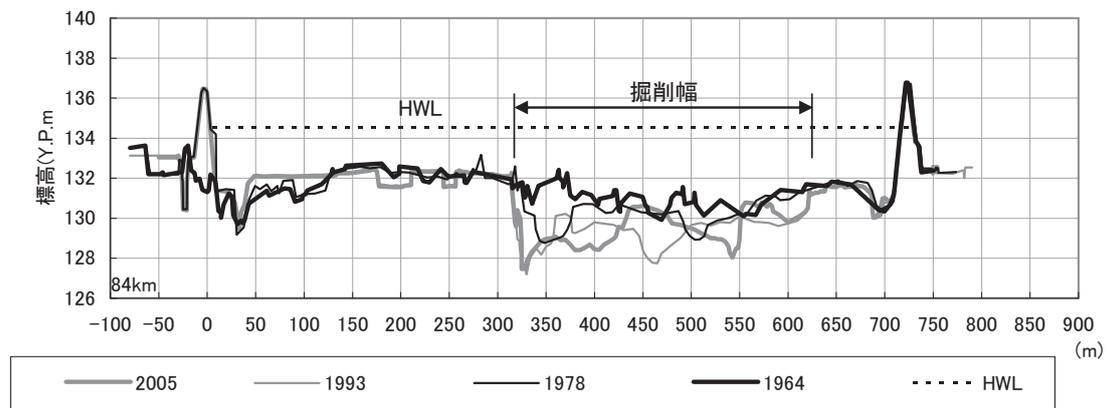
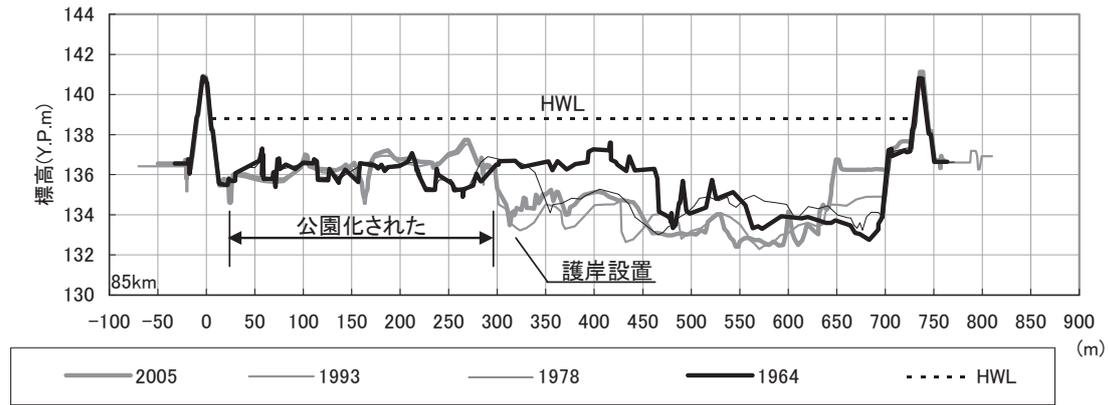


図2.1.5.8 85, 84, 83, 82km地点横断面図(横軸は左岸堤防からの距離)

(2) セグメント1-③と1-④の接合部 = 67 ~ 64km

67 ~ 64.5km 区間の河道平面形状の変化を写真2.1.5.2に示す。図2.1.5.9には67km, 66km, 65km, 64kmの横断図の変化を示す。本区間は昭和30年代後半に河道掘削が始まっている。本区間の特徴は、1969年、66.75km地点に勝瓜頭首工が建設され、それが本区間の河道特性の変化を大きく規定したことである。図2.1.5.2に示したように可動堰部(ゲート部床盤高Y.P.74.2m)が左岸側にあり、洪水流水を左岸に導き、また頭首工の建設と同時に左岸側400m程度の幅で掘削されたこともあり、64.5km地点まで、流路が左岸側に固定された。2002年に67.0km地点の右岸河床が低下したのは、勝瓜頭首工直上流を頭首工の管理のために掘削したためである(⇒写真2.1.5.2)。

66.5km地点の近年の横断形状の変化を図2.1.5.10に、河床高の経年変化を図2.1.5.11に示す。勝瓜頭首工の固定堰を越流した流水も左岸側に集まるので、図2.1.5.10に示す低水路といわれる部分が図2.1.5.11のように侵食され、その進行が止まない。1980年から、より差別的侵食が進み、幅100m程度の溝となっている。溝状の部分は洪積層を刻んで流れている。勝瓜頭首工の維持管理のため直上流掘削は、頭首工下流への礫集団の供給量を減少させ、また洪積層の露出は河床からの礫成分の供給を制限するので、侵食地形となり砂州が形成されず1kmに達する溝状地形となったのである。河床低下速度は露出するであろう洪積砂・礫層の風化程度の土質性状によって変わる可能性があるが、今後も河床低下は進行するであろう。

1964年に川幅400m程度で3~4列の砂州が形成されていた河道は、2001年には狭いところで100m程度、広いところで250mとなり、広いところは複列の砂州となっている(65.7km, 64.5km)。

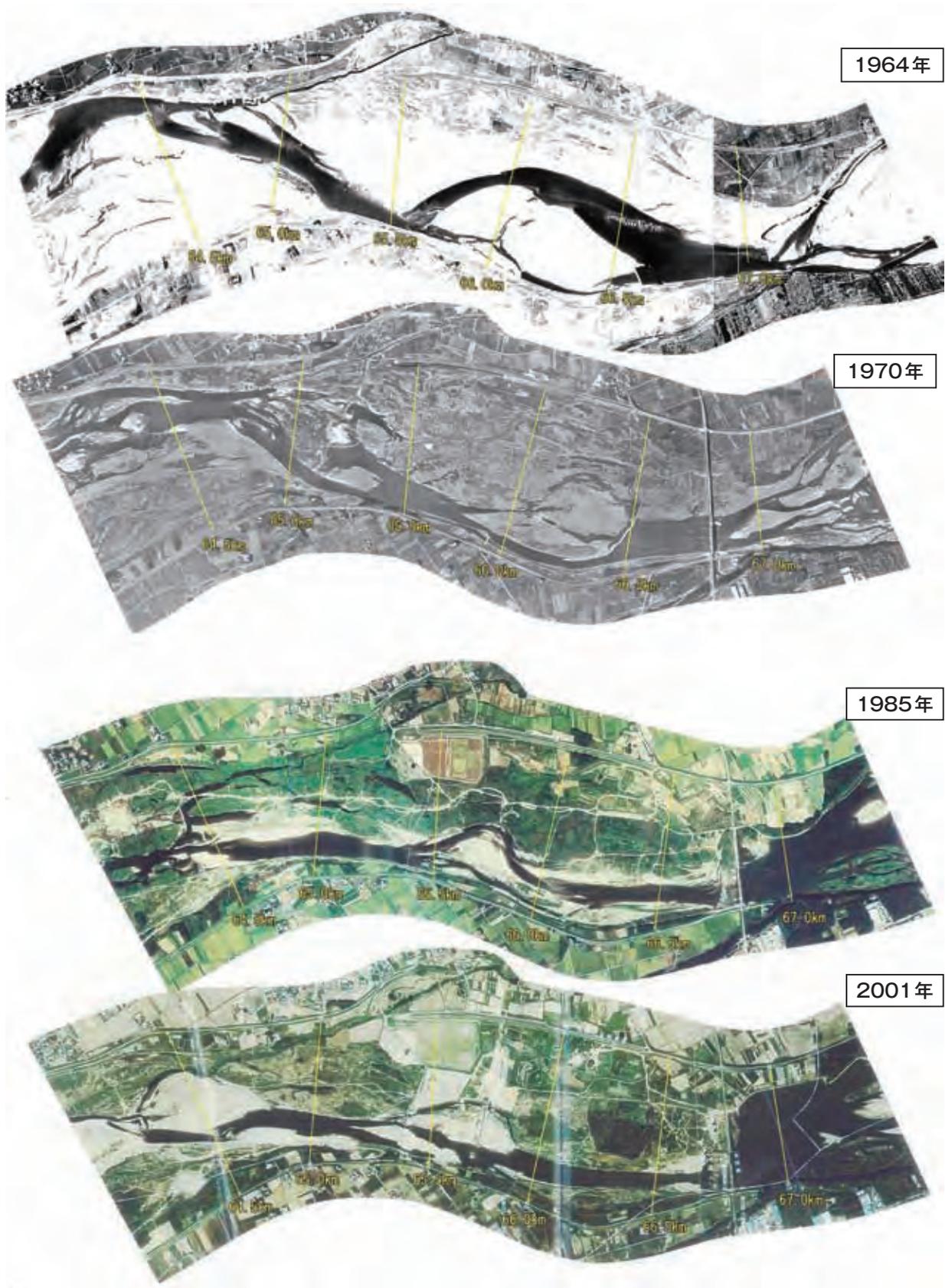


写真2.1.5.2 航空写真(67～64.5km)による河道平面形の変化

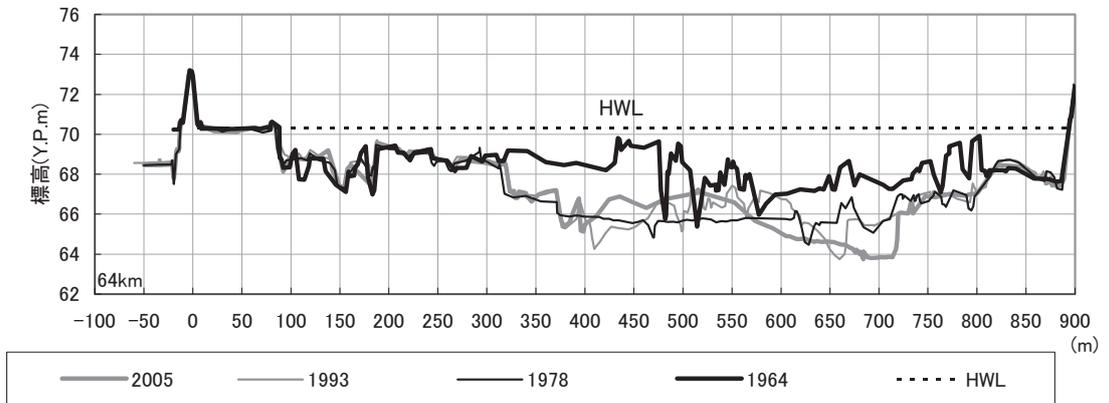
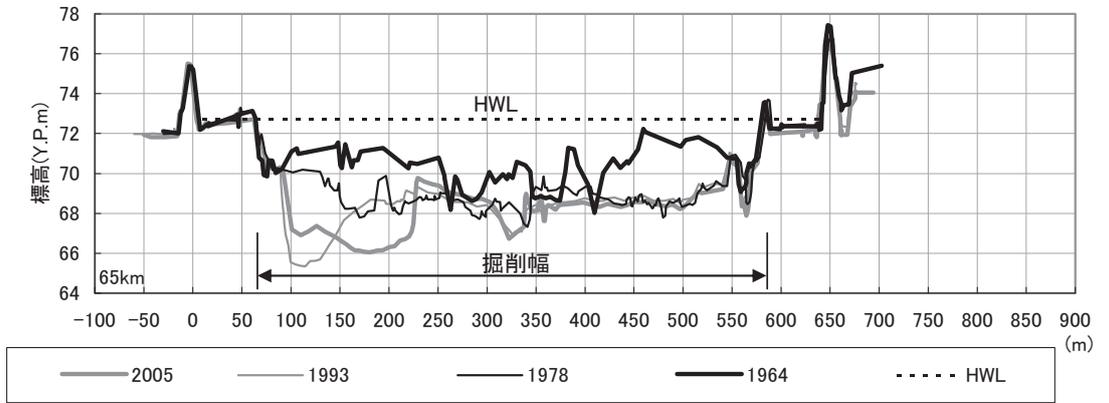
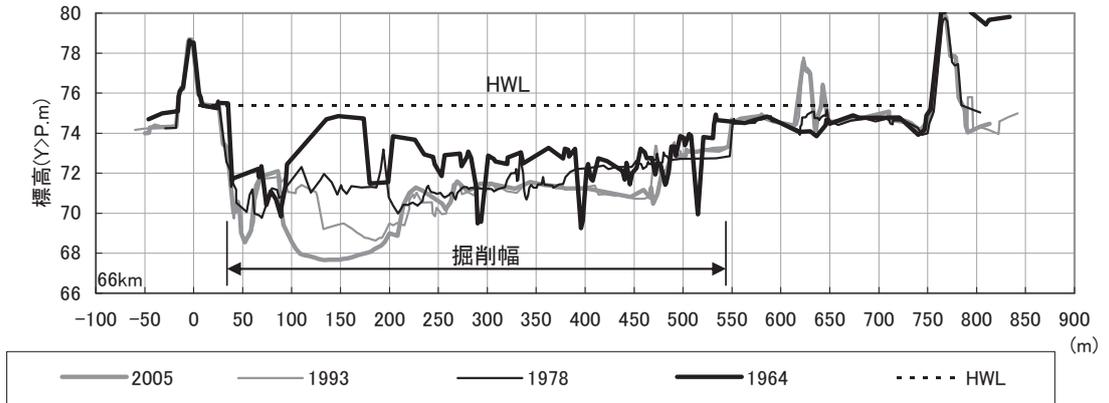
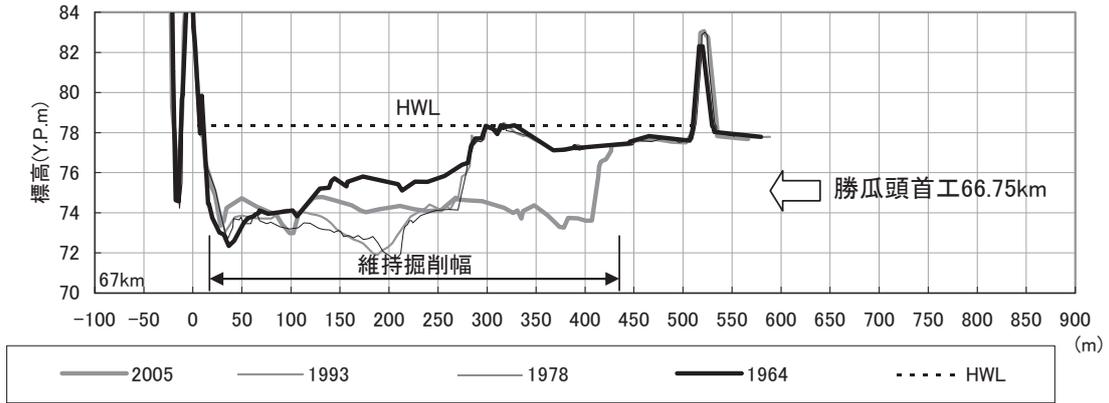


図2.1.5.9 67, 66, 65, 64km地点横断面図(横軸は左岸堤防からの距離)

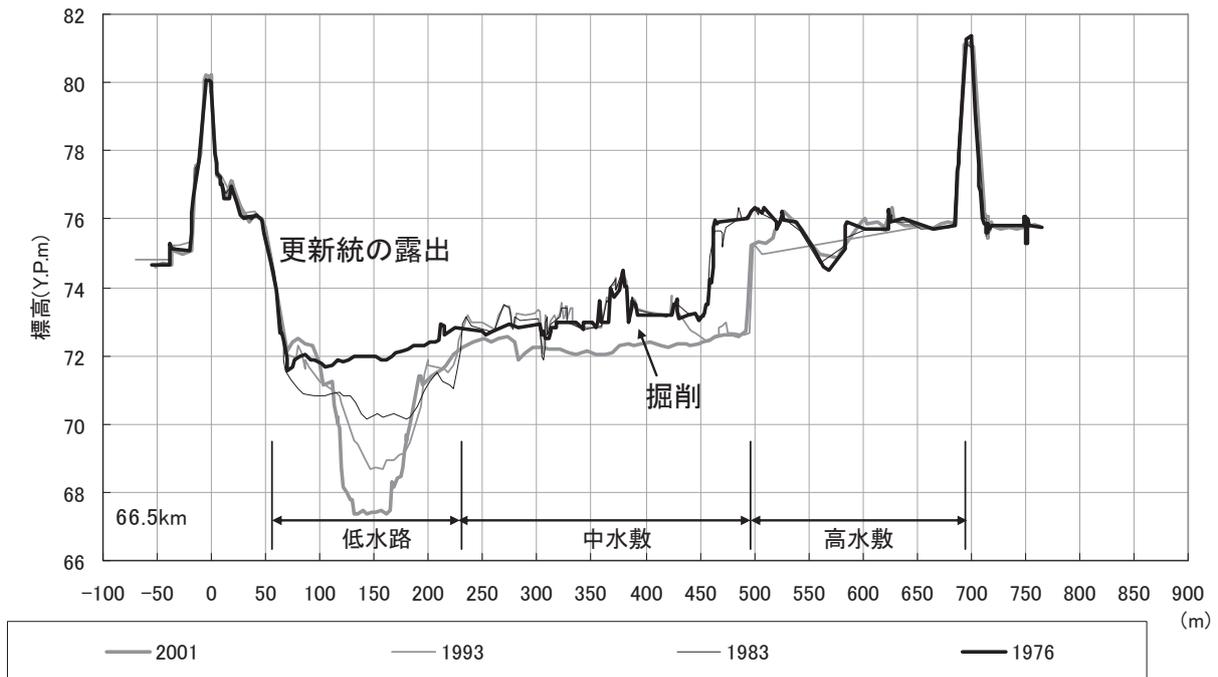


図2.1.5.10 勝瓜頭首工下流部の横断形状の変化(66.5km)

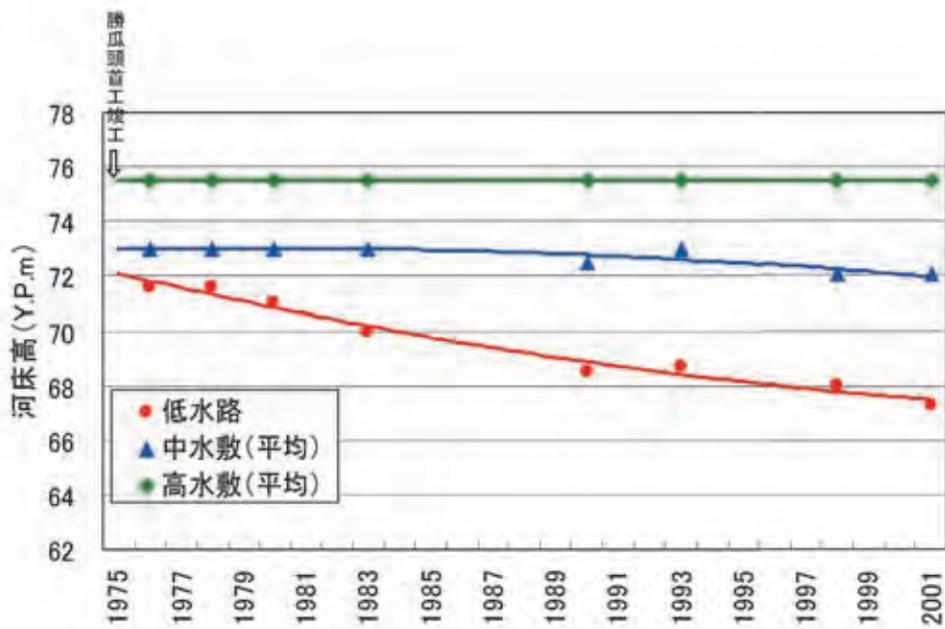


図2.1.5.11 勝瓜頭首工下流部の河床高の変化(66.5km)

メモ 鬼怒川・勝瓜頭首工に分布する洪積層の強度

1968年に建設された勝瓜頭首工（鬼怒川66.75k）では、**写真2.1.5.3**に示す黄褐色の固結した洪積粘性土の上に護床工が施工されている。当該地では1975年～2001年にかけて低水路が約4m低下しており、河床低下した部分では、洪積粘性土の下位に分布する洪積砂礫層が露出している。



写真2.1.5.3 勝瓜頭首工の直下に分布する洪積粘性土と洪積砂礫層
(左上は2007年5月, 他は2010年5月撮影)

固結した粘性土層の侵食速度に関する定量評価は現時点で困難であるが、データ蓄積の目的で原位置試験を実施した。今回使用した測定器は針貫入試験とした。なお、洪積粘性土を詳しく観察すると局部的に砂分を多く含む部分が存在するため、測定は粘性土部分と砂質土部分に分けて測定した。

測定結果を**図2.1.5.12**に示す。針貫入試験(⇒4.3)から換算した一軸圧縮強度 q_u を見ると、粘性土部分は $q_u=4\text{kgf/cm}^2$ 前後(1kgで針を押し10mm貫入する程度)、砂質土部分は $q_u=10\text{kgf/cm}^2$ 前後を示す結果が得られた。また、粘性土部分のごく表層部分と表層を少し剥いだ部分で比較すると、ごく表層部分では $q_u=3\text{kgf/cm}^2$ 前後、深部は $q_u=4\sim 5\text{kgf/cm}^2$ 前後と有意な差が認められた。なお、測定地周辺で河床に洪積粘性土が分布する箇所があまり認められないことから、その他の多くの部分は相対的に強度が弱く侵食された可能性がある。この様な意味では今回の試験値は当該地に分布する洪積粘性土の中でも大きめの値を示すものと考えられる。

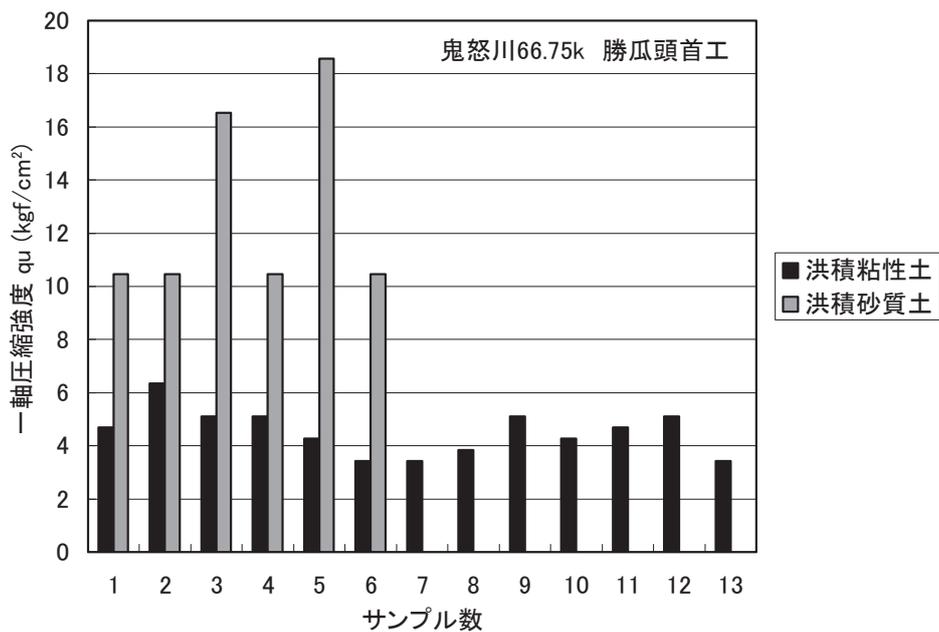


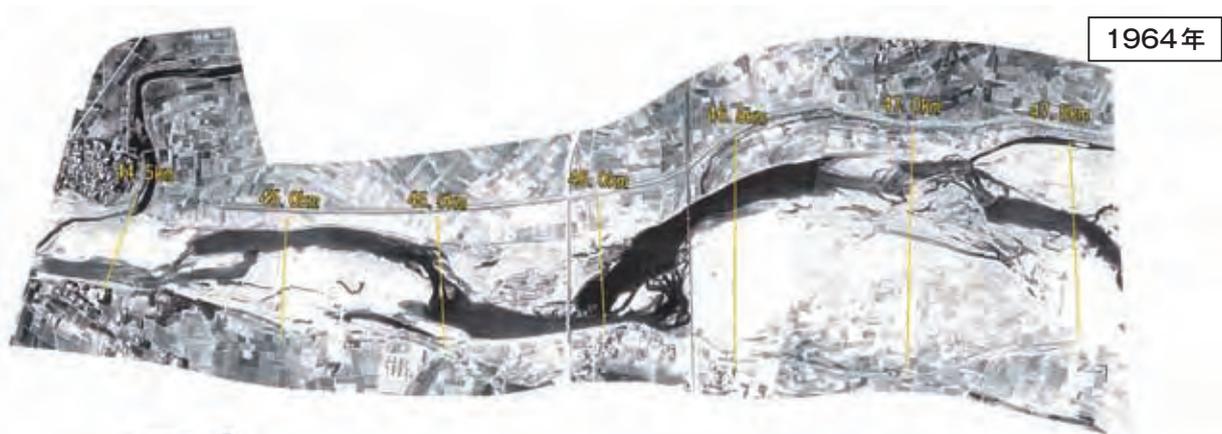
図2.1.5.12 針貫入試験による洪積粘性土の推定一軸圧縮強度(2010年5月14日測定)

(3) セグメント2-1-①=48～44km

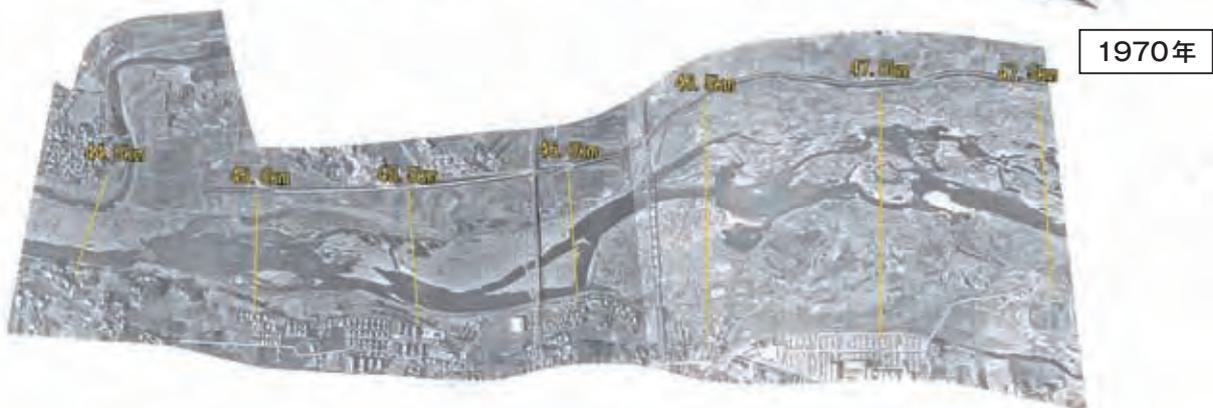
47.5～44.5kmの河道平面形状の変化を写真2.1.5.4に示す。また47km, 46.5km, 46km, 45km, 44kmの横断形状の変化を図2.1.5.13に示す。本区間は、扇状地状の河川が砂川に変わる遷移区間で、勾配が緩くなり、堤防間幅も急減している。砂利採取は昭和30年代後半に始まり40年代が盛んであった。本区間は、標高Y.P.26～27mより下に洪積層が存在するようで掘削高はそこで止まっている。洪積層は風化しており有用材とならなかったのであろう。河床横断形の変化を見ると、河床にこの面高に対応する平坦面があり、昭和50年代からに洪積砂・礫層を切り込みはじめ、溝状化が始まっている。46.5kmより下流の水衝部の位置(深掘れ部)および横断形状が、ここ30年以上変化が少ない理由でもあろう。

1964年の河道は、砂利掘削の影響を受けており砂州形態が明確でないところがあるが、48kmで3列であり、川幅が急に狭まるので47kmで2列、下流は単列に変わる。2001年では単列となっている。46.5kmおよび46kmの2002年の横断図を見ると、低水路内に島状の地形(標高Y.P.39m)が存在し、その頂部は成長している。草本類の進入と浮遊砂の堆積が生じているのである。

なお明治初期の迅速図によると、河道位置は現在とほとんど変わっていない。



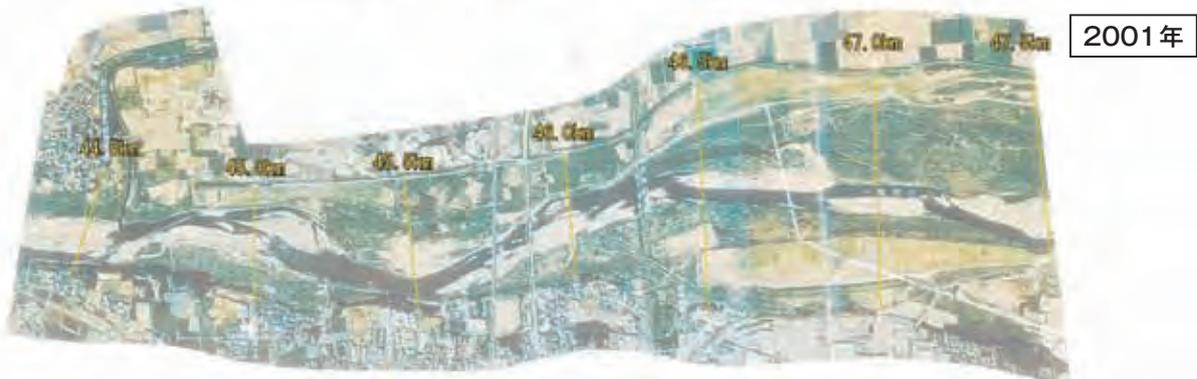
1964年



1970年



1985年



2001年

写真2.1.5.4 航空写真(47.5～44.5km)による河道平面形の変化

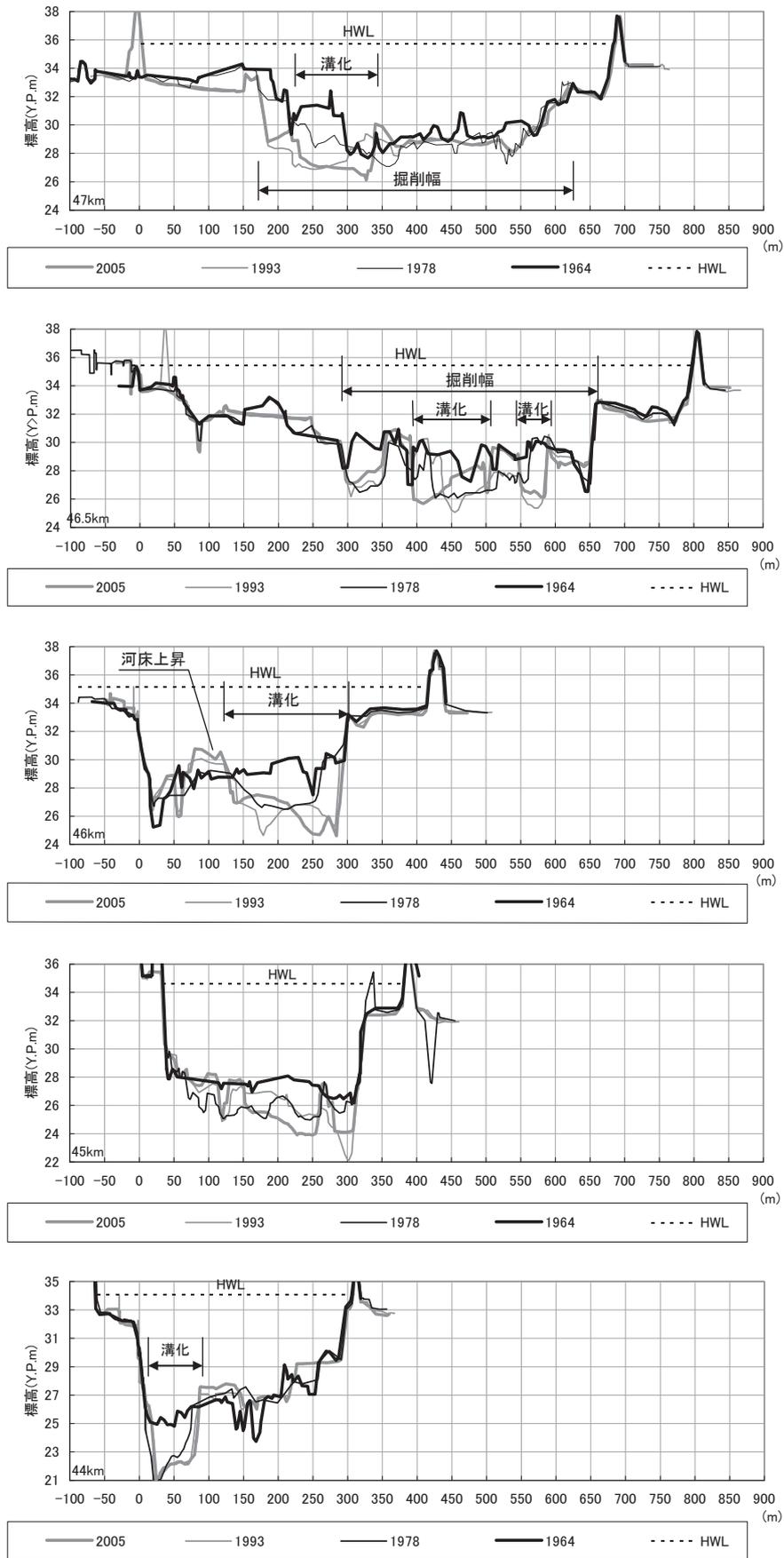


図2.1.5.13 47, 46.5, 46, 45, 44km地点横断面図(横軸は左岸堤防からの距離)

(4) セグメント2-1-②=44～34km

41～37.5km区間の河道平面形状の変化を**写真2.1.5.5**に示す。41km, 40km, 39km, 38kmの河道横断形状の変化を**図2.1.5.14**に示す。本区間は、砂利川から砂川に変化する区間で、河床には砂利部(瀬)と砂部(淵)が分離して存在するようになる。1964年の低水路幅は180mほどあったようで単列の砂利州が存在する。この砂利州は昭和40年代掘削された。

2002年の横断形状を見ると低水路内に幅100mぐらいの溝が形成され、取り残されたところは草本が侵入し浮遊物質の堆積により河床が上昇している。溝の深さは3～4mであり、その底高はY.P.19m程度である。溝状の河道部分の土質は沖積後背湿地堆積物と推察される。砂利は薄くその上に載っているだけであろう。2001年の航空写真を見ると、39.8～39.5kmは卵状に1964年の河岸位置の地点まで川幅が広がっている。1985年に低水路部に島状の地形が存在するので主流が二派となり河岸が侵食されたのである。

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

39.5km付近は758年において水路が**図2.1.2.1**のA水路位置に移った地点である。この付近は、砂利川が砂川に変わる所であり、河床上昇速度が相対的に速い地点である。自然堤防を破って新しい水路を作ったのである。

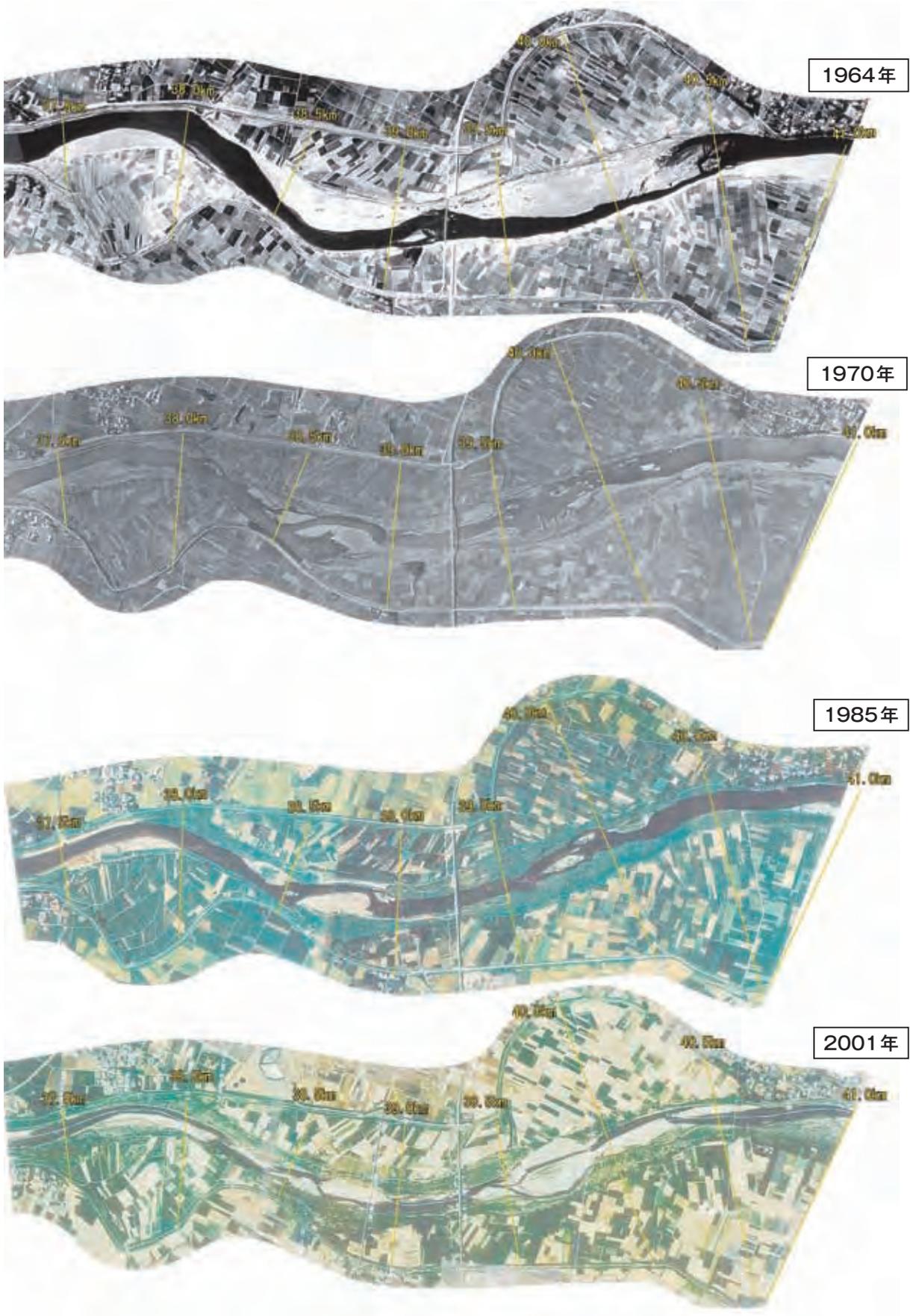


写真2.1.5.5 航空写真(41 ~ 37.5km)による河道平面形の変化

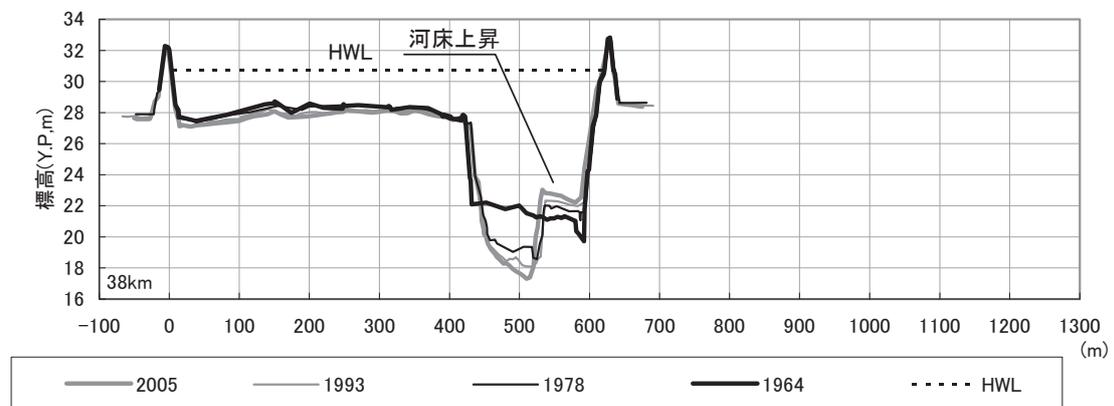
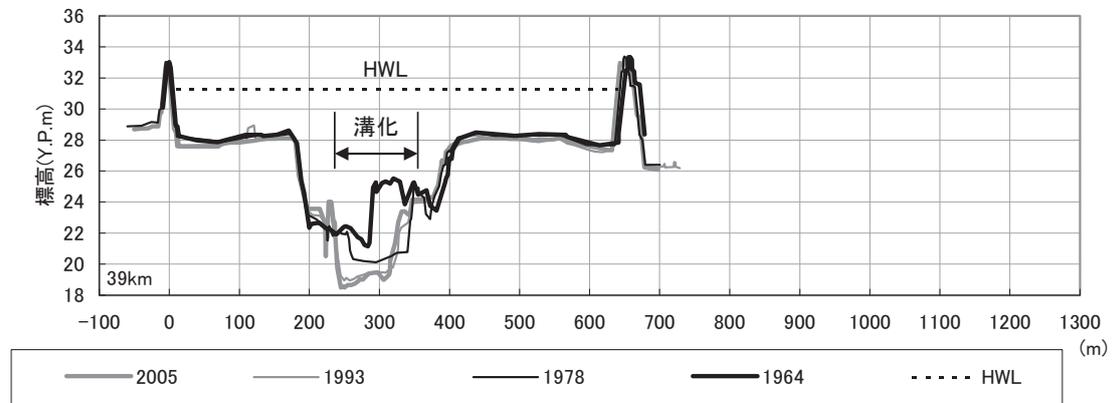
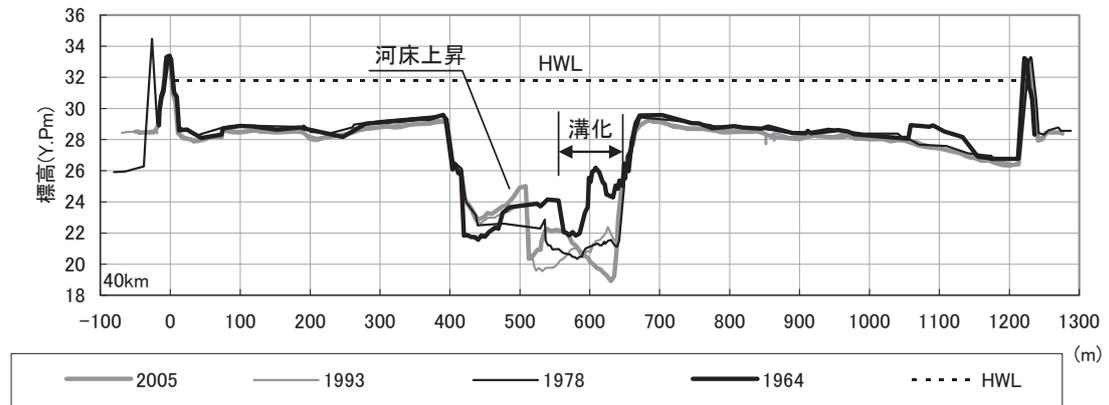
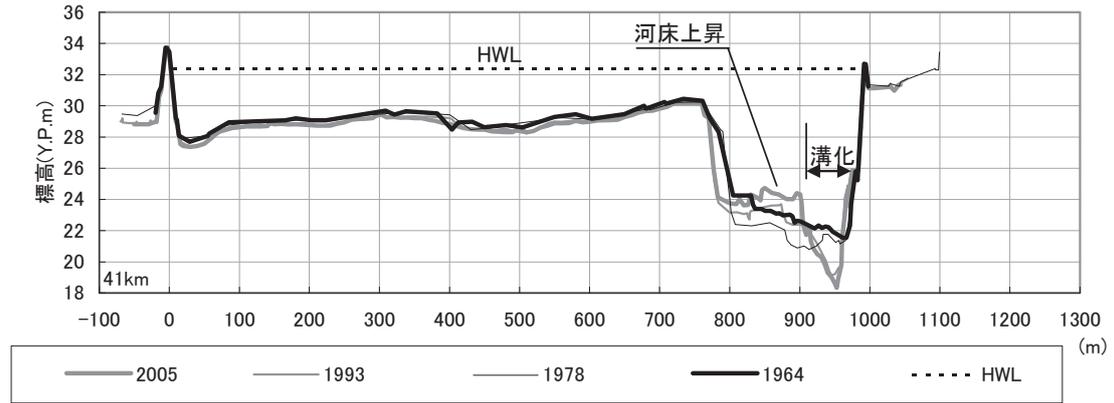


図2.1.5.14 41, 40, 39, 38km地点横断面図(横軸は左岸堤防からの距離)

(5) セグメント2-2-① = 34 ~ 30km

本区間の河道平面形状の変化を**写真2.1.5.6**に示す。34km, 33km, 32km, 31km, 30km地点の横断形状の変化を**図2.1.5.15**に示す。1970年代後半になると1960年代の川幅150 m程度の中に80 m程度の溝状水路が形成され始め、最深河床高の低下と掘り残されたところの河床上昇が進行している。そこには草本類が進入している。溝状水路の側岸は粘性土である。採取された河床材料は基本的には砂であるが、流量が平均年最大流量を超えると水面勾配が下流の小セグメントより急になり掃流力も大きくなるので、中出水以上の洪水においては河床が小砂利となる可能性がある。

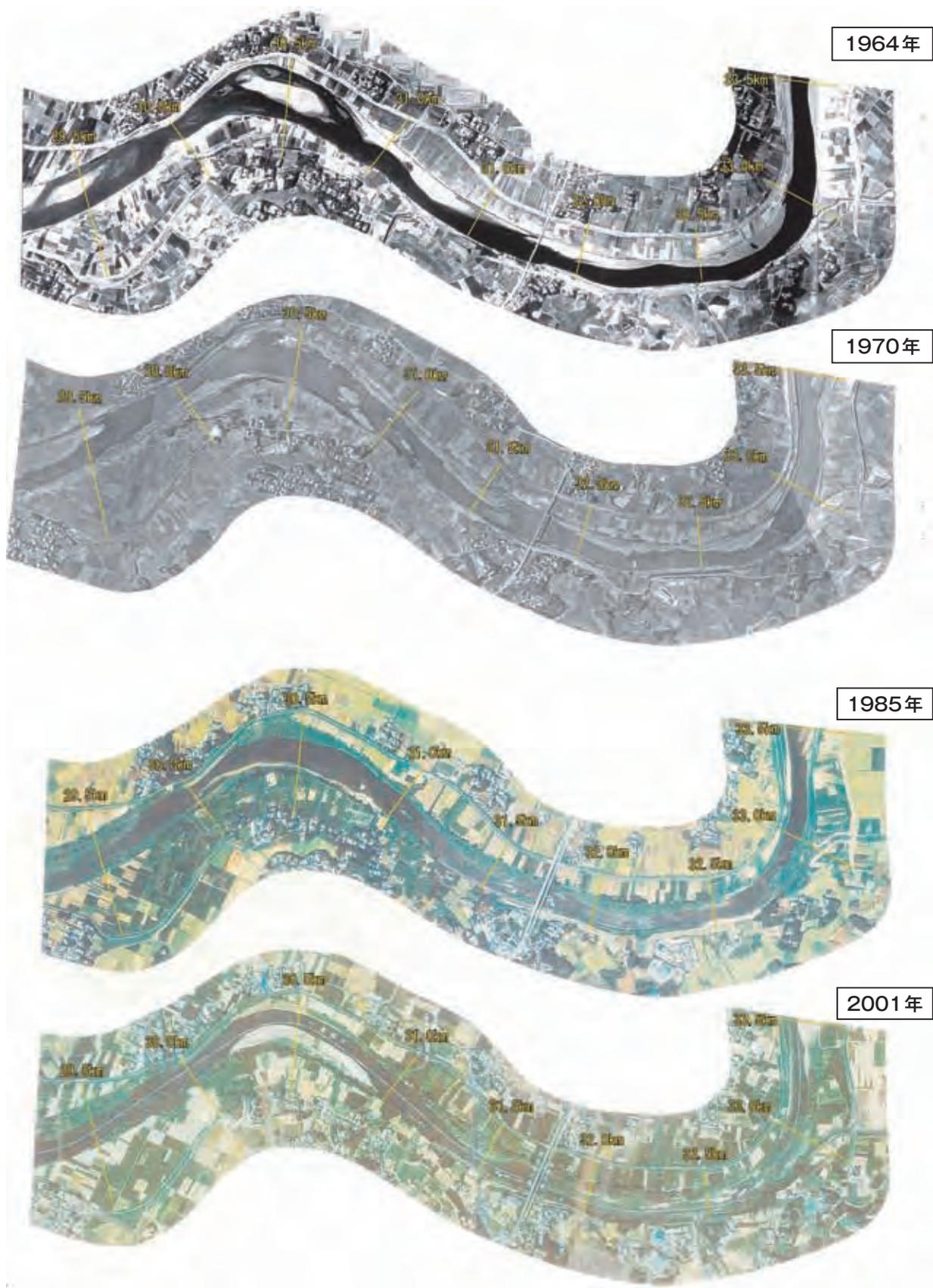


写真2.1.5.6 航空写真(34～30km)による河道平面形の変化

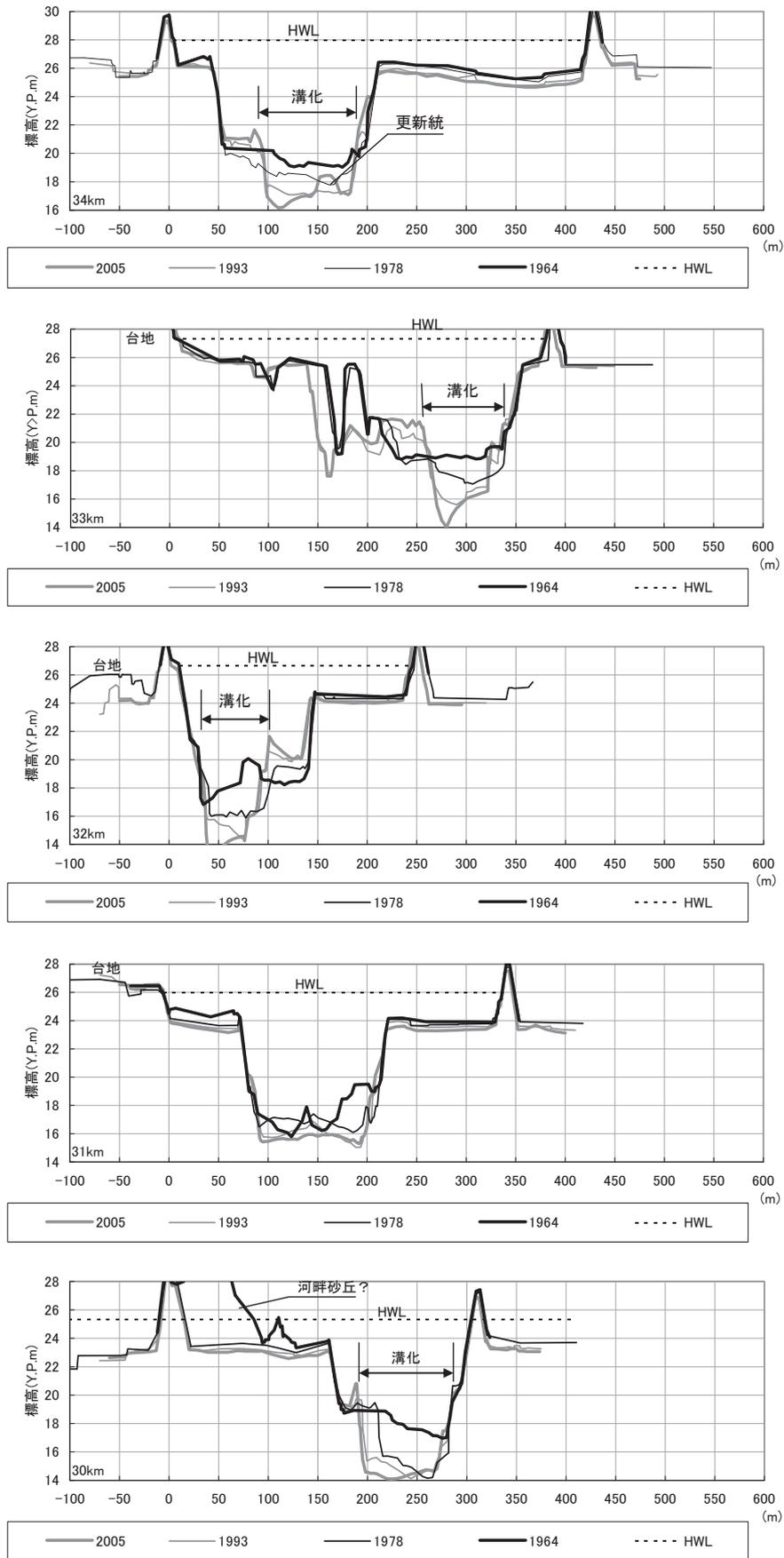


図2.1.5.15 34, 33, 32, 31, 30km地点横断面図(横軸は左岸からの距離)

(6) セグメント 2 - 2 - ② = 30 ~ 3km

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

10世紀中頃鬼怒川は、鬼怒川・小貝川沖積低地の西側の流路Ⅲ (薄緑線) が主流となった。1629年まで現小貝川19.5km付近で小貝川と合流し小貝川筋に流れていた。この時代の流路は現鬼怒川筋と自然堤防跡より **図2.1.2.1** の薄緑線のように推定される。

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

なお迂曲河道では1蛇行波長内に水衝部が3箇所以上あり蛇曲河道では2箇所であるので、 l_s/B の値の値が20前後であっても妥当である (山本, 2010)。

26.2~28.2km区間は鎌庭捷水路といわれる人工的に河道を直線化した区間で、ここには2基の床止め工が設置されている。1928年から工事に掛かり、1935年に通水したものである。近代改修によって直線化した以前の鎌庭の曲がりの曲率半径は $r=450$ mである。曲率半径 r を2.5で除して推定した川幅は180mであり、実際の河道幅も180m程度である。なお典型的な迂曲河道 (⇒注3) のループの曲率半径 R と川幅 B の比は2~2.5である (Leopold他, 1960, 山本, 2004)。これにより旧河道の蛇行跡より川幅を推定し得る。

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

図2.1.5.7より1960年代後半から河床低下が継続的に進行していることが分かる。上流からの砂集団の供給量がダム建設、砂防工事により大幅に減少していることに原因がある。河床低下による橋梁の落橋の恐れ等から本区間には、昭和の終わりから平成に入って、上流から石下、三妻、水海道、玉台の床止めが設置された。

29~25kmの区間は鎌庭放水路を含む区間である。平面形状の変化を**写真2.1.5.7**に横断形状の変化を**図2.1.5.16**に示す。1967年に完成した放水路幅の拡幅 (60mから110m) の他は変化が少ない。横断形状を見ると放水路の上下流とも1964年以降河床低下したが、2003年以降、上流では29.0kmを除きY.P.15mで下げ止まっている。下流は13m程度で下げ止まっている。粘性土の存在が示唆される。29.0kmには粘性土の下に砂層があった可能性がある (⇒**図2.1.4.1**)。

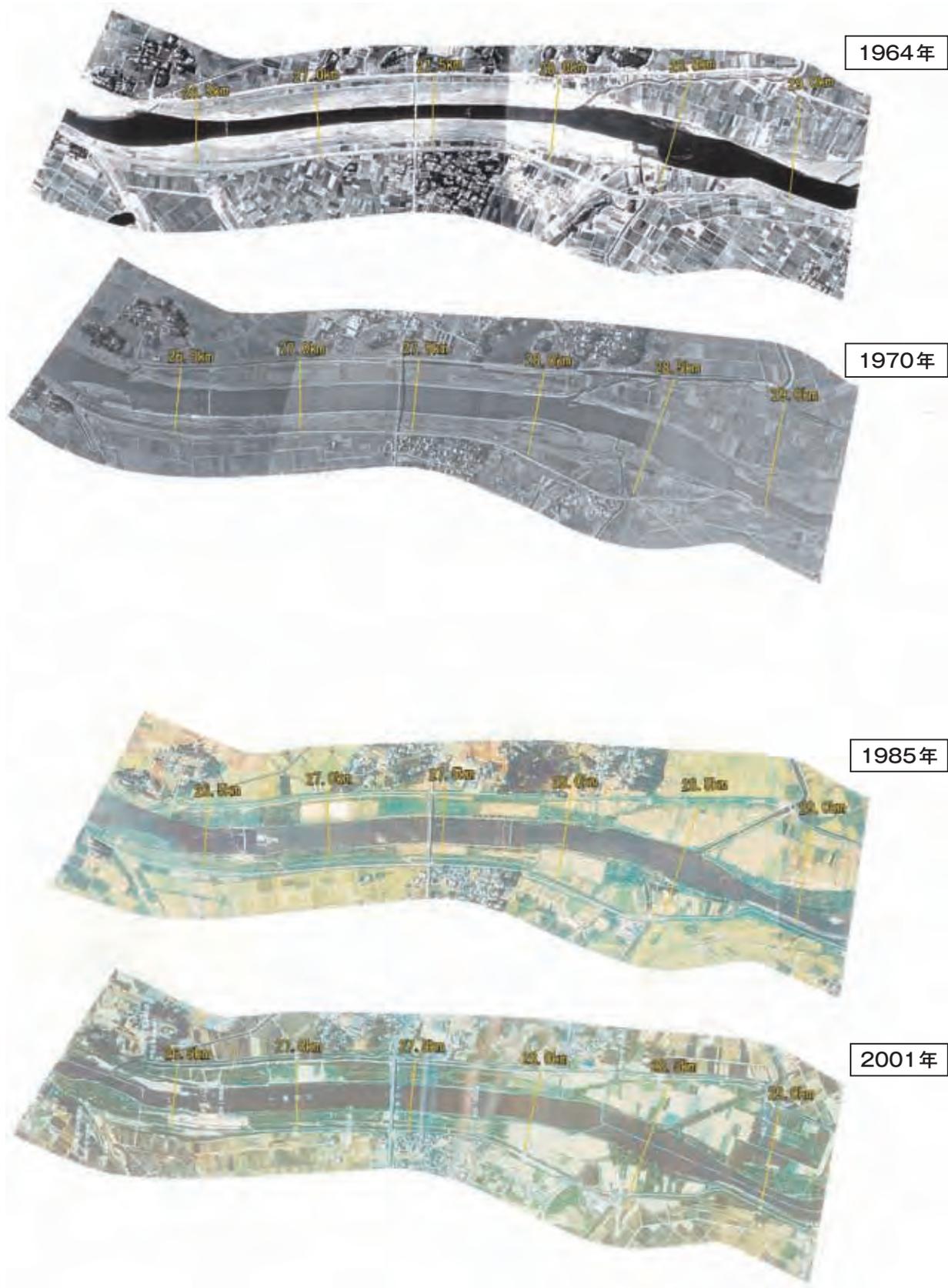


写真2.1.5.7 航空写真(29～26km)による河道平面形の変化

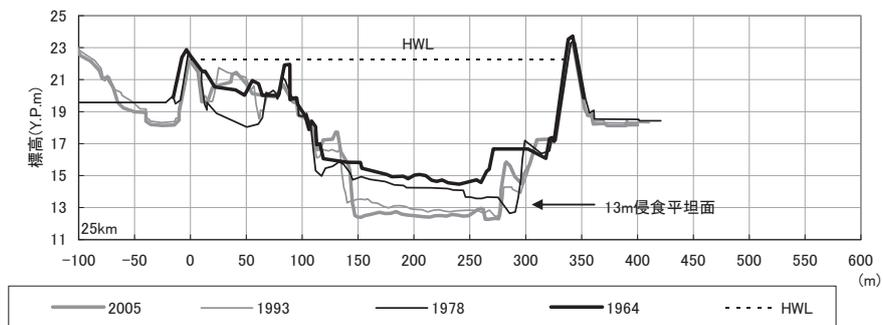
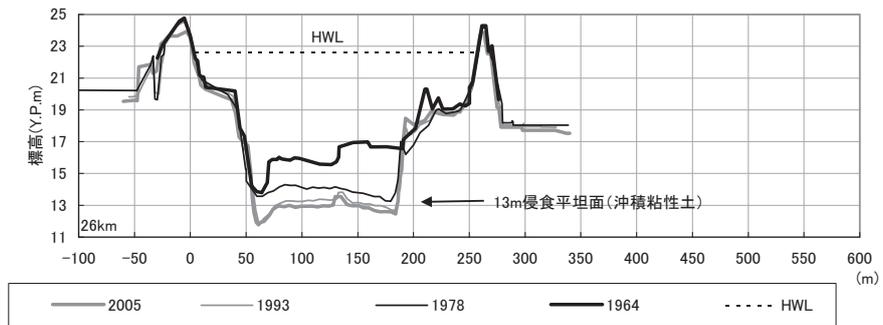
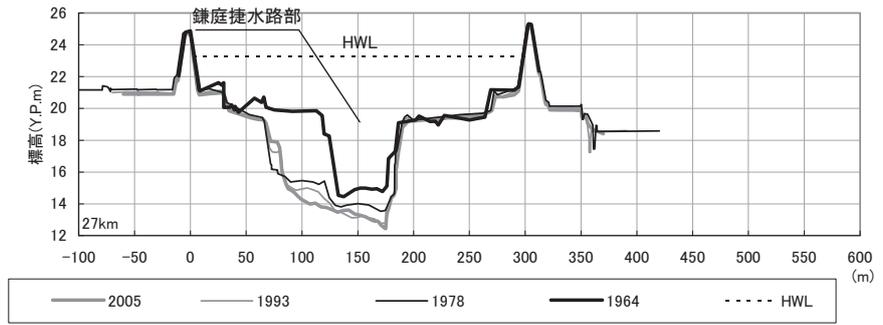
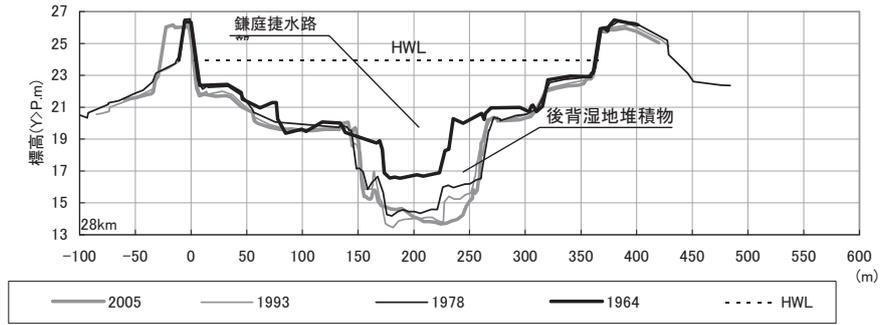
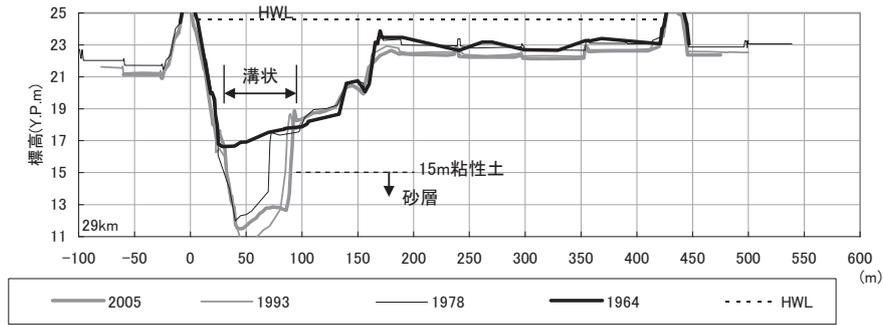


図2.1.5.16 29, 28, 27, 26, 25km地点横断面図(横軸は左岸からの距離)

24～21kmの区間は、23km地点に架かる石下橋が河床低下に伴う橋脚基礎の浮き上がりにより被災し、1991年、その下流22.75kmに石下床止めを設置した区間を含む区間である。平面形状の変化を写真2.1.5.8に、横断形状の変化を図2.1.5.17に示す。1964年には200m程度であった川幅の中に、2005年には石下橋上流では130m程度、下流では80m程度の溝状水路が形成されている。ただし21.5km付近は島状地形が形成され、2つの溝が形成されている。

写真2.1.5.8に見るように、1985年においては、すでに石下橋直下流左岸側が洗掘され、左岸から右岸に斜め下流に走る水面の波立ち（段差）が生じている。写真2.1.5.9は1990年における右岸側を撮影したものである。横断図の変化を見ると石下橋上流はY.P.12m、下流はY.P.10m程度で下げ止まり、最深河床で2mの差異が生じている。

図2.1.5.18は石下床止め地点の土質層序図である。Y.P.10.5～12m程度に存在する沖積粘性土層をこの地点で破り、砂層を侵食したのである。22.5km地点はY.P.8mまで深掘れが進んだが、粘性土が現れ下げ止まった。22.0kmより下流は粘性土層の上面高がY.P.10m程度となっていると推定される。

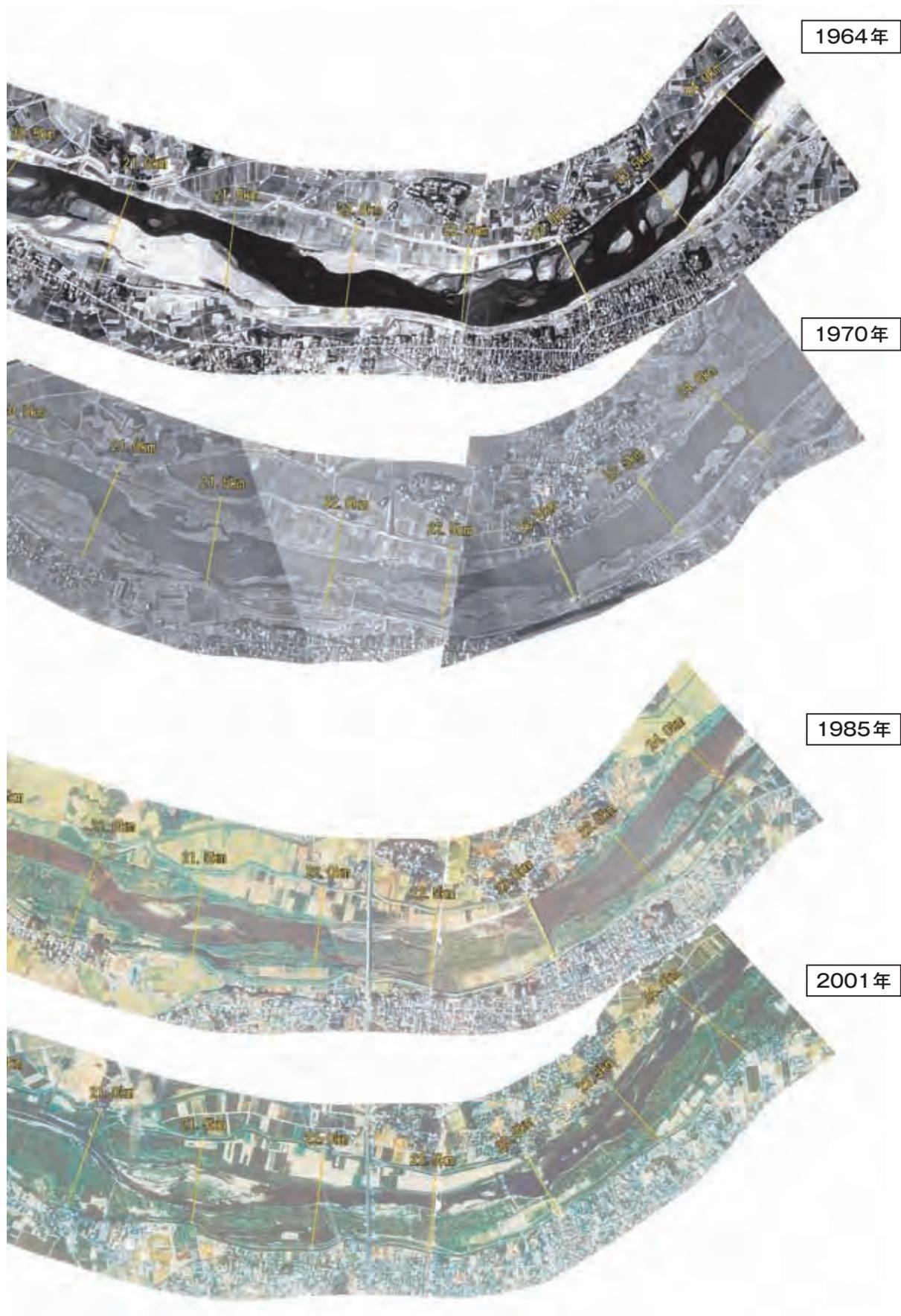


写真2.1.5.8 航空写真(24～21km)による河道平面形の変化

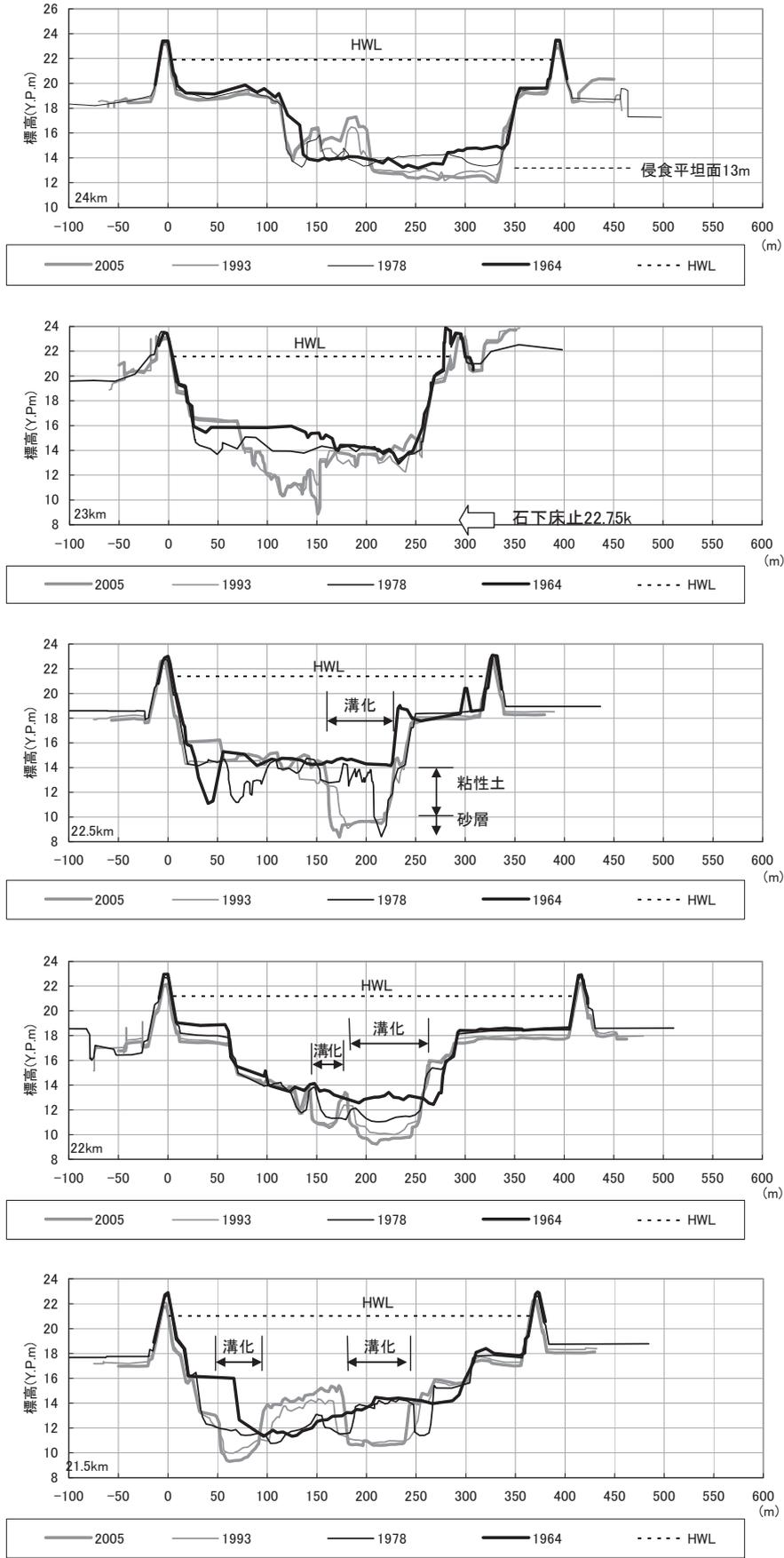


図2.1.5.17 24, 23, 22.5, 22, 21.5km地点横断面図(横軸は左岸堤防からの距離)



写真2.1.5.9 石下橋下流右岸(河岸は沖積粘性土, 水面に段差による波立ちが見える)(1990年8月)

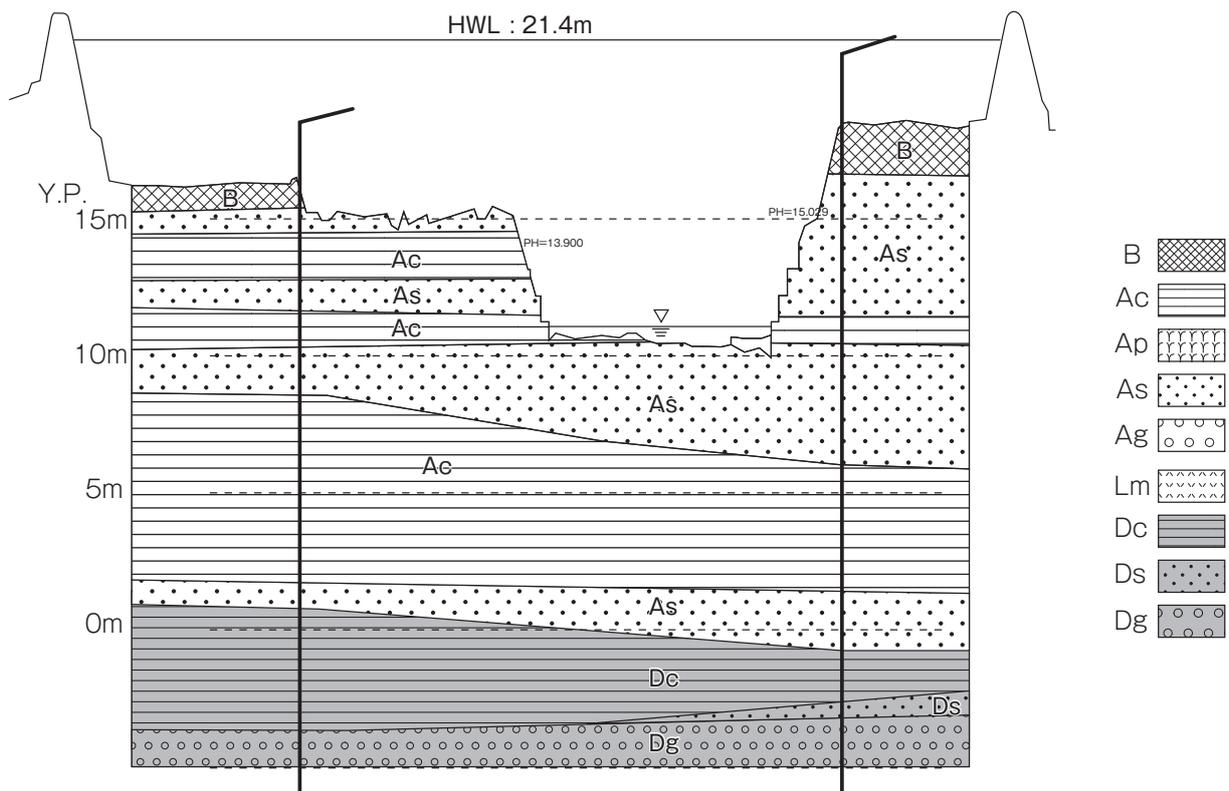


図2.1.5.18 石下床止め土質層序図

12.0～9.0km区間は11.2kmに豊水橋が架かる。この下流において河床低下が進み、小さい滝状となり、橋の保護のため、1986年、11.03kmに水海道床止めを設置した。平面形状の変化を写真2.1.5.10に、横断形状の変化を図2.1.5.19に示す。1970年の航空写真には、豊水橋下流において斜めに走る水面の泡立ちが見え、ここで滝状を呈するようになったことが読み取れる。豊水橋は洪積台地間に架設した橋であり、鬼怒川は洪積層の間を流れていた。この水路は文書記録にはないが、人為的に台地を掘削して開かれたものであろう。図2.1.5.20に水海道床止（11.3km）直下流の地質層序図を示す。Y.P.7m程度がその上面となっていた。水海道床止めは洪積層の上に乗っている。この下流は谷戸であり、河床低下による砂の消失によりその下の腐植土層が侵食され、段丘崖が小さい滝となったのである。この洪積層が露出する区間は11.5km付近まで存在する。この洪積層露出区間の上・下流の最深河床高は、13.0kmでY.P.5m、10.5kmでY.P.4mとなっている。

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

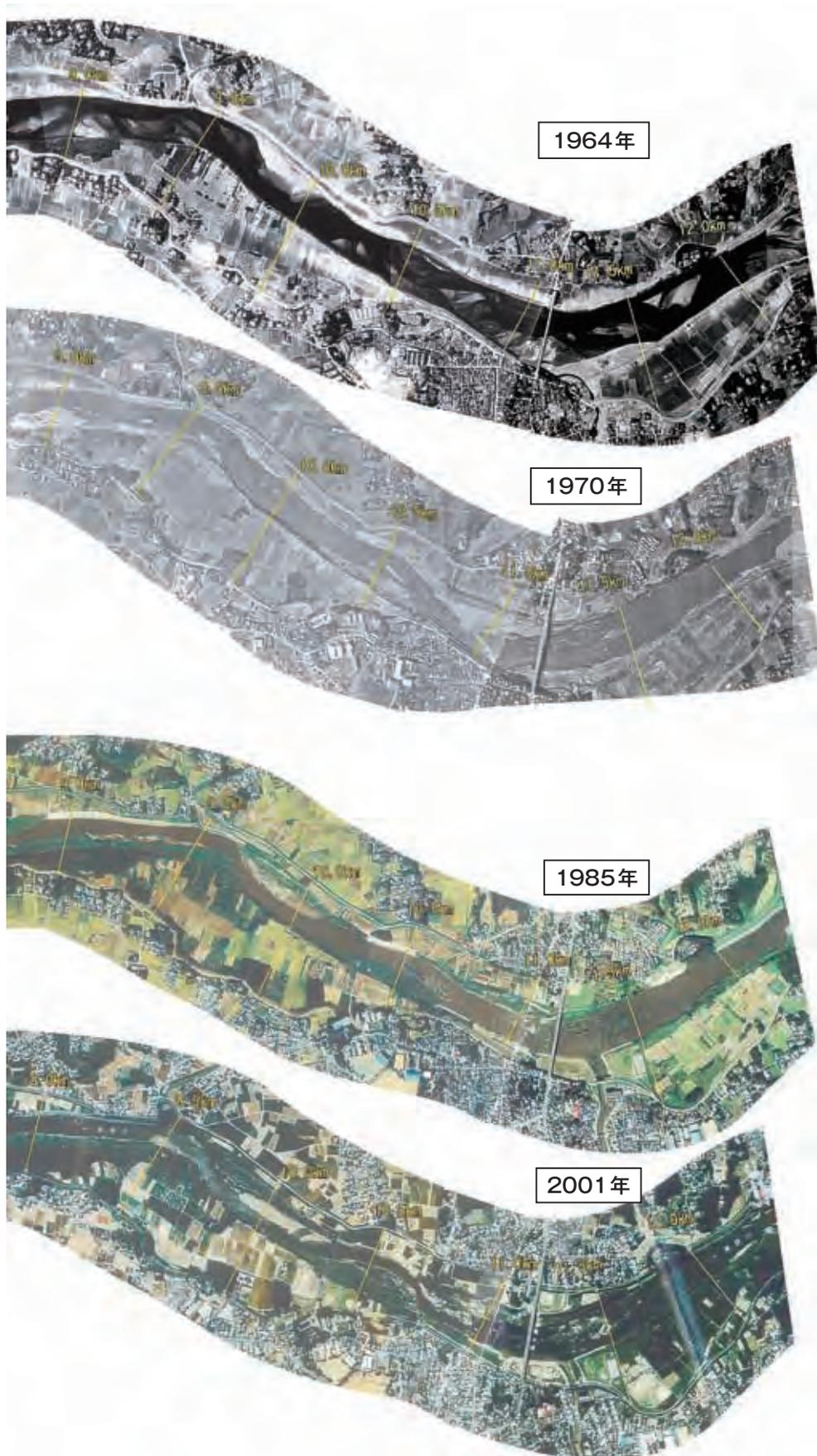


写真2.1.5.10 航空写真(12～9km)による河道平面形の変化

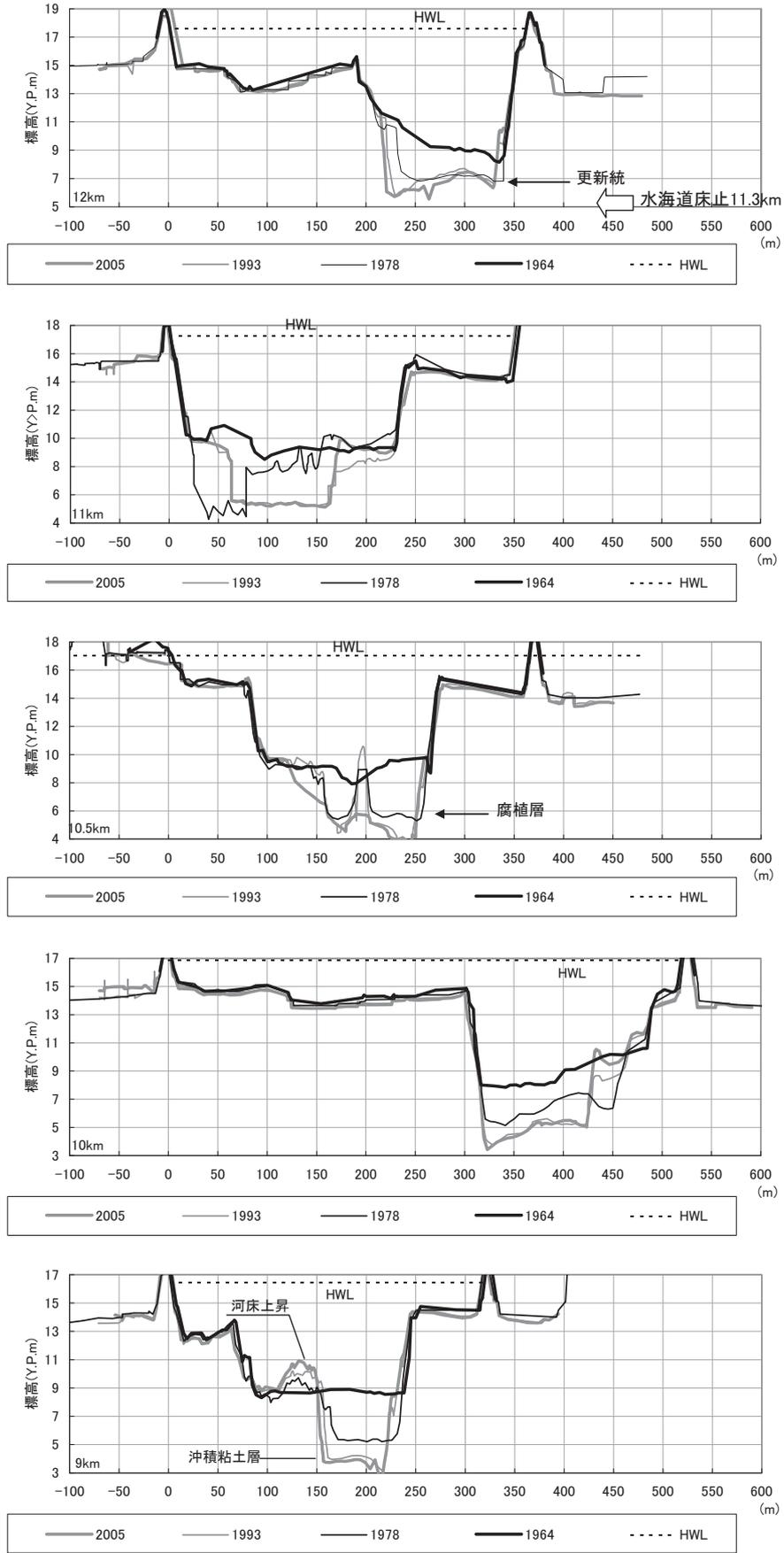


図2.1.5.19 12, 11, 10.5, 10, 9km地点横断面図(横軸は左岸堤防からの距離)

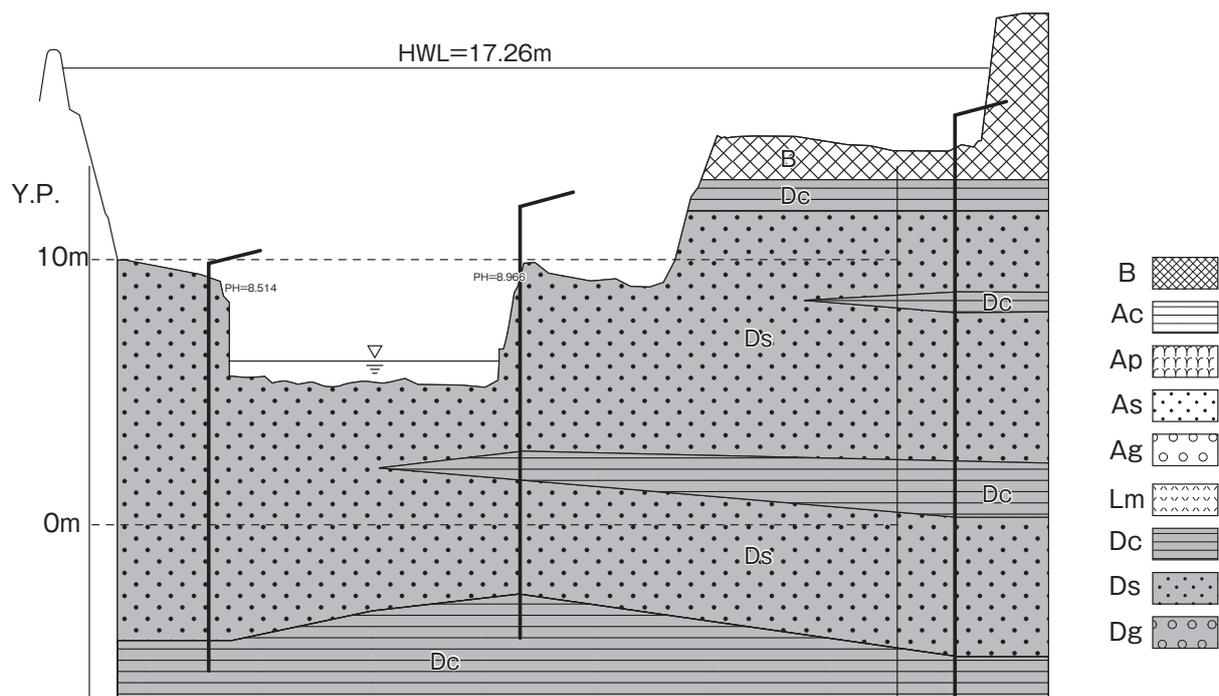


図2.1.5.20 水海道床止め地点の土質層序図

5.5kmより下流の洪積層を流れている区間では、**図2.1.5.21**に示すように最深河床の低下が継続している。浅海性の砂層である可能性が高い。3.0km地点においてY.P.2mで河床低下が下げ止まっており、洪積シルト・粘土層が露出した可能性が高い。

2000年、河床低下対策として5.1kmに玉台床止めが設置された。玉台床止め地点の土質層序図を**図2.1.5.22**に示す。谷戸の腐食層を破り侵食が進んだのである。A_c層は縄文海進時の粘性土で、後背湿地堆積物より軟弱で耐侵食性が小さいのであろう。

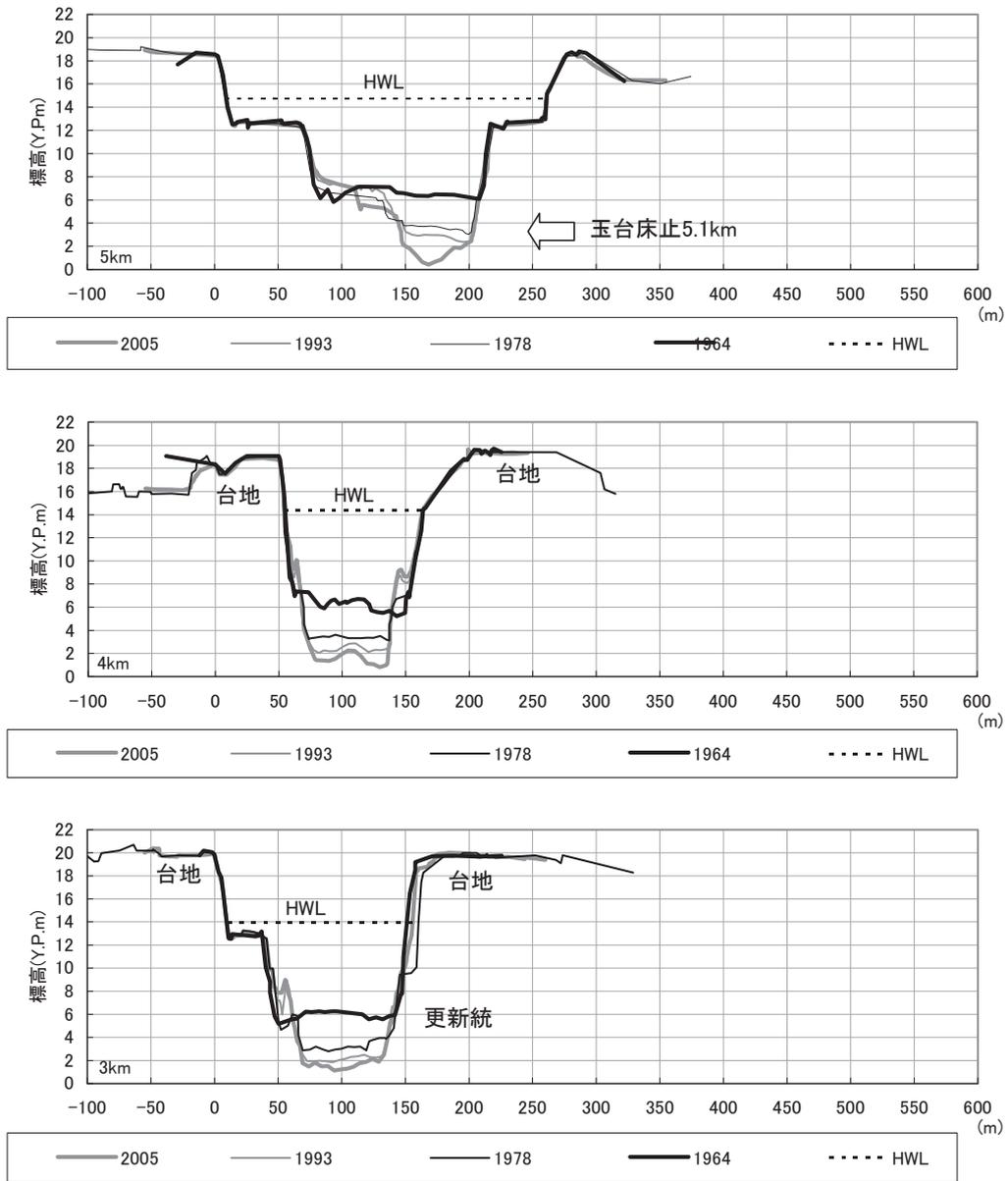


図2.1.5.21 5, 4, 3km地点横断面図(横軸は左岸堤防からの距離)

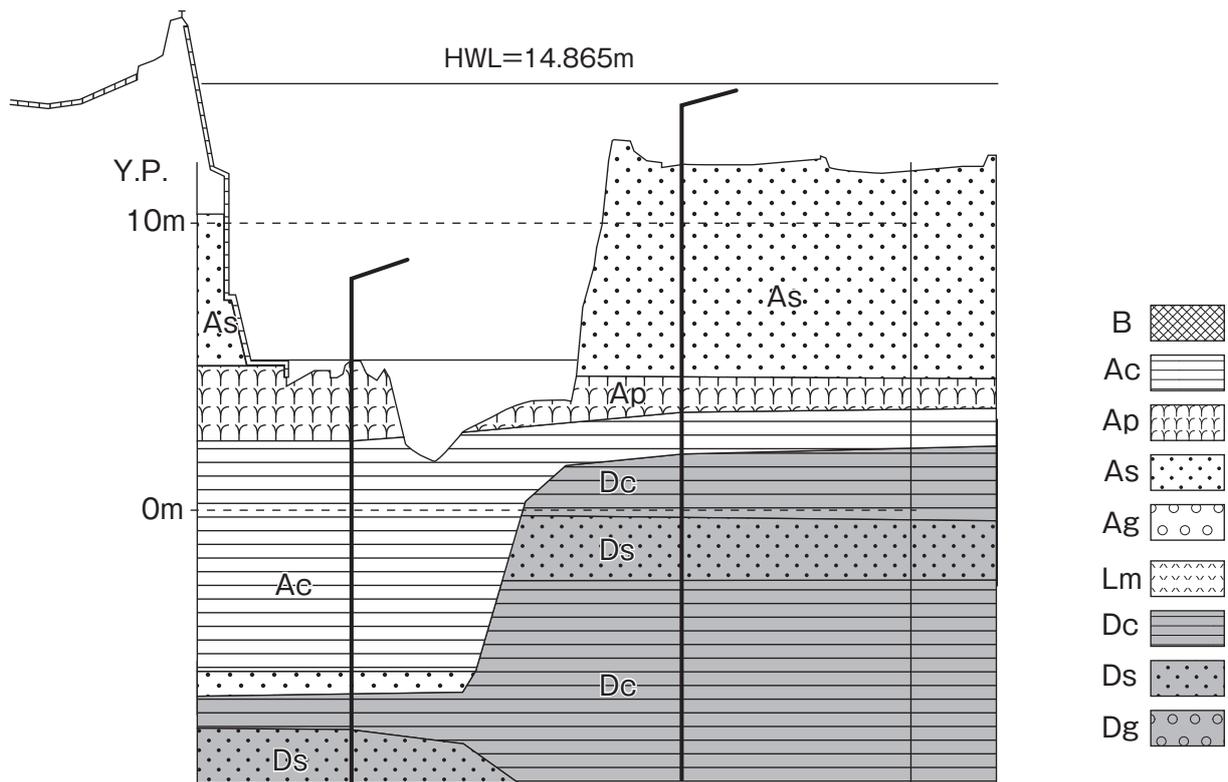


図2.1.5.22 玉台床止め地点の土質層序図

(6) セグメント2-2-③=3～0km

本区間の大部分は利根川の氾濫原である。1.5km下流は第三期改修によって掘削された河道である。図2.1.5.23の横断図から初期に170m程度の川幅であったと推定されるものが、1966年撮影の航空写真によると1km付近で川幅が150m程度になり、1973年時には湾曲内岸側である左岸寄りに砂州が張り出し高水敷化の兆候が見られる。1989年には図2.1.5.23に見るように川幅が100m程度となった。現地調査(2008年)によると、以前低水路であった0.8km左岸側の高水敷化した場所には、テラス面が2面存在し(図2.1.5.23のY.P.8m弱面および6m弱面)、氾濫原堆積物(シルト混じり細砂)が厚く堆積している。下位面は自然堤防化が進行中である。河岸物質の観察によると、河岸下層は平水時水面より少し高い標高から沖積粘性土層となっている。低水路の横断形状が台形状であり、河床は粘性土の上に砂が多少乗っているものと判断しうる。1.5km地点は明治期に鬼怒川を付け替えた地点であり、右岸側は旧河道の締め切り地点である。1.5km地点の初期川幅に相当する左岸は旧河道の河岸であり、右岸は締め切りラインに相当する。2.0kmの初期川幅は、明治期の鬼怒川河道幅である(第三期改修計画における平面図により確認)。

鬼怒川の合流点である利根川97.0km地点の河床は、図2.1.5.24に見るように低下し、それに応じて鬼怒川の河床も低下した。上位のテラス面は1960年代までに形成され、下位のテラス面は河床砂採取による水面低下、洪水流量の減少、ダム群建設による砂供給減少による河床低下により、1970年代から形成されたものと判断される。現川幅は戦前期の6～7割程度となった。

なお、本区間の上流部(2km付近より上流)は、現在、河床に砂がなく、更新統の泥岩(シルト・粘土)が露出している(⇒写真2.1.4.7)。

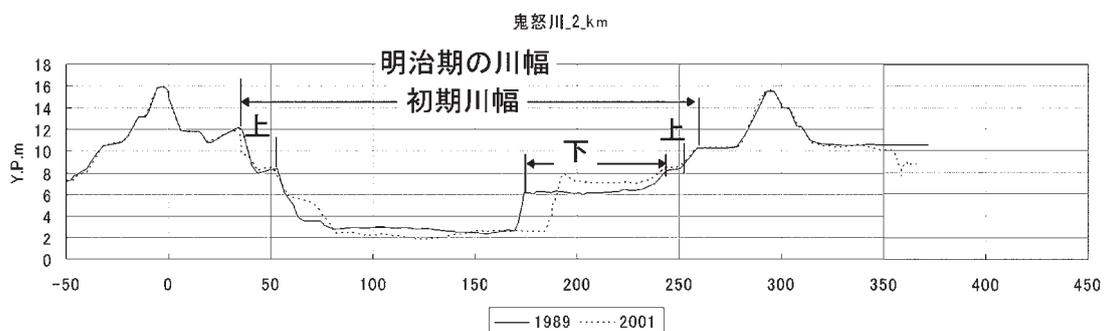
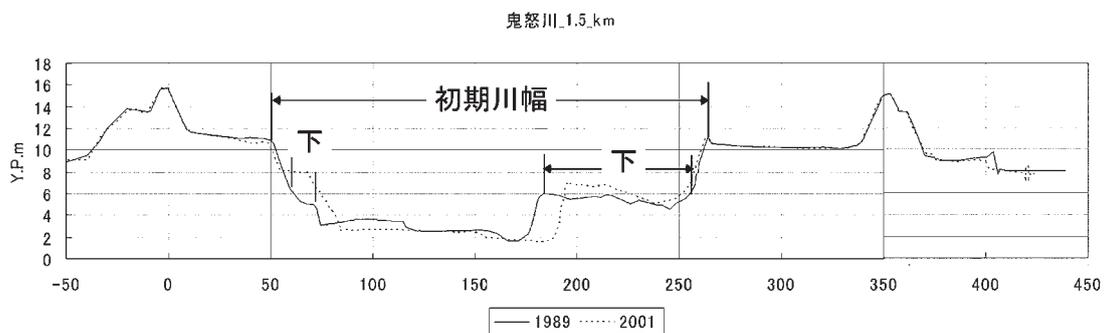
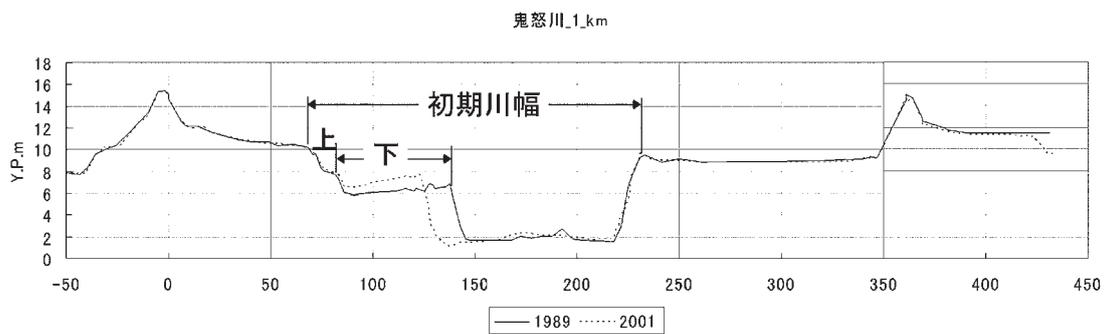
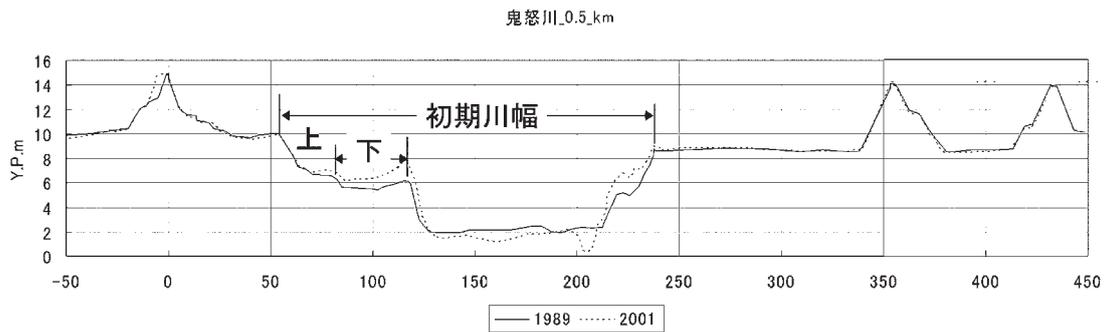
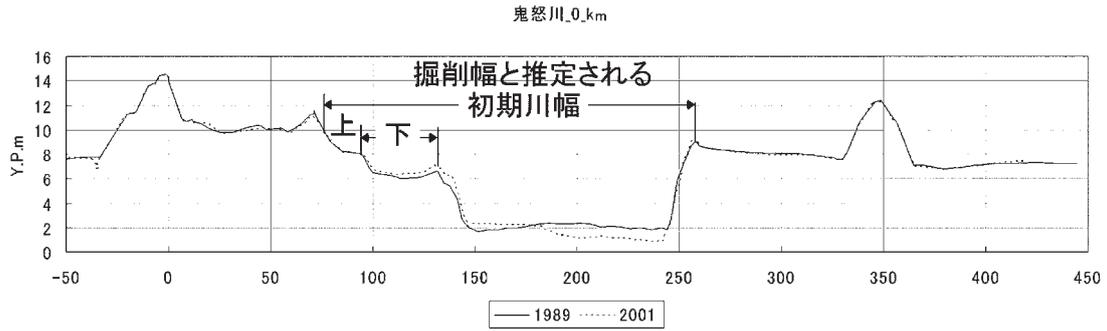


図2.1.5.23 2, 1.5, 1 km地点横断面図

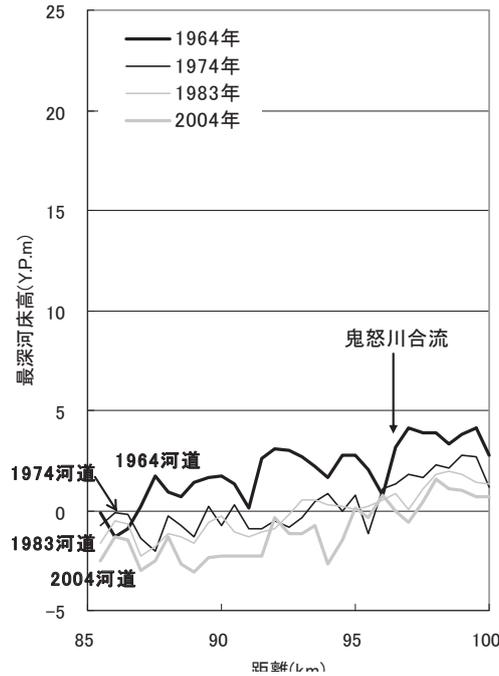


図2.1.5.24 利根川の最深河床高の変化

4 河床高変化の特徴とその要因分析

2, 3において、鬼怒川の河道特性の変化について横断形状と平面形状の変化を見てきた。それを縦断形状の変化の観点から、その特徴の取りまとめとその要因分析を行う。

(1) 砂利河川区間

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

セグメント1の低水路幅（移動床幅）の減少は、河道掘削が堤防寄りを残す形で為され川幅が縮小した新水路が形成され、一方でダム建設による平均年最大流量が5割程度減少し川幅を元に戻す外力が減少し、かつ掘削川幅による川幅縮小率と洪水流量減少率がほぼ同じであり、掘削後15～30年経過にも関わらず川幅の拡大とならなかったと総括されよう。2000 m³/s程度の洪水では局所的に河岸侵食が生じるが、滲筋が自然河岸に寄ったところが全て侵食される可能性は実績より無いと判断される。3000 m³/sを超える大洪水ではどうなるのであろう。大洪水時の最大河岸侵食幅は100 m程度、長さは他の扇状地河川の事例では侵食幅の5～15倍程度であるので1000 m程度であろう（山本, 2004）。川幅は拡大するが、その後、砂州の一部の高水敷化が生じ、平均年最大流量程度の川幅に戻ると推定される。戻るに必要な年月、すなわち変化速度については実証的資料による分析がなされておらず不明である。

(2) 砂河川区間

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

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

更新統のシルト・粘土層と砂層は堆積時期，海成堆積物か河成堆積物によって耐侵食性が異なる。図2.1.5.7を見ると河床低下が下げ止まりとなっている地点が4ヶ所存在する。①，②地点には更新統のシルト層・砂層が，③，④地点には沖積粘性土の存在が確認される。土質が縦断方向に変化する地点では，侵食抵抗の差異により耐侵食性のより強い土層の箇所が掘り残され，そこが上流に対しては侵食基準面となり河床低下の緩和要因となりうるが，土質の異なる上流の河床低下は止まらない。

本区間に設置された床止めは，下流の河床低下の上流への進行(小瀧の後退)をそこで止める機能を発揮するが，上流が床止め下流と同程度の耐侵食性物質からなる場合は，床止めの直上流を除き河床低下を止めることを期待することはできない。砂河川においては河床からの突出高の小さい床止めは上流の掃流力を緩和する効果が小さいのである。大出水時，河床の低下が進行している区間は，流速が増すので侵食が進もう。

供給砂分の急減によりセグメント2-2の河床にはほとんど砂層がなくなり，河床物質および河岸物質が砂河川と大きく変わってしまった。

河道の曲がりなどにより流水の集中するところほど早期に沖積粘土層，洪積層が現れる。溝状の侵食水路が形成された区間は，底質がシルト質の後背湿地堆積物であり，流速2m/s程度で侵食される物質である。その溝の側面の耐侵食力(後背湿地堆積物)は，1950年代の川の河岸物質(浮遊堆積物)より大きい。溝の側方侵食と河床低下により河積が増大し流速が低減し，その耐侵食力に対応する流速に達すると側方侵食・河床低下速度が遅くなる。溝状の水路の流下能力は400～600m³/s程度と推定され，平均年最大流量時には溢れる。掘り残された所には草本が侵入し，浮遊砂の堆積により河床が上昇している。侵食溝が2つ生じた所では，島状地形が形成されている。まだ安定状態となったといえず，今後，溝状水路幅の拡大・低下が生じる可能性があるが，60年代の川幅までは広がらず，掘り残された所の浮遊砂の堆積による河岸化と相まって一定の幅に落ち着こう。

2.2 多摩川に見る粘性土・軟岩露出と河道変化

多摩川の粘性土・軟岩の露出実態，河道特性と河道スケール規定要因について記載する。

2.2.1 河川の概要と改修の経緯

(1) 河川の概要

多摩川は，その源を山梨県甲州市の笠取山（標高1953m）に発し，途中，秋川，浅川などの支川を合わせながら，東京都の西部から南部を流下し，東京都と神奈川県の間を流れ，東京湾に注ぐ，幹川流路延長138km，流域面積1240km²の一級河川である．上流域では，関東山地南部に位置する雲取山，笠取山，大菩薩嶺などで囲まれる地域に発する小菅川，丹波川などの水を集め，東へ流れて奥多摩湖に入り，小河内ダムを経て氷川で日原川を合流し，青梅で山地から関東平野に出る．中～下流域では，渓谷部から平野部へ流出し，武蔵野台地の南縁に沿って瀬と淵を織り成し，密集した市街地の中を抜け東京湾に注いでいる．

その流域は，首都圏の南西部にあって細長い羽状形を呈し，山梨県，東京都および神奈川県の1都2県にまたがっている．流域面積の約3分の1を占める中・下流の平野部は，首都圏の中でも都市化の進展が著しい地域であり，流域内の人口のほとんどが集中するとともに，高度な土地利用がなされている．

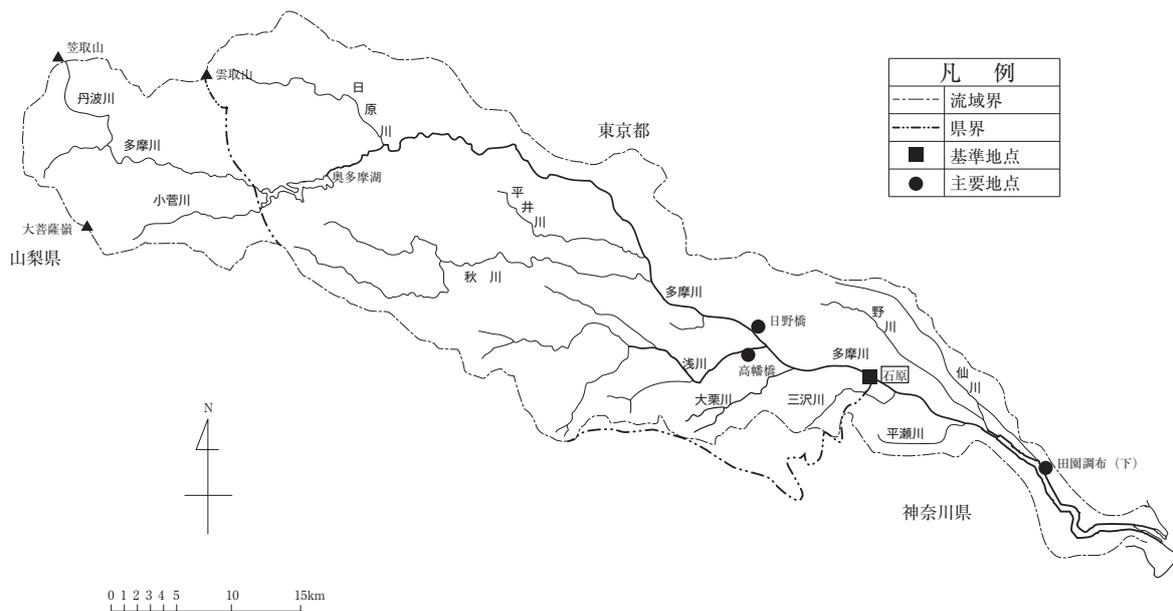


図2.2.1.1 多摩川流域図

多摩川流域は台地，丘陵地の発達により洪水氾濫地域が規定され，沖積谷幅が比較的狭小である．

青梅より上流側は関東山地の一部にあたり，穿入蛇行形態が見られる．そのため，川の両側が切り立った崖となり，樹林と河川が一体となった良好な景観を呈している．

青梅から調布取水堰（13.3km）までの区間は，連続した瀬と淵および中州が存在し，水際および高水敷にはオギヤツルヨシ等の群落がみられる．また，羽村大橋（53.2km）下流左岸等に見られる礫河原には，カワラノギク等河原特有の植物がみられるが，近年高水敷にハリエンジュの繁

茂が進行している。

調布取水堰（13.3km）より下流は、感潮域である。河港水門（5.0km）より下流は、多くの埋め立てが行われ、日本の高度成長を支えた京浜工業地帯が立地している。

(2) 改修の経緯

多摩川においては、江戸時代、治水事業として、蛇行の直線化（ショートカット）が行われ、利水事業としては、玉川上水、二ヶ領用水、六郷用水等の開発が行われた。玉川用水は、丘陵地を切り開いて用水路を開削し、多摩川の氾濫とは無関係の武蔵野台地、江戸に多摩川の水を導いたものである。二ヶ領用水は、多摩川右岸側、六郷用水は多摩川左岸側の灌漑用水として開発された。これらの事業は近世初期から中期に手掛けられたものである。

近年の治水事業については、1918年より直轄事業として、二子橋地先から河口までの区間について、1910年の出水を契機に計画高水流量を $4170\text{m}^3/\text{s}$ とし、築堤・掘削・浚渫および水衝部等には護岸が施工された。また、1932年より二子橋地先から日野橋地先までの区間について、日野橋地点における計画高水流量を $3330\text{m}^3/\text{s}$ とし、築堤・掘削・護岸等の工事が実施され、あわせて支川浅川の高幡橋地先から下流の区間について同様の工事が実施された。加えて、1959年の伊勢湾台風を契機として河口部の高潮対策が実施された。

その後、1966年には、これらの計画を踏襲した多摩川水系工事実施基本計画が策定された。しかし、1974年9月台風16号により計画高水流量に匹敵する出水に見舞われ、二ヶ領宿河原堰左岸の狛江地区で堤防決壊が発生し、家屋等19棟が流される被害が生じたことから、1975年4月には、この出水等の状況および流域の開発状況等を考慮し、基準地点石原の基本高水のピーク流量を $8700\text{m}^3/\text{s}$ とし、このうち上流ダム群により $2200\text{m}^3/\text{s}$ の調節を行い、計画高水流量を $6500\text{m}^3/\text{s}$ に改定された。

さらに、多摩川において破堤氾濫が発生した場合、壊滅的な被害が予想され、経済社会活動に甚大な影響を与えることが懸念されるため、超過洪水対策として1987年3月の河川審議会の答申を受けて、1988年3月に工事実施基本計画に高規格堤防の整備が位置づけられた。

2001年には、1997年の河川法改正に基づく河川計画制度の見直しに基づき、長期的な河川整備の方針である「多摩川水系河川整備基本方針」と当面20～30年の期間を対象とした具体的な整備計画である「多摩川水系河川整備計画」が策定された。

2.2.2 地形と地質

(1) 地形

奥多摩地方から青梅付近までは、西高東低の関東山地の一部分に当たる。

青梅から下流は、様々な台地および丘陵を流下する河道となっている。その主なものとして、左岸に武蔵野台地、右岸には上流から草花丘陵・加住丘陵・多摩丘陵が見られる。左岸の武蔵野台地は、主にローム・段丘礫層により構成される洪積台地であり、形成された時期によって何段かに分かれる。多摩川流域では武蔵野Ⅱ面（三鷹市・小金井市が位置）および、その下面面である立川面（立川市・府中市・調布市が位置）が大部分を占めており、その境界部に野川が流れている。一方右岸の各丘陵は、下部更新統の礫・砂・泥層により構成されている。また、多摩川の

川筋に沿って沖積低地が分布しているが、これは左岸側を武蔵野台地、右岸側を各々の丘陵による崖線で画された幅1～3kmの非常に狭い低地である。

東京都南部の都市域に当たる下流域（府中市、稲城市以東）には、沖積低地が広がっている。この沖積低地は、大丸取水堰（32.4km）より上流は扇状地性平野（セグメント1）、大丸用水堰から六郷－川崎付近（5k）にかけての地域は自然堤防帯平野（セグメント2）、さらにそれより下流域では沖積低地（三角州・デルタ：セグメント3）に分けられる。セグメント1に対応する扇状地河道区間では、網状の旧河道跡が見られ、その下流のセグメント2－1では、自然堤防性の微高地が見られる。この微高地により明瞭な蛇行跡が多く確認できる。セグメント3のデルタ平野（三角州）は海拔高度5m以下で、顕著な起伏は見られない。

(2) 地質

多摩川上流の関東山地は、秩父帯の地質で構成され、最上流部に花崗岩帯を持つ。地質の時代は古生代石炭紀から中生代白亜紀で、主として砂岩、頁岩から成っている。さらに、各所で石灰岩・チャート・礫岩・輝緑凝灰岩等が分布している。地質構造は全体として北西～南東方向の軸を持つ褶曲・断層構造が基本で、本流・支流の多くは地質構造の影響を受けて細かく枝分かれしている。

この砂岩等が風化して下流に供給されたことにより、青梅付近では2、3万年前（最終氷期）頃には堆積性石川化し、比較的広い谷底平野を発達させたが、2万年ほど前から供給砂礫量の減少し下刻化し、40m程の河床低下をきたした。その過程を経て、現在穿入蛇行河道が発達している。

多摩川中流部に当たる関東山地の東側に広がる草花・加住丘陵を構成している地層は、中部更新統（12～78万年前）の扇状地に相当し、その堆積物は下位の上総層群相当の下部更新統（一部、鮮新統）を不整合に覆う。なお多摩丘陵は下総層群相当の地質である。

下流部の氾濫原における地質については、扇状地性平野、自然堤防帯平野、デルタ平野のそれぞれで異なっている。扇状地性平野の堆積物は主に砂礫層であり、全体的に水はけが良い。しかし、その層厚はそれほど厚いものではない。自然堤防帯平野では、平野の堆積物は砂礫・シルトより構成されている。デルタ平野は縄文海進後の堆積地形であり主にシルト・粘土によって構成されている。

図2.2.2.2に多摩川の河床縦断方向の地質縦断図を示す。ここで赤線は多摩川の河床高を示す。

表 2.2.1.1 地層年代

段丘名	形成年代
丘陵	50万年前
下末吉段丘	12万年前
武蔵野段丘	6万年前
立川段丘	2万年前
天ヶ瀬段丘	近1万年前内

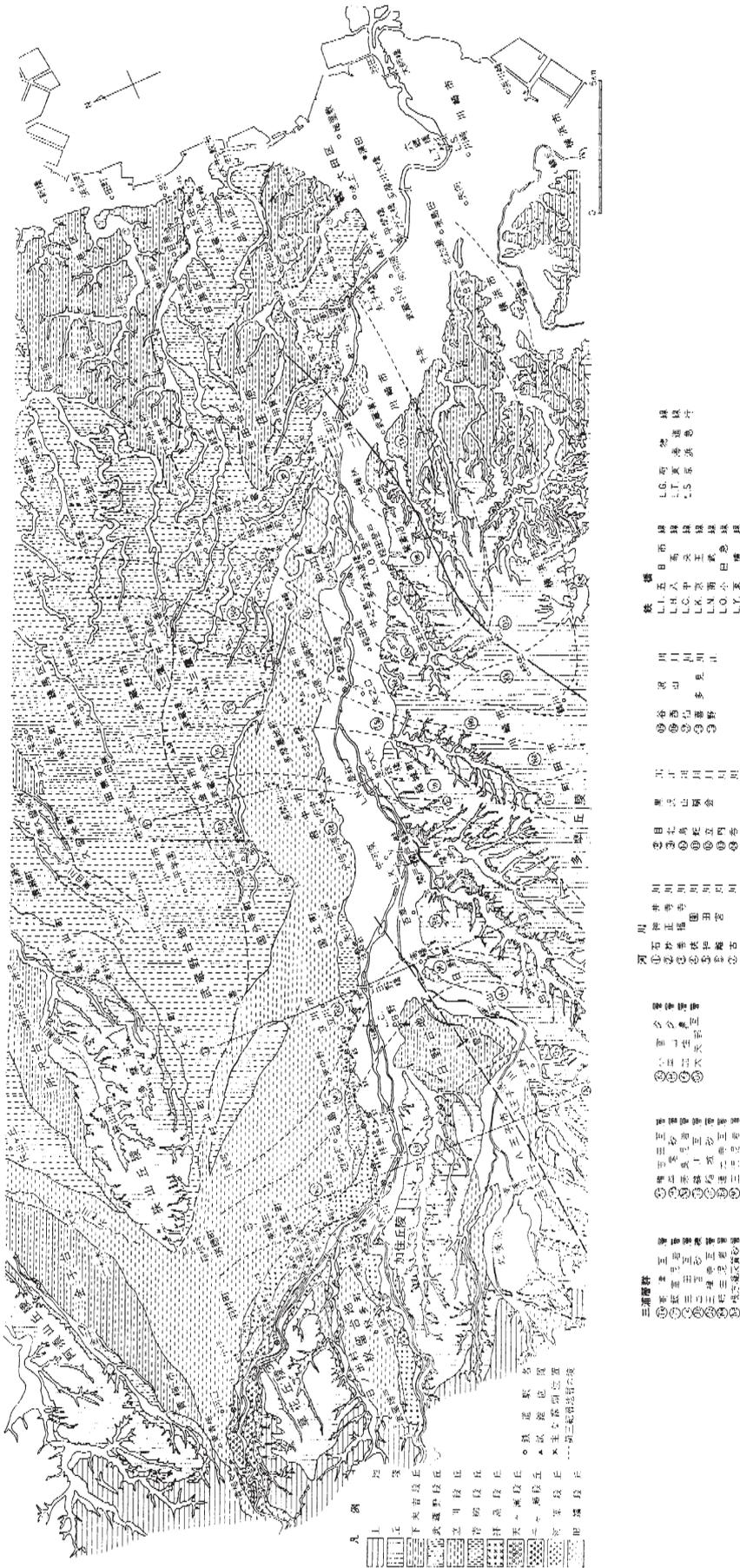


図2.2.2.1 多摩川流域地形分類図(新多摩川誌, 2001)

2.2.3 多摩川のセグメント区分と河道特性

本節で示す河道特性量は、2007年度河道横断測量より低水路幅を設定し、その幅での平均河床高 Z_m を求め、平均年最大流量流下時の不等流計算結果より水面高を求め、その標高から平均河床高を引き、低水路の水深 H_m としたものを用いて評価した。

(1) セグメント区分

多摩川のセグメント・河道区分毎の河床勾配、代表粒径を整理すると表2.2.3.1のとおりである。支川合流点および堰地点で河道区分が変化することから、支川・堰が多摩川の河道特性に大きな影響を及ぼしていることがわかる。

表 2.2.3.1 多摩川のセグメント・河道区分

セグメント	河道区分	代表粒径 d_R (mm)	河床勾配 $1/I_b$	備考
1	① 48.4~61.8km	44	220	
	② 37.0~48.4km	27	260	上流端は秋川合流点
	③ 32.4~37.0km	31	330	上流端は浅川合流点
2-1	① 22.4~32.4km	24	440	上流端は大丸用水堰
	② 13.3~22.4km	27	800	上流端は二ヶ領宿河原堰
2-2	5.0~13.3km	6	1730	上流端は調布取水堰
3	0.0~5.0km	0.2	3100	

※代表粒径は平成17年度多摩川河床材料地質調査業務の調査結果より下層の代表粒径を平均して算出。

ただし、0.0k~5.0kは水中採取(上層)の平均値。

※河床勾配はH20.2測定の低水路平均河床高より算出。

(2) 河道特性量の縦断変化

1) 平均年最大流量の評価

河道特性量の評価に用いた平均年最大流量は、石原地点(28.11k)の1968~2007年の平均年最大流量値 $1356\text{m}^3/\text{s}$ とした。なお、支川の流入量は、河川整備基本方針の計画流量配分比により設定した。

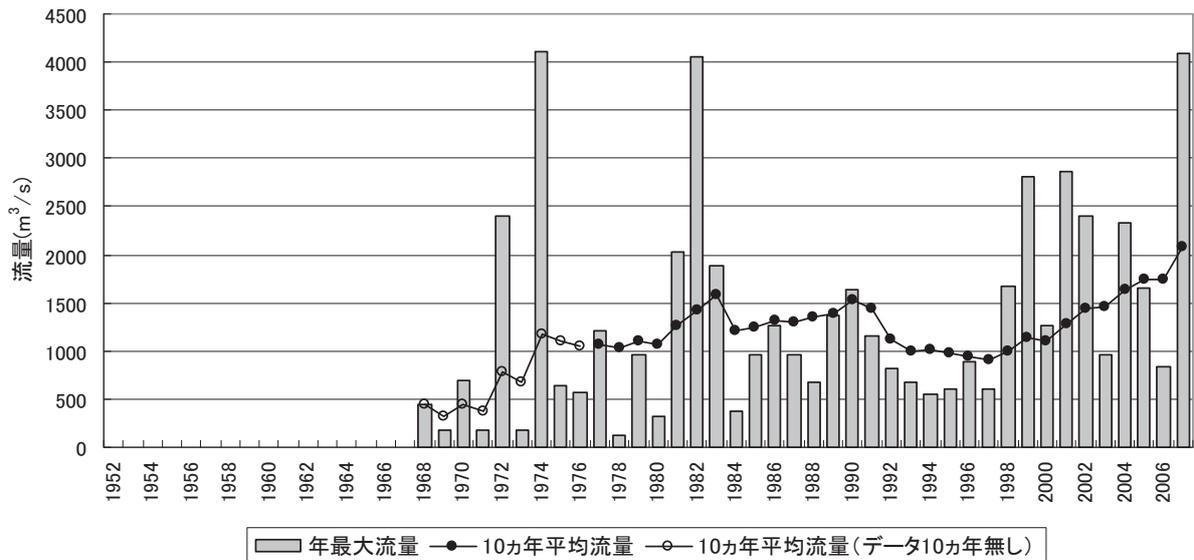


図2.2.3.1 年最大流量の経年変化(石原地点)

2) 河床縦断と勾配

多摩川は、堰（落差工）地点で河床形状が不連続になり、階段状の河床縦断形状となっている。宿河原堰の改築（1999年3月竣工）や旧四谷本宿堰改築（2005年4月竣工）によって階段状の河床縦断形状が滑らかになりつつある箇所も存在するが、多くの堰地点で未だ河床形状は階段形状となっており、特に大丸用水堰（32.4km）、昭和用水堰（47.94km）、小作堰（55.93km）上下流での河床高の差が大きい。

図2.2.3.2に多摩川の平均河床高および最深河床高縦断図を示す。同図には横断構造物位置、主な支川合流点位置を示した。

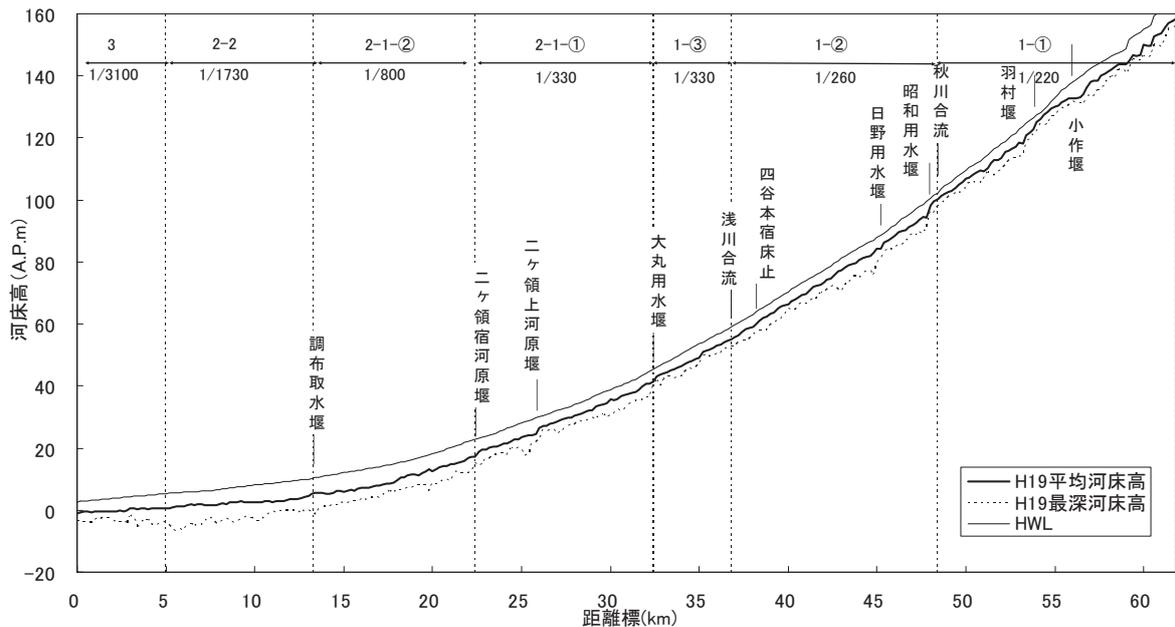


図2.2.3.2 現況平均河床高および最深河床高縦断図

3) 河床材料

各小セグメントの代表粒径は、2005年の河床材料調査結果から算出した。表2.2.3.2に各小セグメントの代表粒径 d_R の値を示す。また、図2.2.3.3に2005年の河床材料調査結果より、代表粒径 d_R の縦断方向変化を示す。

河床材料は、特に昭和用水堰(47.94km)の上流と下流で不連続となっており、堰上流では粗く、堰下流では細くなっている。

表 2.2.3.2 各小セグメントの代表粒径

セグメント	河道区分	代表粒径 d_R (mm)	備考
1	① 48.4~61.8km	44	
	② 37.0~48.4km	27	上流端は秋川合流点
	③ 32.4~37.0km	31	上流端は浅川合流点
2-1	① 22.4~32.4km	24	上流端は大丸用水堰
	② 13.3~22.4km	27	上流端は二ヶ領宿河原堰
2-2	5.0~13.3km	6	上流端は調布取水堰
3	0.0~5.0km	0.2	

※代表粒径は平成17年度多摩川河床材料地質調査業務の調査結果より下層の代表粒径を平均して算出。ただし、0.0k~5.0kは水中採取(上層)の平均値とする。

※ここで上層とは、地表面~地下30cm程度の層を言い、下層とは地下30cm~60cm程度の層を言う。

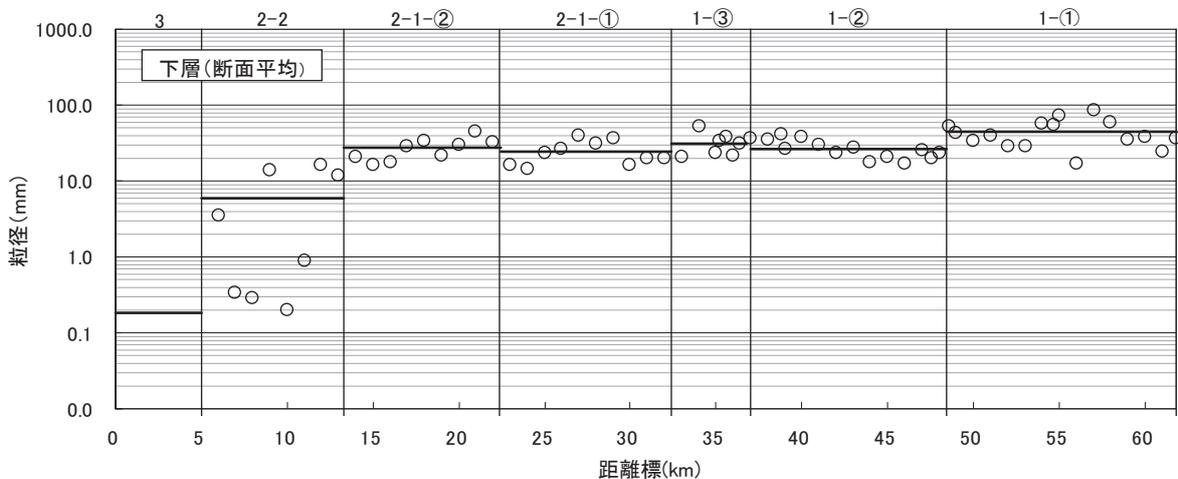


図2.2.3.3 代表粒径縦断図(下層, ポピュレーションブレイク後)

4) 水深と掃流力

図2.2.3.4~図2.2.3.6に平均年最大流量時の水深 H_m 、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)、代表粒径 d_R に対する無次元掃流力を示す。なお、出発水位は現計画における0.0kmでの計画高水位であるA.P.2.72mを用いた。本来、平均潮位で評価すべきものである(セグメント3で水深が大に、掃流力が小さく評価されている)。

水深はセグメント1の区間平均が1.7~1.9mであり、セグメント2-1で1.7~2.7m、セグメント2-2で3.1m、セグメント3で3.0mある。

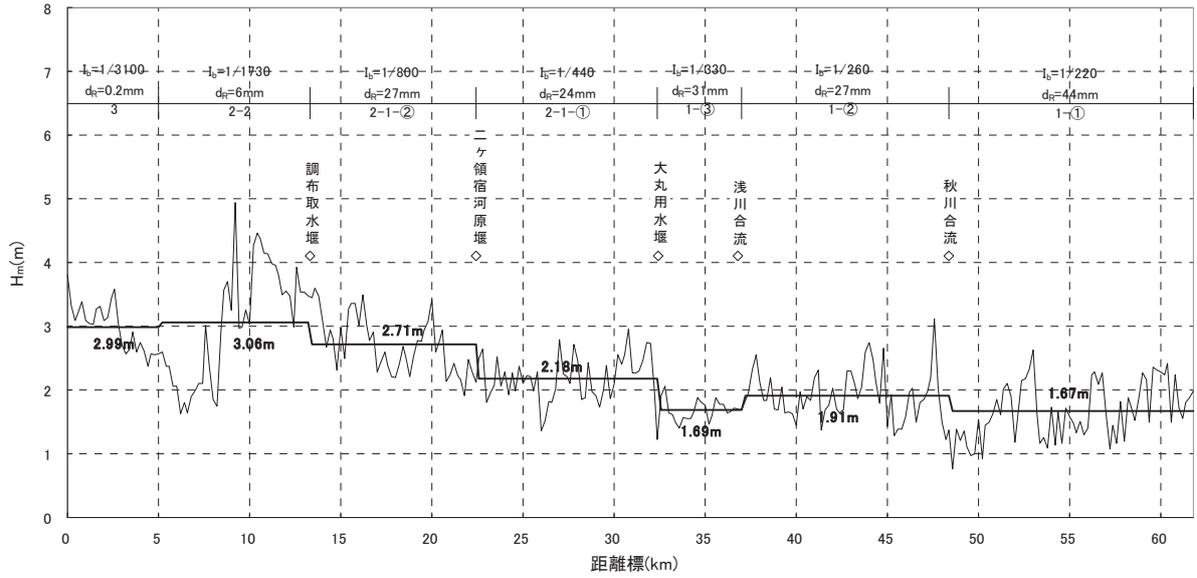


図2.2.3.4 平均年最大流量時の水深縦断面図

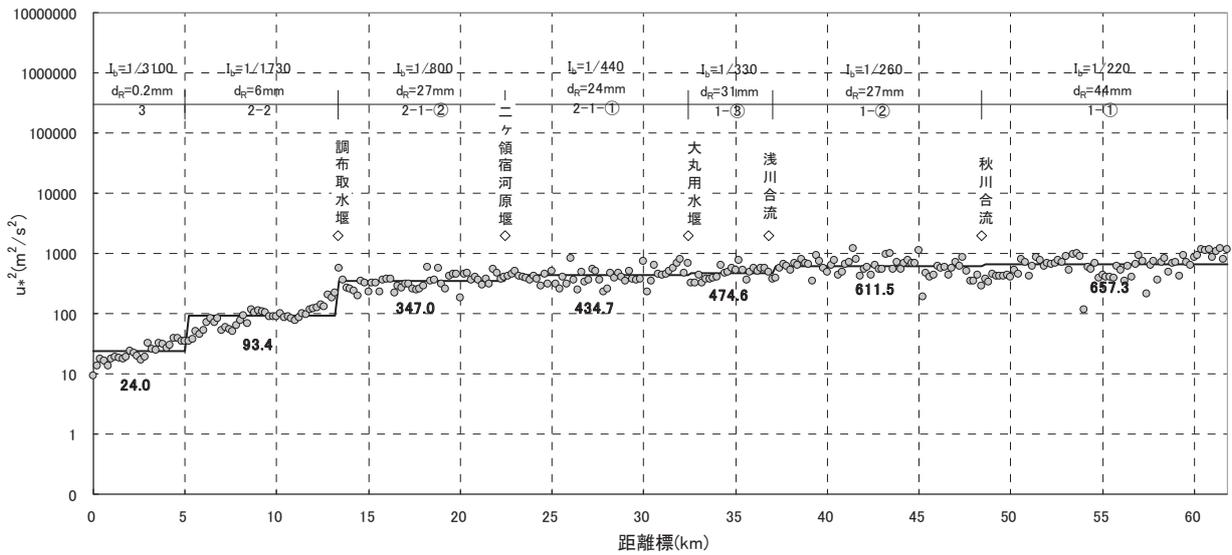


図2.2.3.5 平均年最大流量時の摩擦速度(2乗)縦断面図

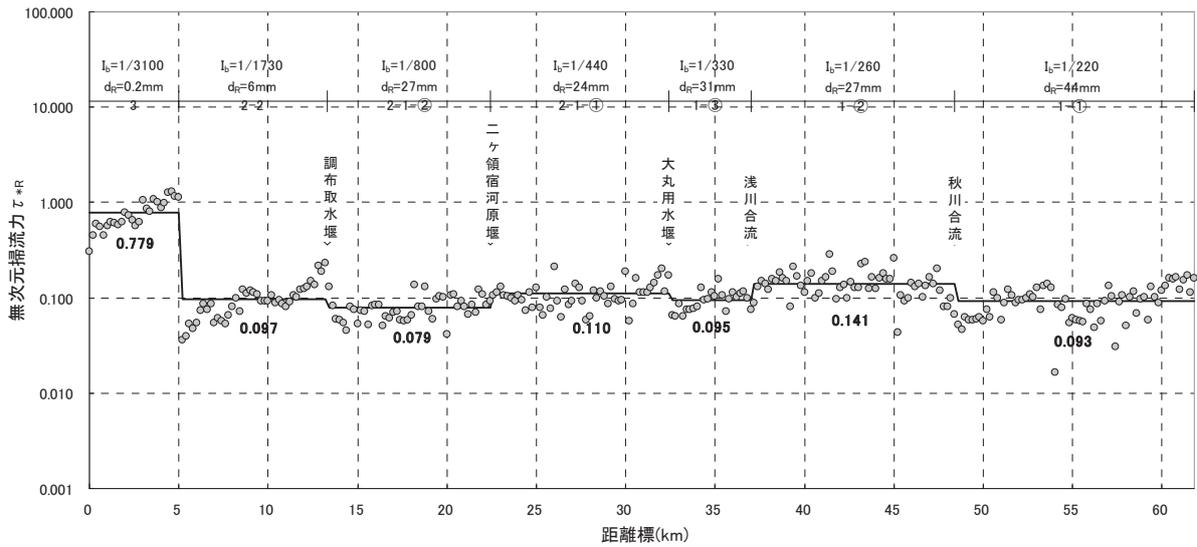


図2.2.3.6 平均年最大流量時の無次元掃流力縦断図

5) 川幅水深比

低水路幅水深比の縦断方向変化を図2.2.3.7に示す。

川幅水深比が100程度以上となると多列砂州が発生する箇所が多くなる。川幅水深比が20以下の河川では、砂州はほとんど発生しない。多摩川の川幅水深比が、100以上となっている区間では多列砂州が形成されている。

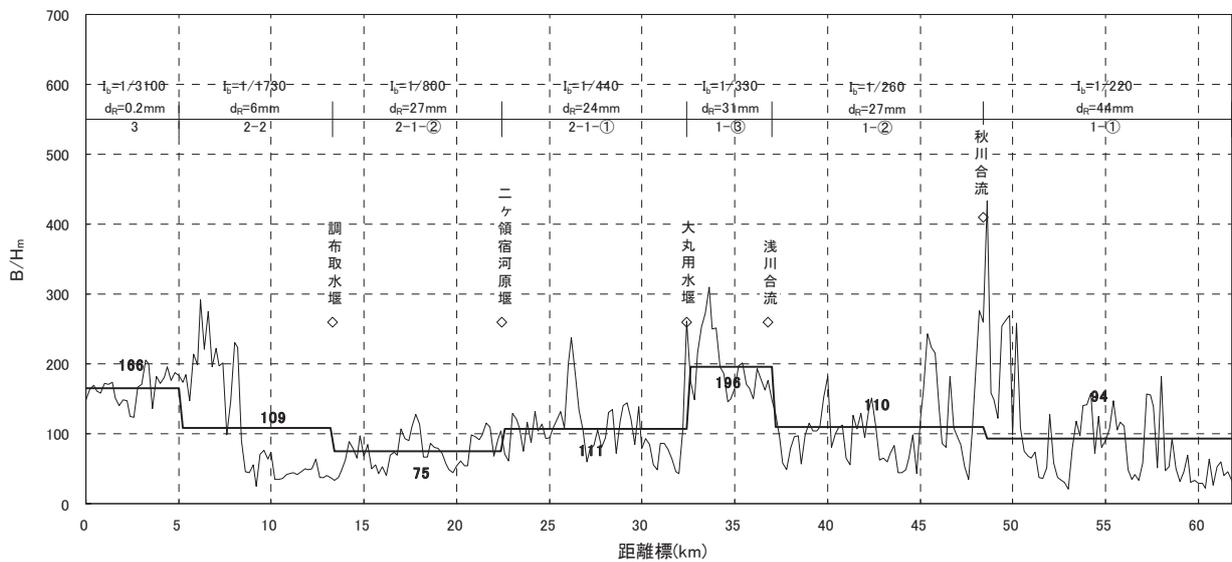


図2.2.3.7 平均年最大流量時の川幅水深比

6) 洗掘深 ΔZ

図2.2.3.8に平均河床高 Z_m と最深河床高の差 ΔZ の縦断方向変化を示す。

セグメント1の区間においては、特にJR八高線橋梁(44.9km)～43.0kmにおいて ΔZ が非常に大きい傾向が見られる。また、セグメント2-2の5～10kmにおいて ΔZ が大きいのは、砂河床であることと湾曲部であることが影響している。

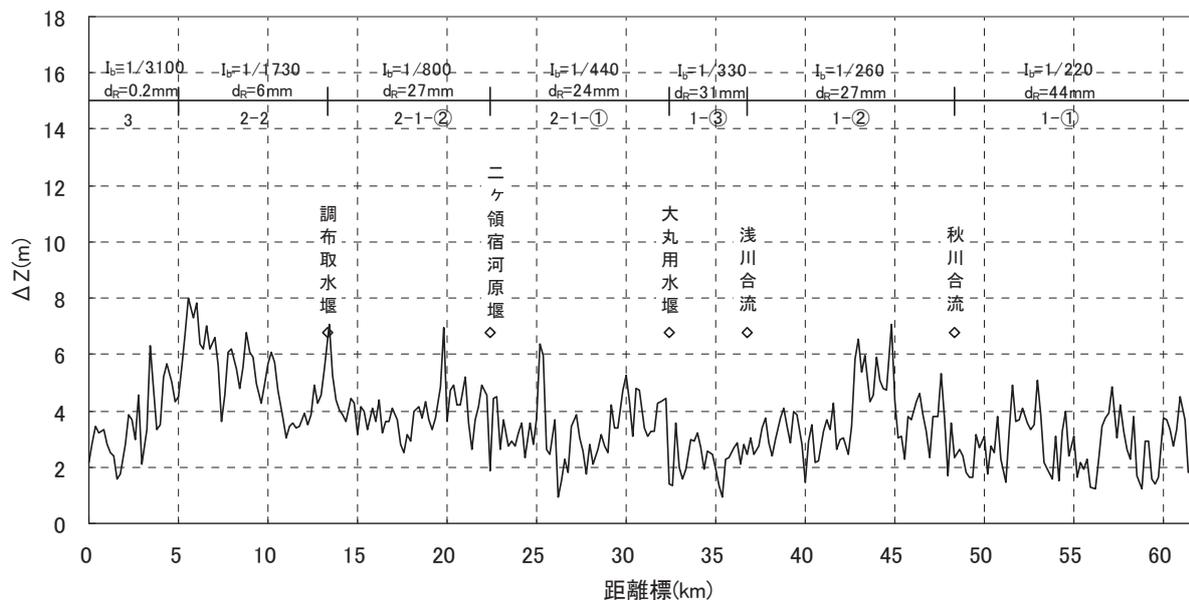


図2.2.3.8 局所洗掘深 ΔZ 縦断図

7) 河道特性のまとめ

表2.2.3.3に多摩川直轄区間0.0～61.8km区間の河道特性量を小セグメントごとにまとめた。

表 2.2.3.3 河道特性整理表

距離 (km)	セグメント	河床材料 d_R (mm)	河床勾配の逆数	エネルギー勾配の逆数	平均水深 Hm (m)	摩擦速度 u_*^2 (cm^2/s^2)	無次元掃流力 τ_{*R}	平均低水路幅 (m)	平均川幅水深比	平均年最大流量 (m^3/s)	低水路粗度係数
0.0-5.0	3	0.2	3100	14150	2.99	23.5	0.779	490	166	1460	0.018
5.0-13.3	2-2	6	1730	4200	3.06	93.4	0.097	265	109	1460	0.018
13.3-22.4	2-1-②	27	800	760	2.71	347.0	0.079	195	75	1460 ^{※)}	0.025
22.4-32.4	2-1-①	24	440	480	2.18	434.7	0.110	219	107	1356	0.025
32.4-37.0	1-③	31	330	380	1.69	474.6	0.095	325	196	1356	0.030
37.0-48.4	1-②	27	260	320	1.91	611.5	0.141	192	110	542	0.030
48.4-61.8	1-①	44	220	240	1.67	657.3	0.093	130	94	980	0.030

※) 13.3-17.8k:1460 m^3/s , 17.8-22.4:1356 m^3/s

2.2.4 人為的インパクトと河床高変化

(1) 河床高に影響を与えた河道改修

多摩川の直轄区間における河道地形の変化に影響を与えた河川改修としては、1919年～1933年に実施された多摩川改修工事が挙げられる。同工事では、高水敷の高さが設計面以下に掘削浚渫され、築堤材料の一部となるとともに、周辺低地の埋め立て材料として使用された。

その後、この改修された河川の環境を維持し、所期の効果を保持させるために、多摩川維持工事が1933～1942年までの10カ年継続事業として実施された。

これらの工事において、高水敷掘削や低水路浚渫が度々行われたことで、多摩川の河道特性に多大な変化がもたらされ、現在に至っている。

(2) 砂利採取の変遷

砂利は、鉄道線路用、道路用のほか、コンクリート用として用いられるが、なかでも近代的な都市建設の進展とともに、コンクリート用砂利の需要は、増加の一途をたどってきた。そのなかにあつて、多摩川の砂利は早くから良質の砂利として有名であった。

コンクリート用砂利は、弾力性に富むものが良質とされ、これは活石〔いきいし〕と呼ばれている。多摩川水系の水源地域には秩父古生層が広く発達しており、多摩川の砂利の多くは、この秩父古生層を母岩としている。特に本流に活石が多く、良質の砂利が散布していた。

多摩川での砂利採取は、明治年代に入って首都が東京に移り、セメント工業の発達と近代化にあつたの建設材料とするために、明治10年代から本格的に始められた。その後大正年代に入って関東大震災が発生したことから、東京の再生を目指す帝都復興事業が始まり、それに伴って砂利採取が一層活発に行われ、戦後も図2.2.4.1に示すよう高度経済成長に伴い建設用資材として大量の砂利採取がなされた。

この砂利採取により、低水路およびその付近を掘削し採取することで低水路河床が低下し、堰の突出や軟岩の露出によって、河道内に段差が形成される等の影響をもたらした。

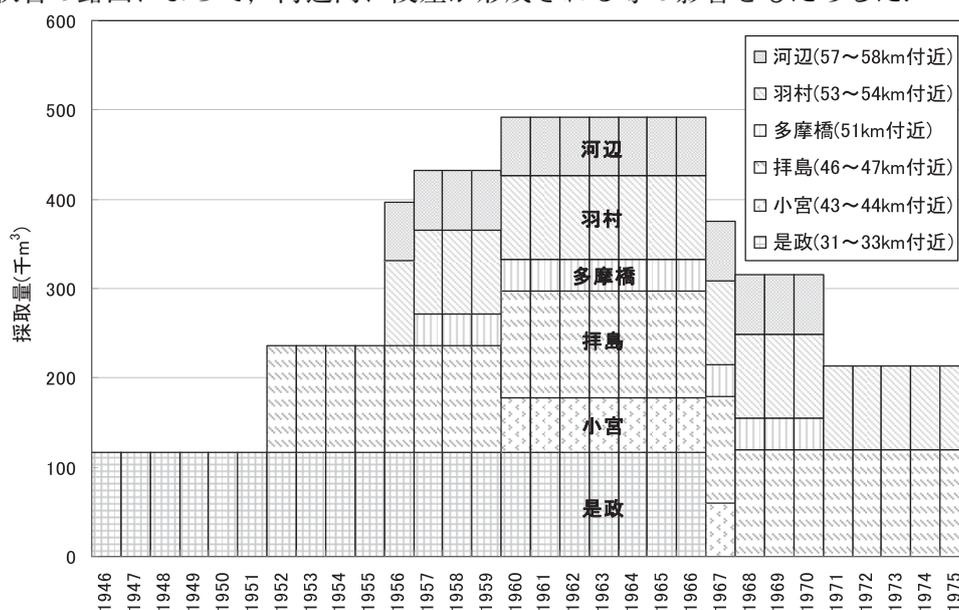


図2.2.4.1 西部建設機の採取工場別砂利採取数量 (多摩川系砂利採取調べより作成)

(3) 上流域におけるダム設置とダム堆砂状況

多摩川の直轄上流には、小河内ダムと白丸ダムの2つのダムが存在する。

多摩川の最上流端に位置する小河内ダムは、1957年に竣工したダムである。ダム上流の流域面積は262.9km²であり、全流域面積の21%を占める。このダムには土砂排砂ゲートが無いいため、ダム上流域からの供給された土砂は、ほぼ全量がダム貯水地に堆砂する。そのため、小河内ダム下流への土砂供給はほとんど無く土砂供給量が減少した。小河内ダムでは、1957～2005年までで年平均11万m³/年の土砂が堆積している（比堆砂量は約420m²/km/年である）。

一方、その下流に位置する白丸ダムは、1963年に竣工したダムである。小河内ダム～白丸ダム間の残流域の面積は約134km²である。このダムは排砂ゲートを持っており、洪水時には排砂が行われている。また、堆積土砂の人為による採取を継続的に行っている。そのため、白丸ダム上流域からの供給土砂の多くは、ダム下流側へ供給されている。

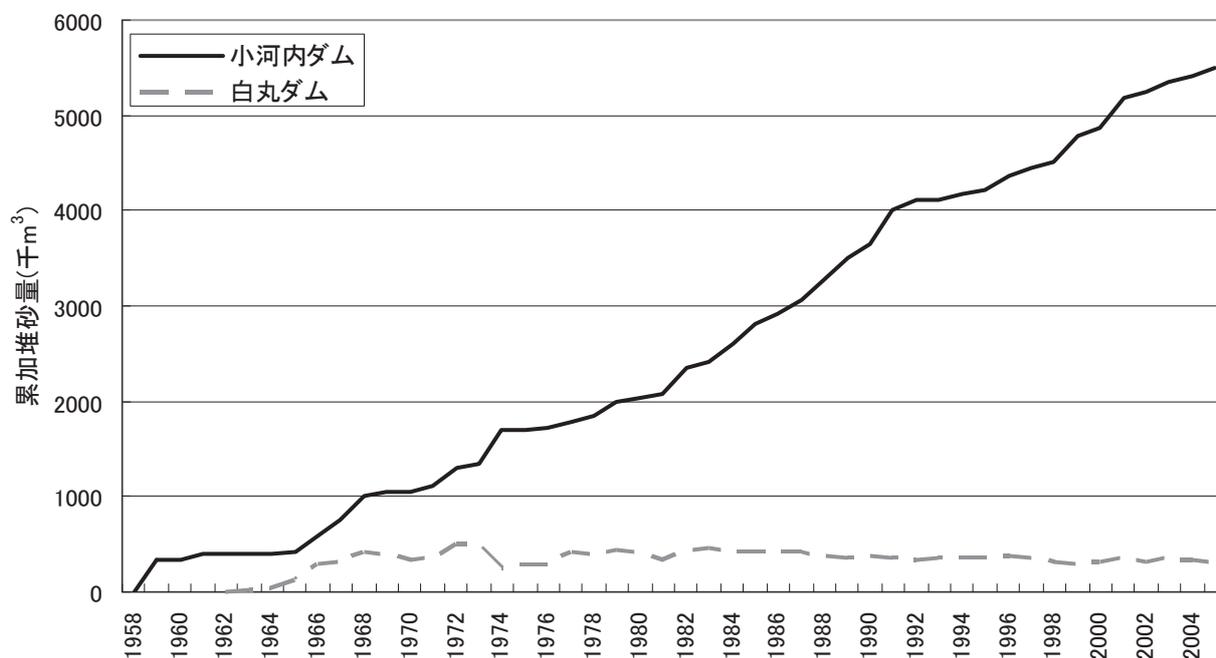


図2.2.4.2 小河内ダム・白丸ダムの堆砂量の経年変化

(4) 河床高変化の状況

戦前の河床高変化(1905～1933)は、河川改修や砂利掘削(浚渫)の影響で河口～二子間で最深河床高は、約2m低下した(山本2005)。

戦後も砂利採取(採掘)が実施され、さらに1957年に小河内ダムが完成したが、1963年までに河口～二子間で最深河床高の低下量は約0.8mであり河床低下は継続していた。その後は、砂利採取の終了とともに平均河床高についてはほぼ安定(堆積傾向)し、20km下流ではやや堆積傾向である。

しかし、**図2.2.4.3**の10km区間ごとの最深河床高の経年変化に示すとおり、最深河床高については中流域(20～40km)での低下が進行している。また、近年(1998年以降)、粘性土・軟岩が露出し始めている40km上流の最深河床高の低下、すなわち溝状侵食が進行していることが伺える。

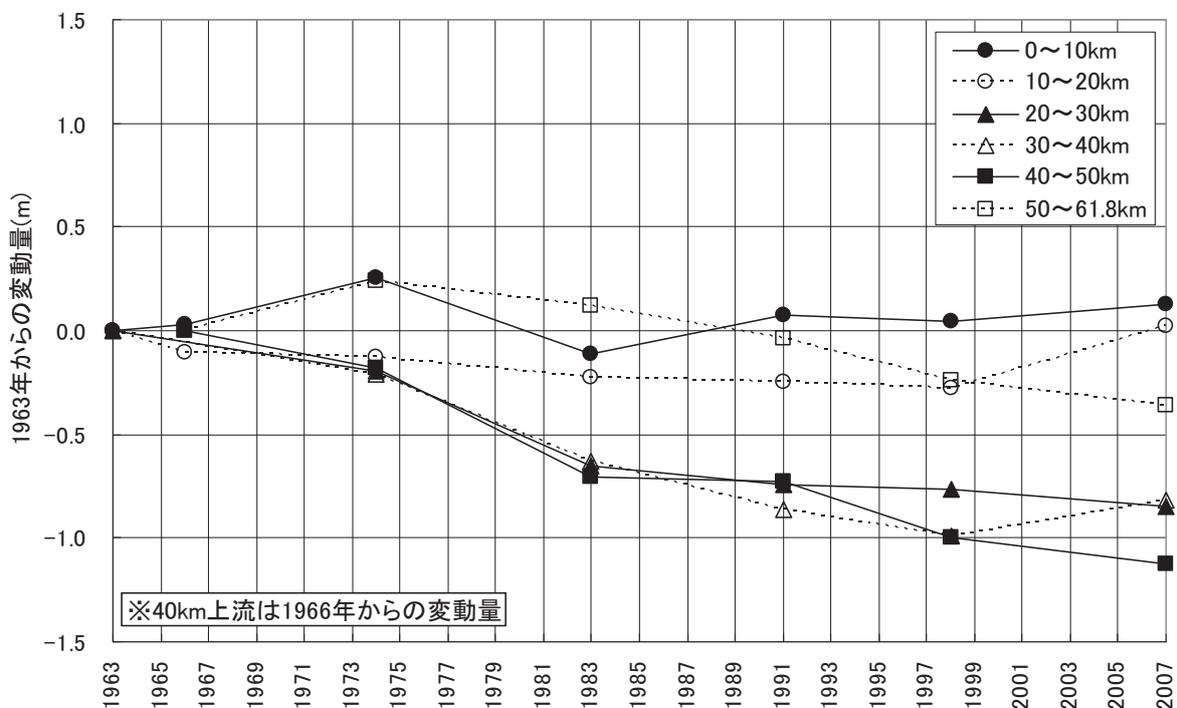


図2.2.4.3 10km区間ごとの最深河床高の経年変化

2.2.5 河床高・横断形状の変化と粘性土・軟岩の露出実態の関係

ここでは、多摩川において粘性土・軟岩が露出する箇所における河道の実態を、現地調査等によって把握するとともに、その河道に及ぼす影響について、横断形状の変化から整理する。

戦後も1968年まで砂利採取が続けられた（直轄区間は1964年まで）、2.2.4 (2) で示した砂利採取等により多摩川セグメント1の区間の河床には、所々に下部更新統の泥・砂・礫岩が露出するようになった。そのため、この約30年間に河床に露出した軟岩が侵食された場所が多々見られる。

この軟岩が露出する箇所の実態と、その河床変動状況について概説する。

(1) セグメント1—①の区間=61.8～48.4km

1) 61.8km～53.8km

本区間の上流側から小作堰（56.0km付近）までの河床は、秩父帯のジュラ紀の堆積物にて形成されている。写真2.2.5.1に小作堰上流の河岸の露岩状況を示す。

59.0kmは両岸が山付の狭窄部であり、その下流側は河道が広がるため、流速（掃流力）が低下することから、軟岩の露出は顕著でない。（写真2.2.5.2参照）この付近の沖積砂利層の下は下部更新統の飯能礫層であり、洪水時にこの礫層から礫が移動することにより、河床が変動していると考えられる。

なお、58.0kmの平均年最大流量時の摩擦速度は、 $u_*^2=358\text{cm}^2/\text{s}^2$ 程度である。

小作堰（56.0km付近）より下流の礫層下の地質は、図2.2.5.1の地質図に示すように、草花丘陵に連なる泥および砂礫層であるが、砂利採取等の影響により、沖積の礫層が消失し、これらの下部更新統の礫岩が露頭する状況となっている。

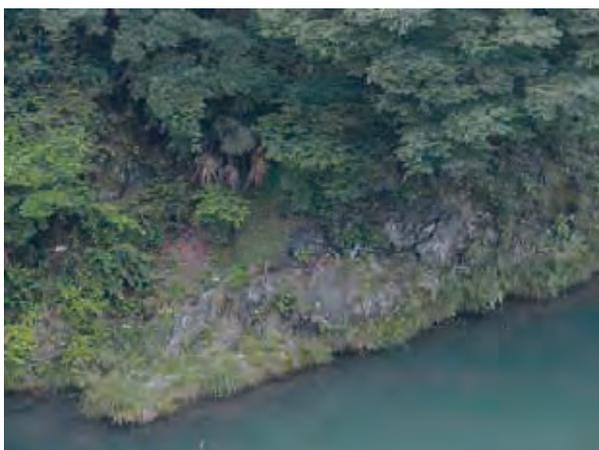


写真2.2.5.1 多摩川橋(56.4km)右岸上流(2009年6月)



写真2.2.5.2 小作堰下流側の河道状況(2009年6月)

59～54km区間の河道平面形状の変化を写真2.2.5.3に示す。図2.2.5.3に59km, 58km, 57kmの横断面図の変化を, 図2.2.5.4に56km, 55km, 54kmの横断面図の変化を示す。なお, この横断面図は1964年以降のデータについて重ね合わせたものであり, 砂利採取が終了した以降における横断面形状の変化を表している。

この区間の横断面形状を見ると, 59.0kmでは, 両岸が山付の狭窄部であり, 左岸側の深掘れが助長されている。その下流側では, 顕著な深掘れは見られないが, 滲筋がフラットな横断面形状を呈している状況が見られ, 軟岩が露出していると評価される。また, 56.0kmより下流は小作堰(56.0km付近)の湛水域に当たる。

多摩川航空写真(1947年)撮影



多摩川航空写真(2004年)撮影



写真2.2.5.3 航空写真(59～54km)による河道平面形の変化

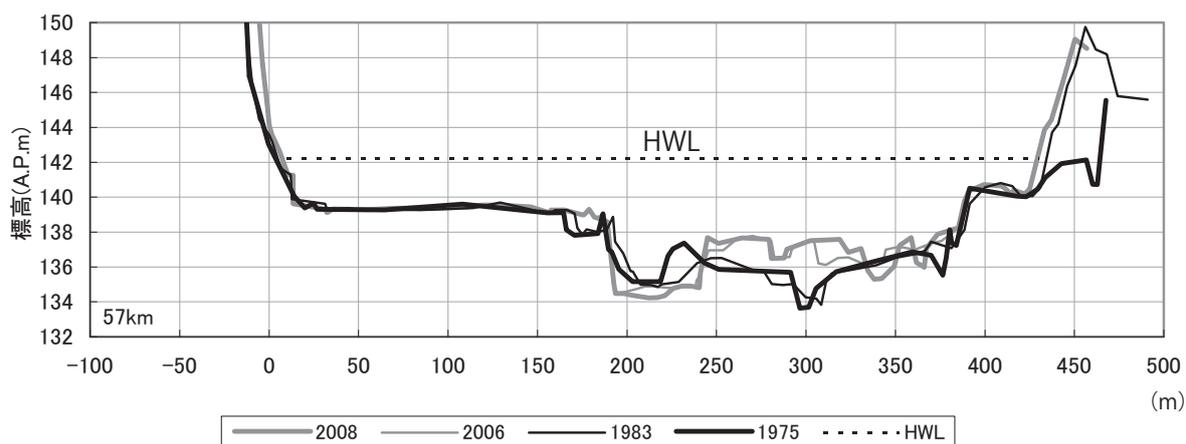
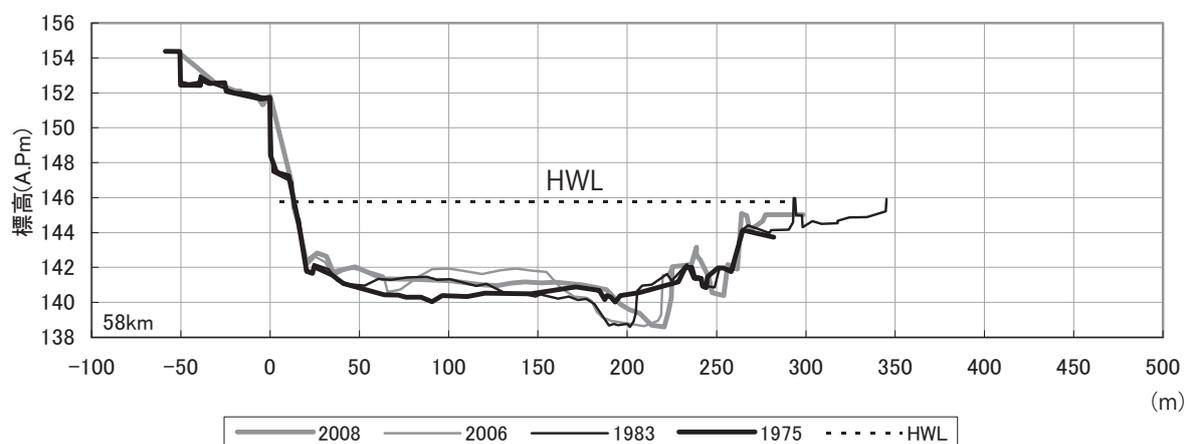
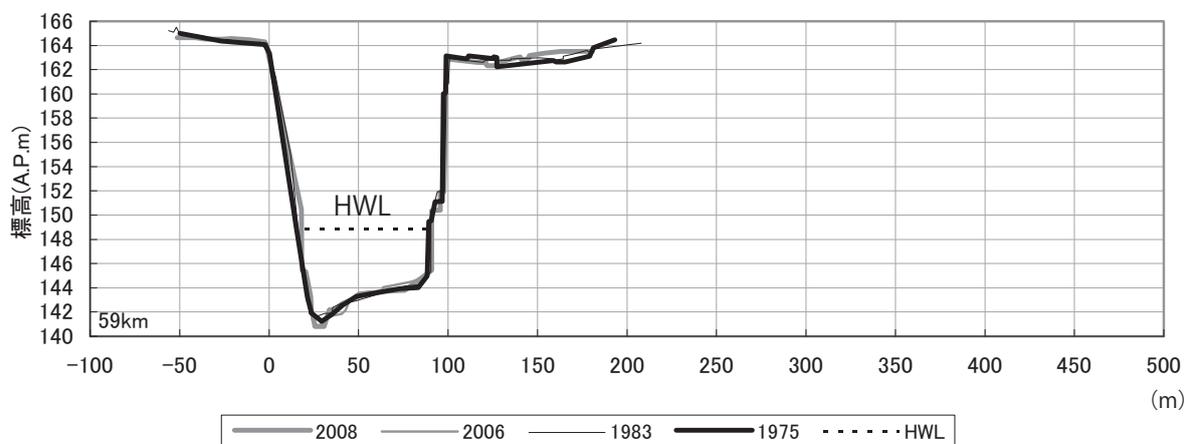


図2.2.5.3 59, 58, 57km地点横断面図(横軸は左岸堤防からの距離)

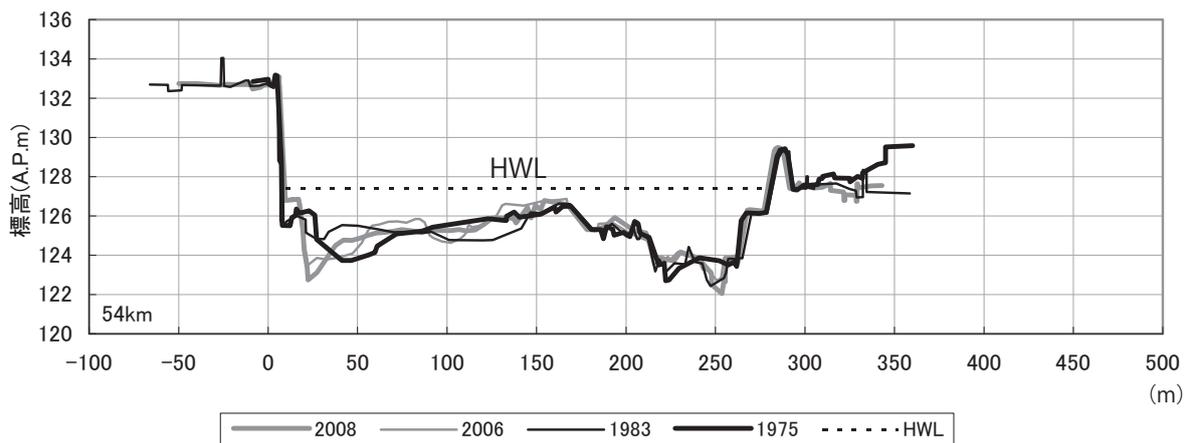
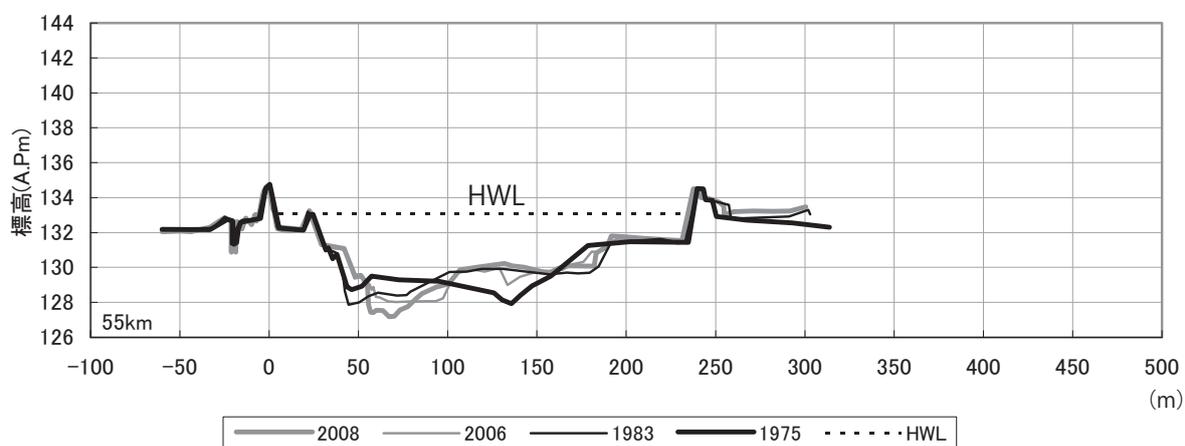
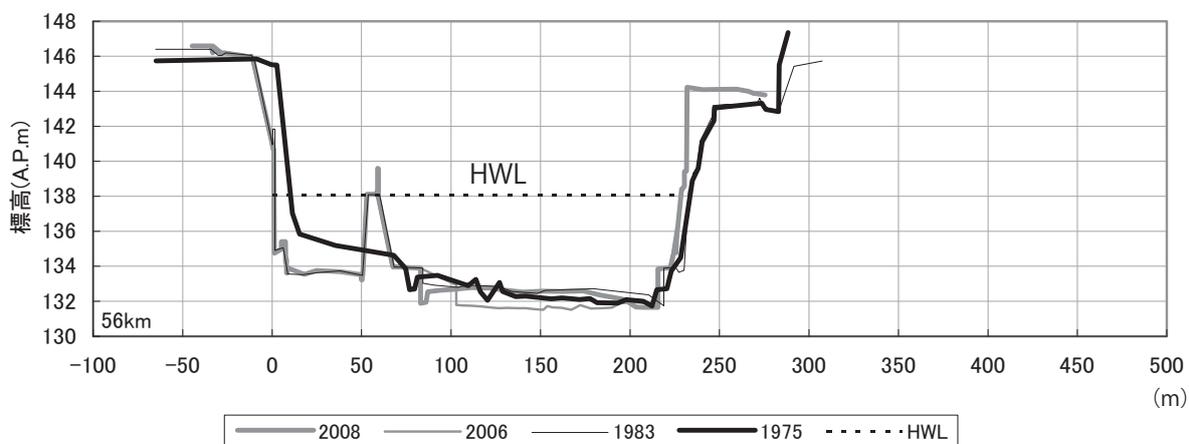


図2.2.5.4 56, 55, 54km地点横断面図(横軸は左岸堤防からの距離)

2) 53.8 ~ 49.0km

羽村堰 (53.8km) ~ 永田橋 (51.8km) 間の河岸部には, 下部更新統の泥岩および砂礫 (飯能礫層) が露頭している部分が多く見られる. 河床部は赤茶色の泥岩で覆われている (写真2.2.5.4参照).

また, 河岸部に露頭している泥岩は, 写真2.2.5.5に示すように乾湿の繰返しにより細片化し脆弱化している.



写真2.2.5.4 羽村大橋(53.2km)付近の河床状況
(2009年6月)



写真2.2.5.5 羽村大橋(53.2km)上流側の河道
(2009年6月)

53 ~ 49km区間の河道平面形状の変化を写真2.2.5.6に示す. 図2.2.5.5に53km, 52km, 51kmの横断面の変化を, 図2.2.5.6に50km, 49kmの横断面の変化を示す. 同区間においても, 砂利採取が終了した以降における横断形状の変化を表している.

この区間の横断形状を見ると, 53.0kmでは, 低水路幅にはほとんど変化が見られないものの, 低水路全体が一様に低下しており, 河床が一様な軟岩となっていることや, 上流からの供給土砂が河床にとどまらず全て流下していることが推測される. 53.0kmの横断重ね図からは, 1975年から2008年までの33年間の間に, 低水路河床の一部が2.2m程度低下していることが読み取れる. これは, 年平均すると6.67cm/年の低下量となる. また, 平均年最大流量時の摩擦速度は, 53.0kmでは $u_*^2=893\text{cm}^2/\text{s}^2$ である.

多摩川航空写真(1947年)撮影



多摩川航空写真(2004年)撮影



写真2.2.5.6 航空写真(53～49km)による河道平面形の変化

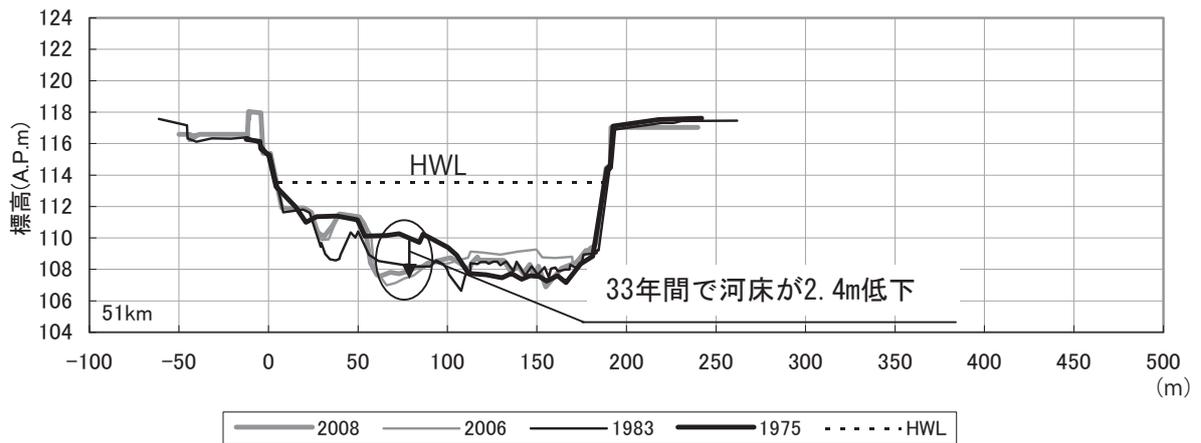
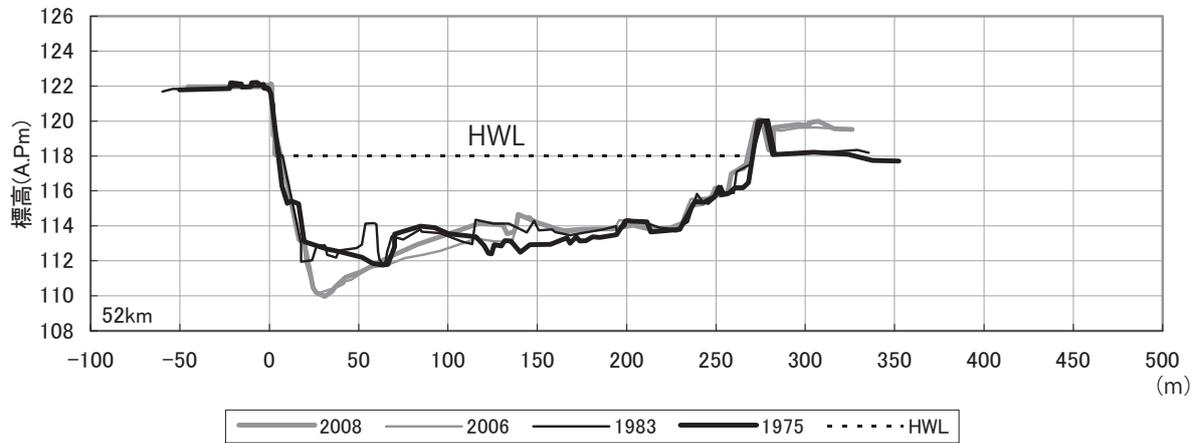
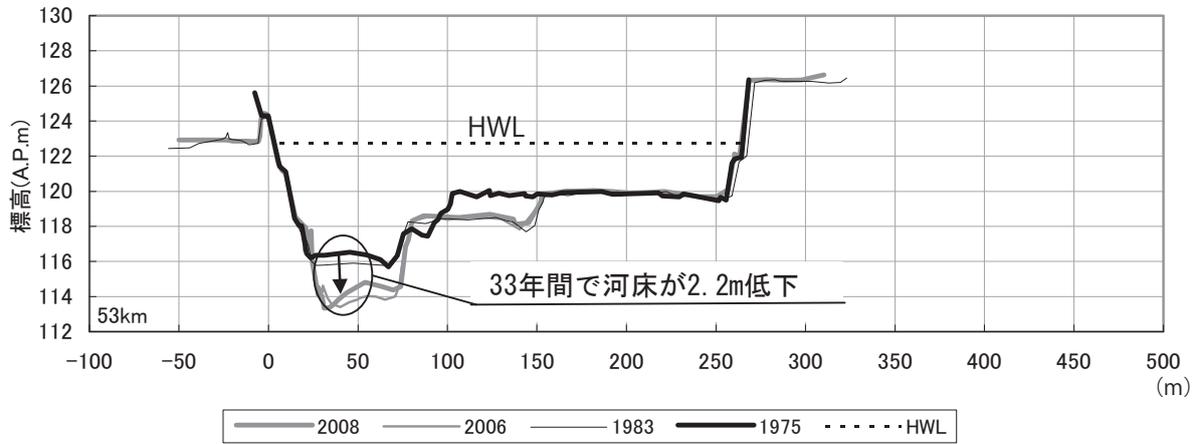


図2.2.5.5 53, 52, 51 km地点横断面図(横軸は左岸堤防からの距離)

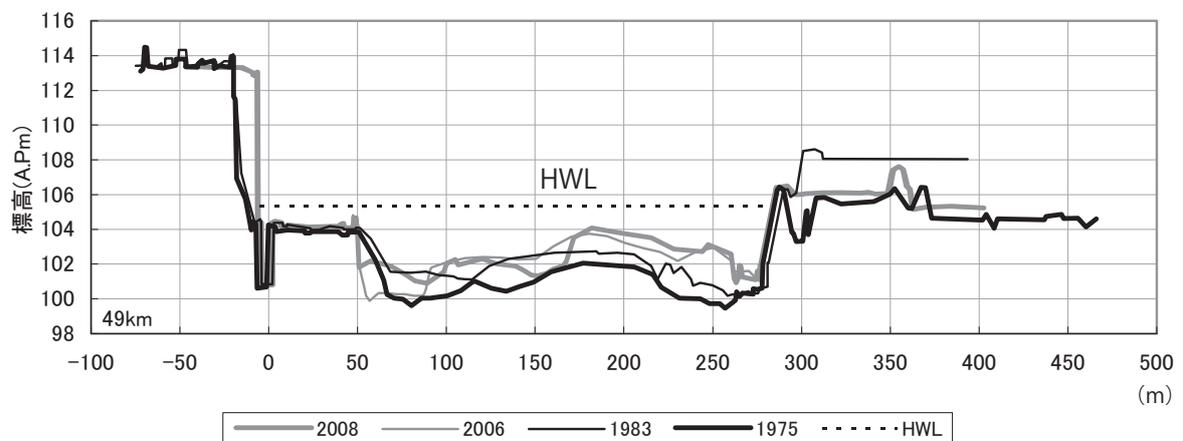
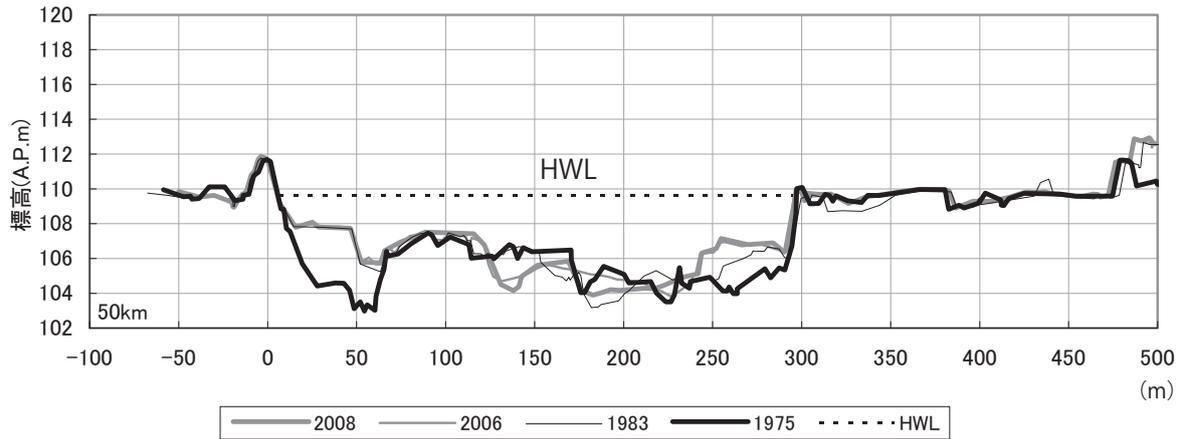


図2.2.5.6 50, 49km地点横断面図(横軸は左岸堤防からの距離)

多摩橋 (50.9km) 付近の河床も、同様に低水路の河床高が一様に低下しているとともに、かつての河床に設置されていた根固ブロックが一部水面上に見られる。(写真2.2.5.7, 写真2.2.5.8参照) 51.0kmの横断重ね図(図2.2.5.5)を見ると、1975年から2008年までの33年間の間に、低水路河床の一部が2.4m程度低下していることが読み取れる。これは、年平均すると7.27cm/年の低下量となる。また、平均年最大流量時の摩擦速度は、51.0kmでは $u_*^2=416\text{cm}^2/\text{s}^2$ である。



写真2.2.5.7 多摩橋(50.9km)の状況(2009年6月)



写真2.2.5.8 根固ブロックの露出状況(2009年6月)

(2) セグメント1—②の区間=48.4～37.0km

1) 48.4～43.0km

多摩川横断水道橋(47.2km)周辺の河床は、灰色の凝灰質泥岩の下に礫層(加住礫層)が露出し、**写真2.2.5.9**のような縦筋状の溝状侵食地形が形成されている。この水道橋周辺の河岸は、**写真2.2.5.10**のような茶色のシルトと礫の互層になっており、**写真2.2.5.11**のように河岸下部の礫層が、流水作用等により大きく侵食されシルト層がオーバーハングしている。

多摩川横断水道橋より下流には、河床に灰色の細砂混じりシルト岩が見られる。これは**写真2.2.5.12**のようにハンマーで叩いても砕けないほど硬質であるが、一方で低水路内ではこの細砂混じりシルト岩の下部層(シルト岩)が増水時の流下砂利と流水作用により、**写真2.2.5.13**のように溝状に侵食されている。また、露岩部の表面は、乾湿の繰返し作用により細片化している。

このように本地点の軟岩は、岩質や互層構造の違いにより、比較的狭い範囲でもその侵食特性が大きく異なっている。



写真2.2.5.9 水道橋(47.2km)付近の状況
(2009年6月)



写真2.2.5.10 水道橋(47.2km)上流右岸側河岸
(2009年6月)



写真2.2.5.11 オーバーハングした河岸
(2009年6月)



写真2.2.5.12 侵食にとりのこされた硬質な厚さ15cmの細砂混じりシルト岩(動いていない)
(47.2km) (2009年6月)

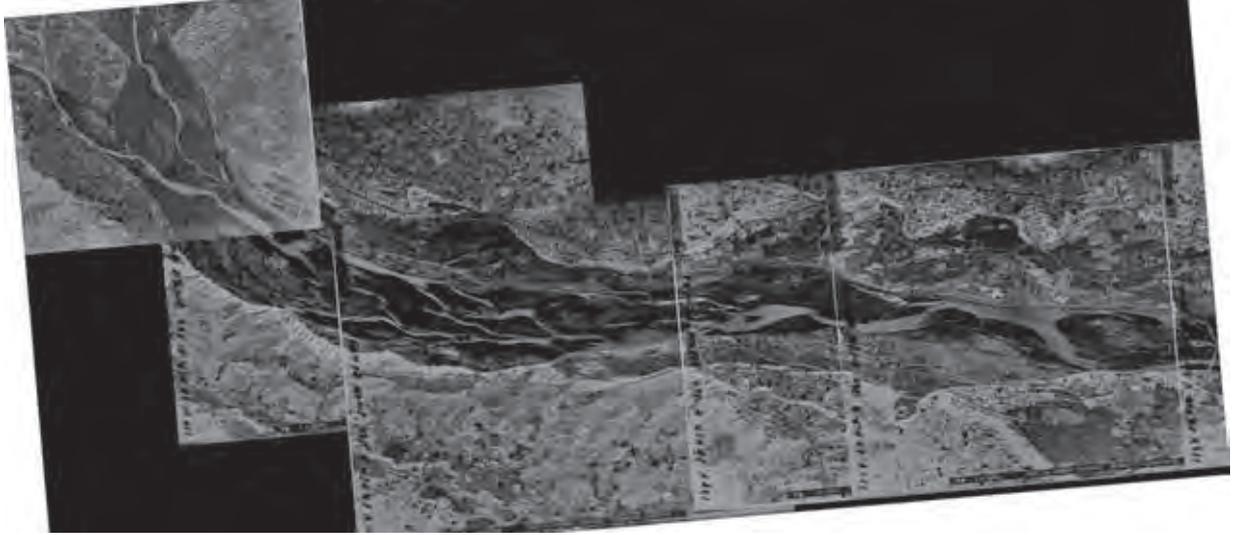


写真2.2.5.13 河床の風化・侵食状況(47.2km)
(2009年6月)

48～43km区間の河道平面形状の変化を**写真2.2.5.14**に示す。**図2.2.5.7**に48km, 47km, 46kmの横断面図の変化を示す。

低水路の河床は、この軟岩の侵食により一様に低下し平坦面が形成されている。その代表的な事例である47.0kmでは、1975年から2008年までの33年間の間に、低水路河床が1.0m程度低下している。これは、年平均すると3.33cm/年の低下量となる。また、平均年最大流量時の摩擦速度は、47.0kmでは $u_*^2=708\text{cm}^2/\text{s}^2$ である。

多摩川航空写真(1947年)撮影



多摩川航空写真(2004年)撮影



写真2.2.5.14 航空写真(48～43km)による河道平面形の変化

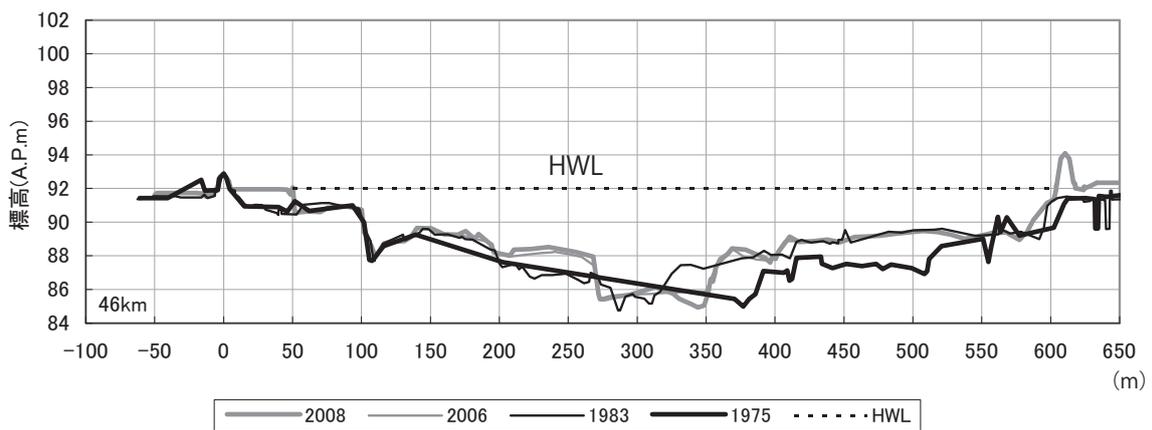
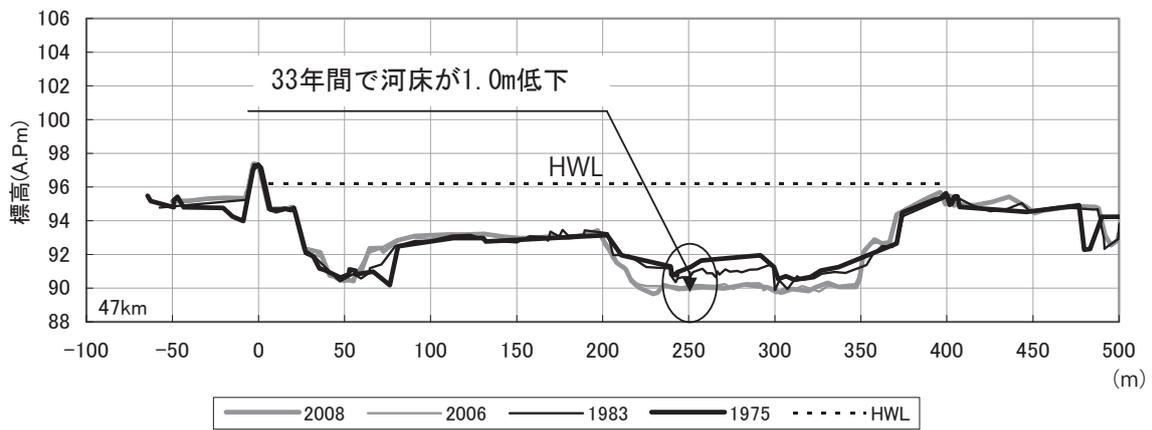
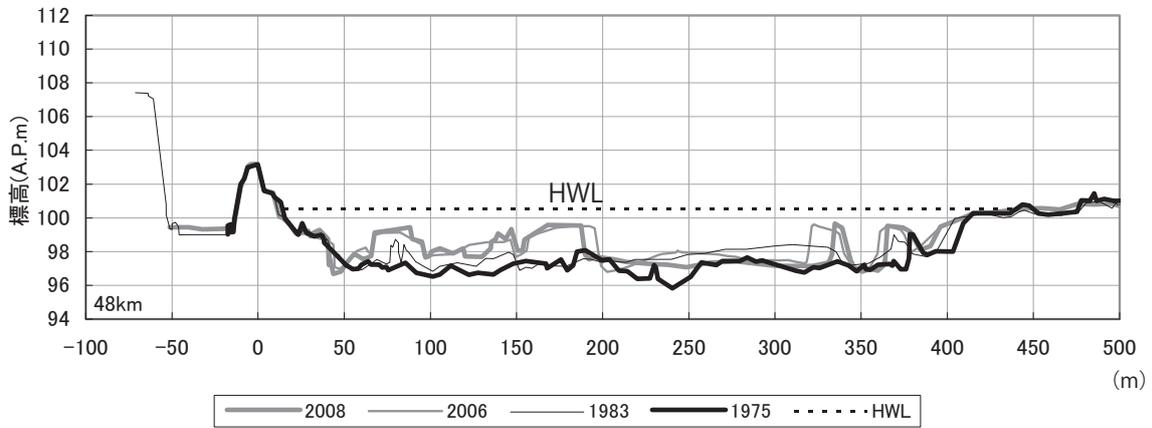


図2.2.5.7 48, 47, 46km地点横断面図(横軸は左岸堤防からの距離)

JR八高線多摩川橋梁(44.9km)付近では、**写真2.2.5.15**のようにシルトおよび砂から構成される茶色の軟岩が露出している。

この橋梁では、橋脚保護のための護床ブロックが設置されているが、**写真2.2.5.16**のように河床低下により護床工が浮き上がり不安定化している。

また、多摩大橋(43.6km)下流では、河床に灰色のシルト岩が露出している。この軟岩は**写真2.2.5.17**のように溝状に侵食されている。



写真2.2.5.15 八高線橋梁(44.9km)下流の状況
(2009年6月)



写真2.2.5.16 八高線橋梁(44.9km)下流側
(2009年6月)



写真2.2.5.17 溝状侵食による縦筋(43.2km付近)
(2009年6月)

図2.2.5.8に45km, 44km, 43kmの横断面図の変化を示す。

この区間の横断形状を見ると、昭和50年代までは高水敷と低水路の比高差があまり無く、流水は低水路内を一様に流下していたものと考えられる。このような河床形状が、約30年程度の時間の経過を経て、滲筋の固定化および顕著な洗掘をきたすようになった。その洗掘度合いを見ると、45.0kmでは、1975年から2008年までの33年間の間に、滲筋の河床が2.5m、44.0kmでは3.93m、43.0kmでは3.86m程度低下している。なお、この区間の摩擦速度は、45.0～43.0kmで $u_*^2=1024\text{cm}^2/\text{s}^2$ である。

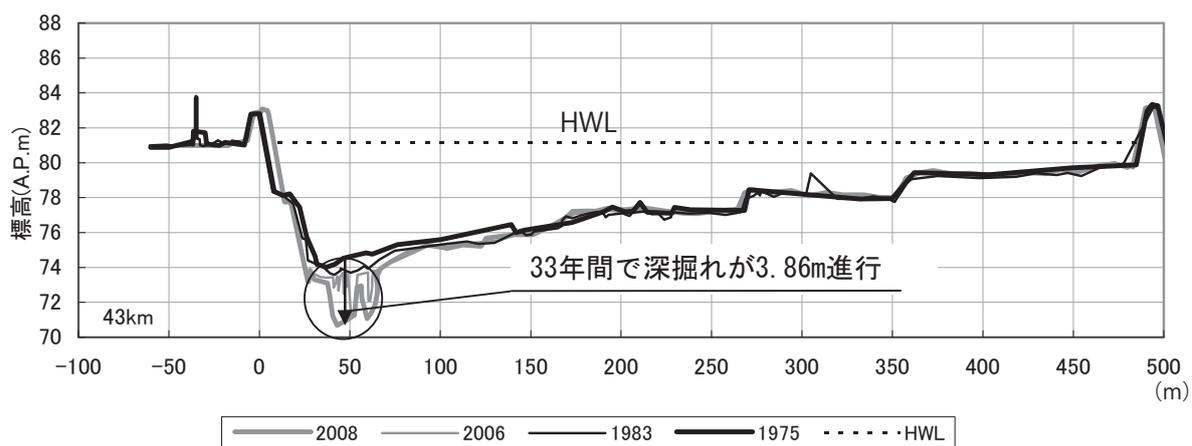
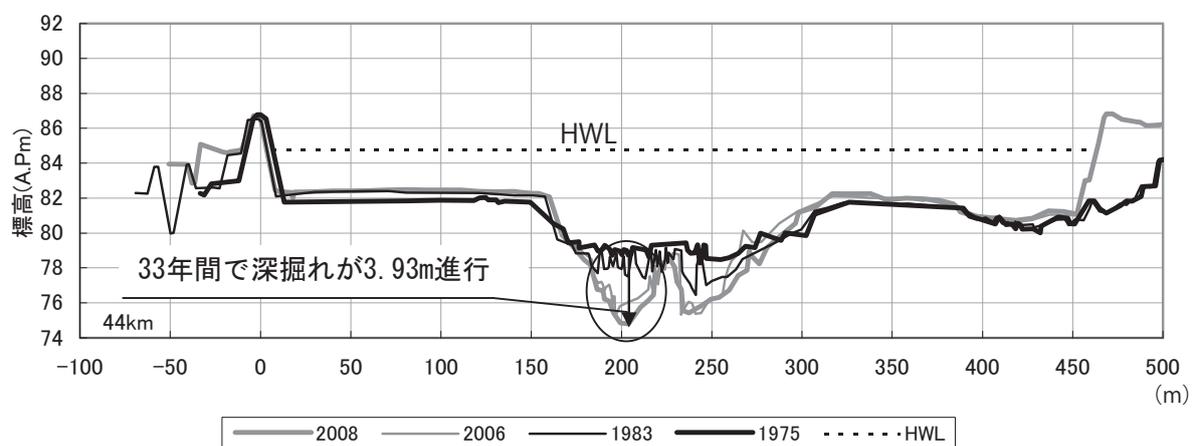
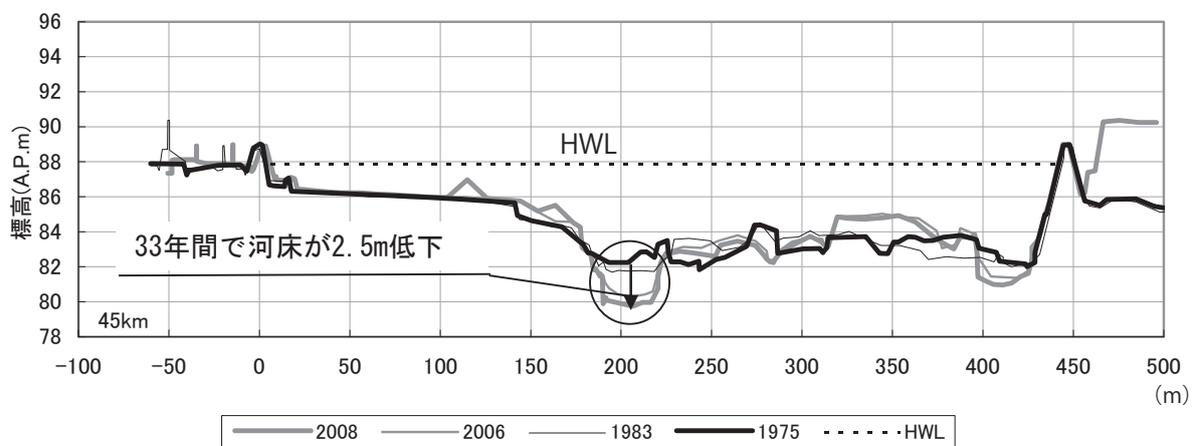


図 2.2.5.8 45, 44, 43km 地点横断面図(横軸は左岸堤防からの距離)

2) 43.0 ～ 37.0km

この区間では、日野橋（40.0km）まで軟岩の露出が見られる。地層は下流に向かって、小宮砂層から三沢泥岩層、連光寺互層へと変化する。

42.6km付近の河床は**写真2.2.5.18**のように一様な茶色～淡褐色の粘性土・軟岩であるが、この付近より砂利が混在するようになる。また、例えば41.0km付近左岸の様な礫の堆積箇所では、**写真2.2.5.19**のように植生の繁茂が見られる。

さらに下流のJR中央線橋梁（41.5km付近）～立日橋（40.5km付近）間の河床に、一部軟岩が露出し、41.0kmの河床では砂利河床上に灰色の砂岩の大礫が見られる。この砂岩は、ハンマーで簡単に砕くことができる。恐らく上流の小宮砂層の砂岩が流下し溜まったものと考えられる。

日野橋（40.0km）では、橋脚保護のための護床ブロックが**写真2.2.5.20**のように河床低下のため一部沈下している。なお、日野橋より下流では粘性土・軟岩の露出箇所はほとんど見られない。



写真2.2.5.18 42.6km付近の河床状況(2009年7月)



写真2.2.5.19 河岸に生育する植生(41.0km付近)
(2009年7月)



写真2.2.5.20 護床ブロックの低下状況(日野橋40.0km)
(2009年7月)

42～40km区間の河道平面形状の変化を**写真2.2.5.22**に、39～37km区間の河道平面形状の変化を**写真2.2.5.23**にそれぞれ示す。また、**図2.2.5.9**に42km、41km、40kmの横断面図の変化を、**図2.2.5.10**に39km、38km、37kmの横断面図の変化をそれぞれ示す。

横断形状の変化を見ると、42～40km区間においては、昭和50年代までの比較的フラットな河床形状から、約30年程度の時間の経過を経て、高水敷と低水路の比高差が増大している。また、低水路はフラットな形状で一様な低下を示しており、低水路内の顕著な深掘れは見られない。

その例として、42.0kmの横断重ね図を図2.2.5.9に示す。42.0kmでは、1975年から2008年までの33年間の間に、低水路平坦面河床が2.1m程度低下している。これは、年平均すると6.36cm/年の低下量となる。また、平均年最大流量時の摩擦速度は、42.0kmでは $u_*^2=549\text{cm}^2/\text{s}^2$ である。

一方、40.0kmでは、1975年から2008年までの33年間の間に、低水路平坦面河床が1.5m程度低下している。これは、年平均すると4.55cm/年の低下量となる。また、平均年最大流量時の摩擦速度は、40.0kmでは $u_*^2=487\text{cm}^2/\text{s}^2$ である。

一方、日野橋より下流では粘性土・軟岩の露出箇所はほとんど見られず、**写真2.2.5.15**に示すように、上流から運ばれてきた礫が河床に堆積し、礫河床となっている。侵食・堆積状況については、一定の傾向が見られていない。

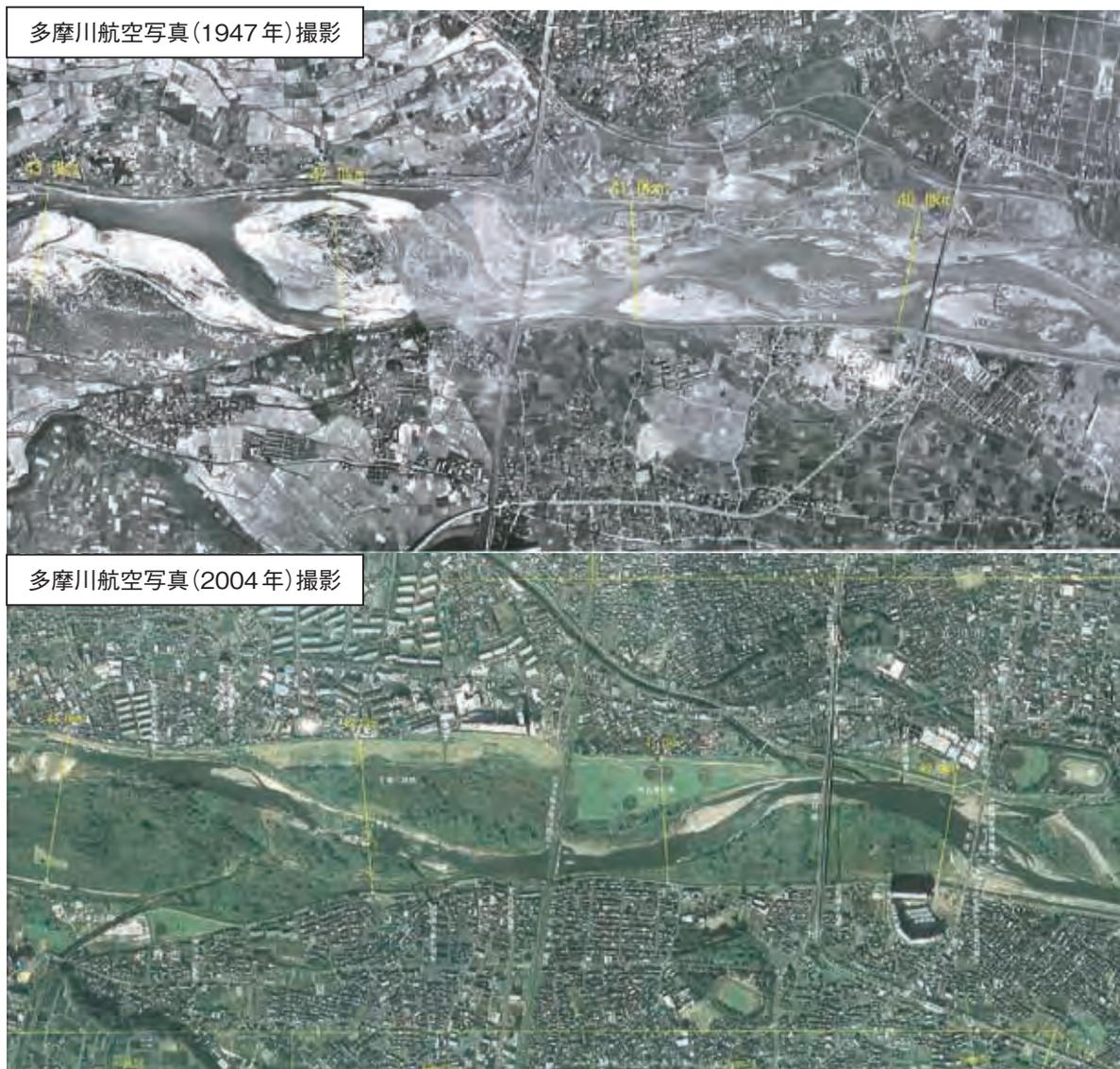


写真2.2.5.22 航空写真(43～40km)による河道平面形の変化

多摩川航空写真(1947年)撮影



多摩川航空写真(2004年)撮影



写真2.2.5.23 航空写真(39～37km)による河道平面形の変化

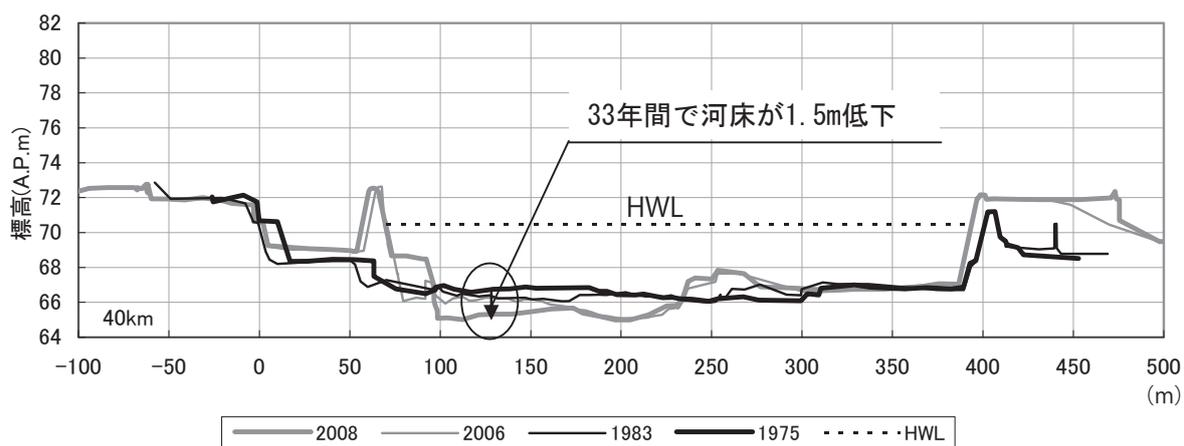
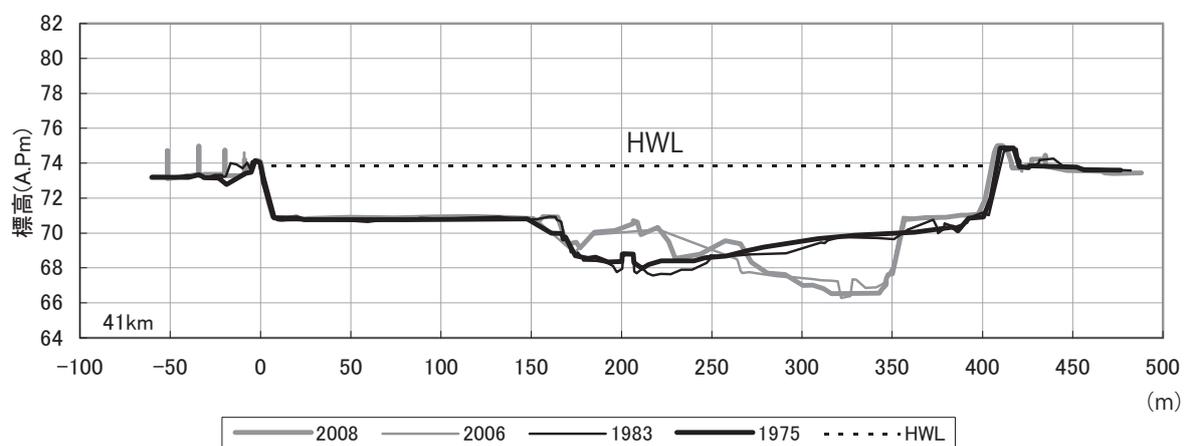
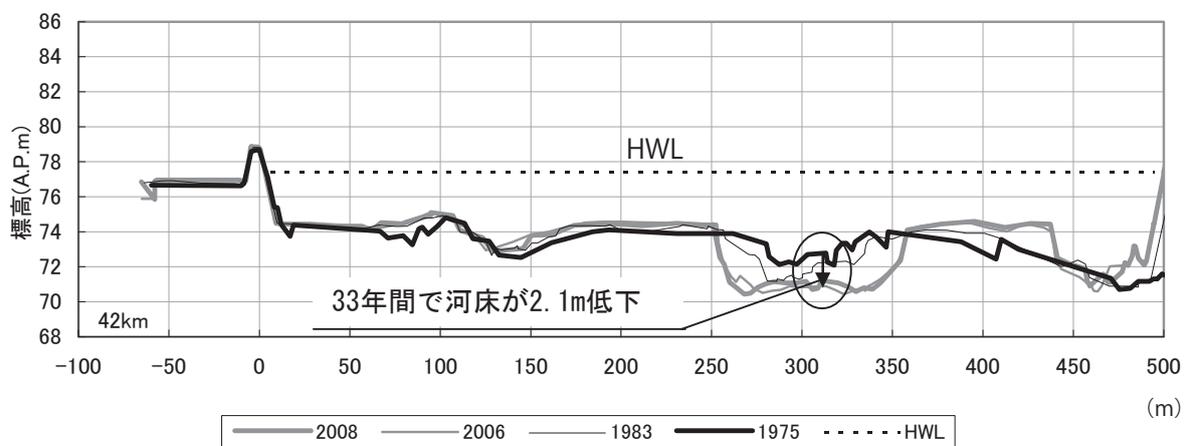


図2.2.5.9 42, 41, 40km地点横断面図(横軸は左岸堤防からの距離)

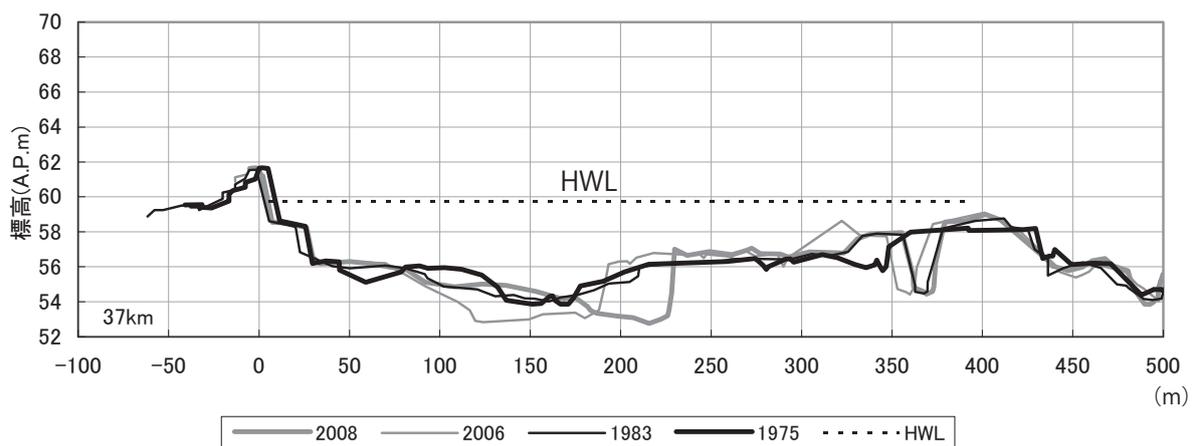
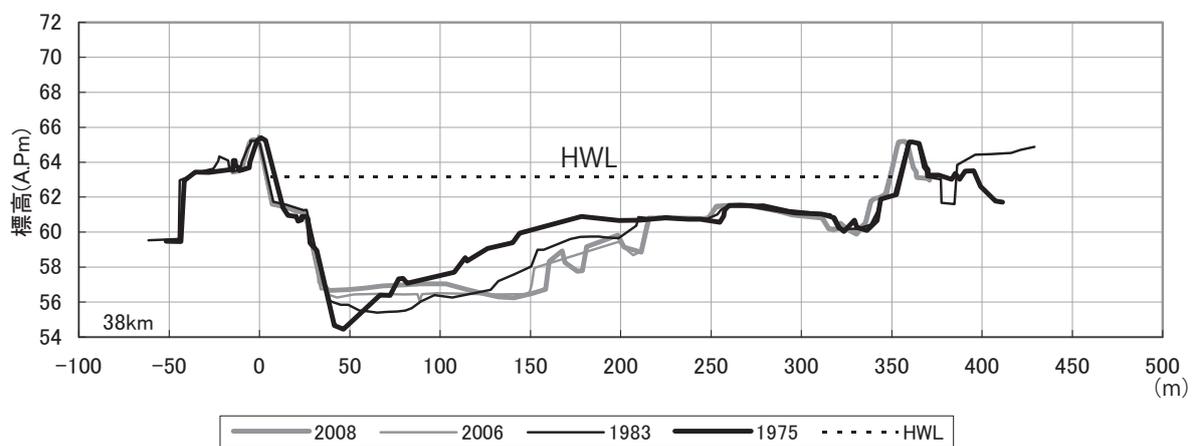
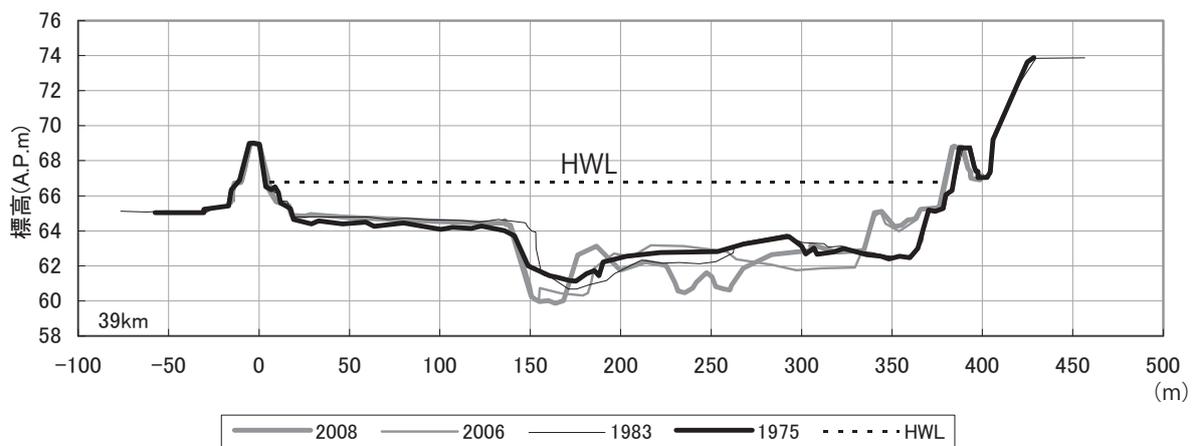


図2.2.5.10 39, 38, 37km地点横断面図(横軸は左岸堤防からの距離)

(3) セグメント1-③の区間=37.0～32.4km

この区間では、全体的に軟岩の露出はほとんど見られず、河床は礫床である。(写真2.2.5.24参照) 本区間の最下流端である大丸用水堰(32.4k)上流では、礫の堆積が著しい。(写真2.2.5.25参照)



写真2.2.5.24 京王線鉄橋(35.0km)下流の河道状況
(2009年7月)



写真2.2.5.25 大丸用水堰(32.4km)の礫堆積状況
(2009年7月)

(4) セグメント2-1-①の区間=32.4～22.4km

当該箇所では、二ヶ領宿河原堰(22.4k)の下流の右岸側約150mを除いた左岸側に砂質泥岩が露出しており、侵食平坦面が形成されている。1999年に固定堰から可動堰に改築されるまでの二ヶ領宿河原堰は、堰の敷高と床止めの位置程度の高さに砂質泥岩が存在していた。

この軟岩の存在により、1974年の出水においては、堰の左岸側堤防が侵食された。砂質泥岩の存在により縦方向への侵食が進まず、横方向に礫層を削り拡がったものである。



写真2.2.5.26 1974年出水における決壊直後の状況

堰下流側の中州に堆積している破碎状の泥岩は、**写真2.2.5.27**のように上流側で洗掘による河岸侵食の進行に伴う崩壊で流送されてきた岩塊が、乾湿の繰返し作用により細片化したものである。

また、堰下流左岸側の砂質泥岩が**写真2.2.5.28**のように縦断方向に侵食した跡が見られるが、その侵食跡は上流部の軟岩（例えば写真2.2.5.16のJR八高線多摩川橋梁付近）に比べて溝が浅く、ポットホール等も見られない。



写真2.2.5.27 二ヶ領宿河原堰(22.4km)下流の中州 (2009年7月)



写真2.2.5.28 二ヶ領宿河原堰(22.4km)下流の状況 (2009年7月)

2.2.6 侵食特性から見た軟岩の耐侵食力の評価

粘性土・軟岩が露出している地点での平均年最大流量時の概略の u_*^2 の値、推定 V_{max} 、下刻速度を整理する。推定 V_{max} は、平均年最大流量時の摩擦速度 u_* に推定流速係数 ϕ を乗じ、さらに1.5倍したものである(1/100年確率洪水相当時の流速)。

大洪水時(6000 m^3/s 相当)に河床に働く掃流力を平均年最大流量時の2倍程度として評価し、大洪水に対する河道の応答および小洪水による河道変化より、粘性土・軟岩の耐侵食特性は以下のように総括される。

- ・前期更新統の泥・砂・礫岩(上総層群)は、 $u_* = 25 \sim 27 \text{cm/s}$ では中侵食層

表 2.2.6.1 粘性土・軟岩露出地点の摩擦速度, 推定

地点	U_*^2 (cm^2/s^2)	V_{max} (m/s)	下刻速度 ($\text{cm}/\text{年}$)
53.2km	660	2.7	7
51.0km	660	2.4	7
47.0km	610	3.0	3
45.0km	610	3.8	8
44.0km	610	2.9	12
43.0km	610	2.9	12
42.0km	610	2.5	6

メモ 二ヶ領宿河原堰周辺の軟岩の状況

二ヶ領宿河原堰は多摩川22.3km付近に位置している。当該地域は多摩川低地であり、左岸側に武蔵野台地、右岸側に多摩丘陵をひかえ、南東方向に流下している。現河道は左岸側に寄っており、右岸側の平地部には旧河道が多数存在していることがわかる。多摩川低地の地形は「砂礫層の堆積域にあたり、砂礫層は数mから20m程度堆積しているとされている。



図2.2.5.11 東京都西南部地域の地形面区分図
(二ヶ領宿河原堰改築設計業務 1995, 3(株)東京設計コンサルタント)



図2.2.5.12 宿河原堰周辺の治水地形分類図(国土地理院, 関東地方建設局, 1977)

当該地域の基盤を構成する地層は、更新世前期に主として浅海で堆積した半固結の堆積岩である上総層である。上総層が多摩川によって開析され、更新世中期～後期にかけて相模層群が、また、完新世には沖積層が谷を埋めたものである。

基盤層の上総層は泥岩に貝化石や炭化物が含まれることから、飯室層と推定される。

飯室層を開析した谷の底部に堆積する相模層群は、第四紀中・後期更新世の海進(海水準の相対的な上昇による海域の拡大)のうち、5回の海進に伴って堆積したもので、大砕物質が多く

混じる砂礫層で構成されている。相模層の上位に分布する沖積層は、主に、砂礫層によって構成され、緩く堆積したものと考えられる。

ボーリング調査結果を基に図2.2.5.13に示した測線で作成した地質縦横断図を図2.2.5.14に示す。右岸側は左岸側と比べて土丹層の出現標高が15m近く低くなっている。また、既往のボーリング調査に基づき軟岩の出現深度を等高線で示した図を図2.2.5.15に示す。これより、旧河道は現在の右岸側の台地に規定されて流れていたことがわかる。これらの地形地質調査結果から、登戸駅周辺は旧河道が多く、多摩川は現河道より右岸側を流れていたことによると推察される。砂質泥岩の出現深度の急変部は旧河道により形成された埋没段丘である。



図2.2.5.13 縦横断測線位置
(平成19年度二ヶ領宿河原堰周辺調査検討業務, パシフィックコンサルタンツ(株), 2008, 3)

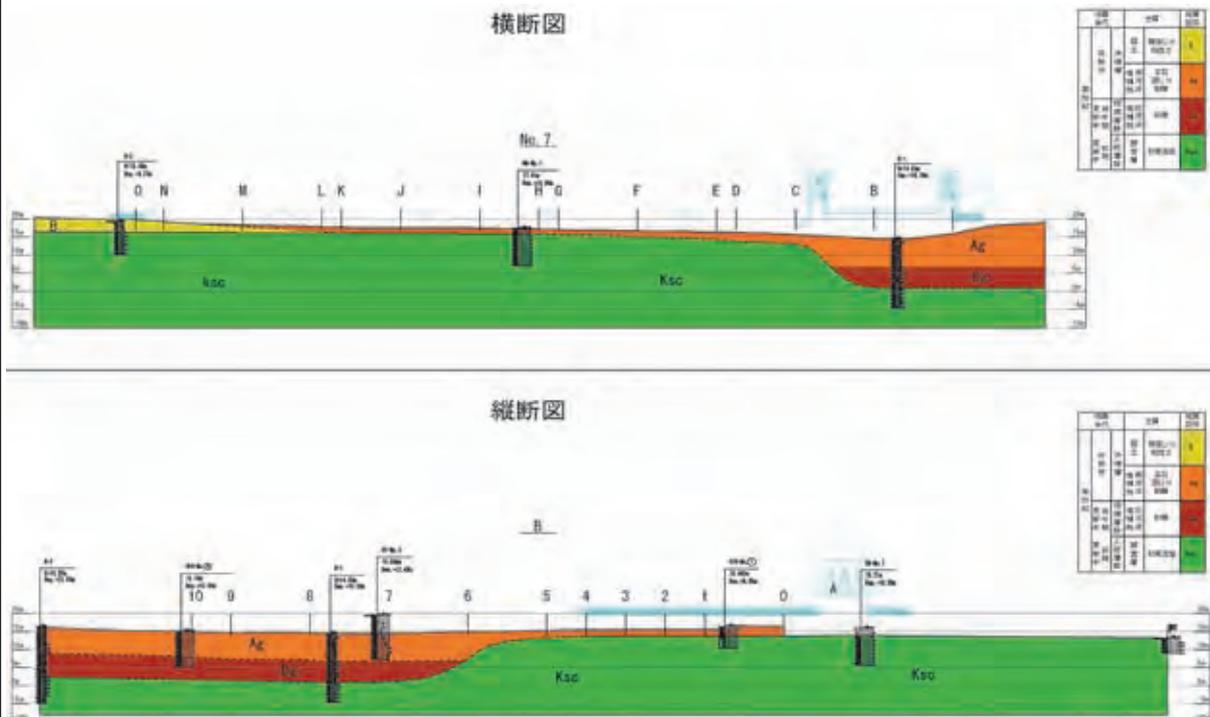


図2.2.5.14 地質縦断図
(平成19年度二ヶ領宿河原堰周辺調査検討業務, パシフィックコンサルタンツ(株), 2008, 3)

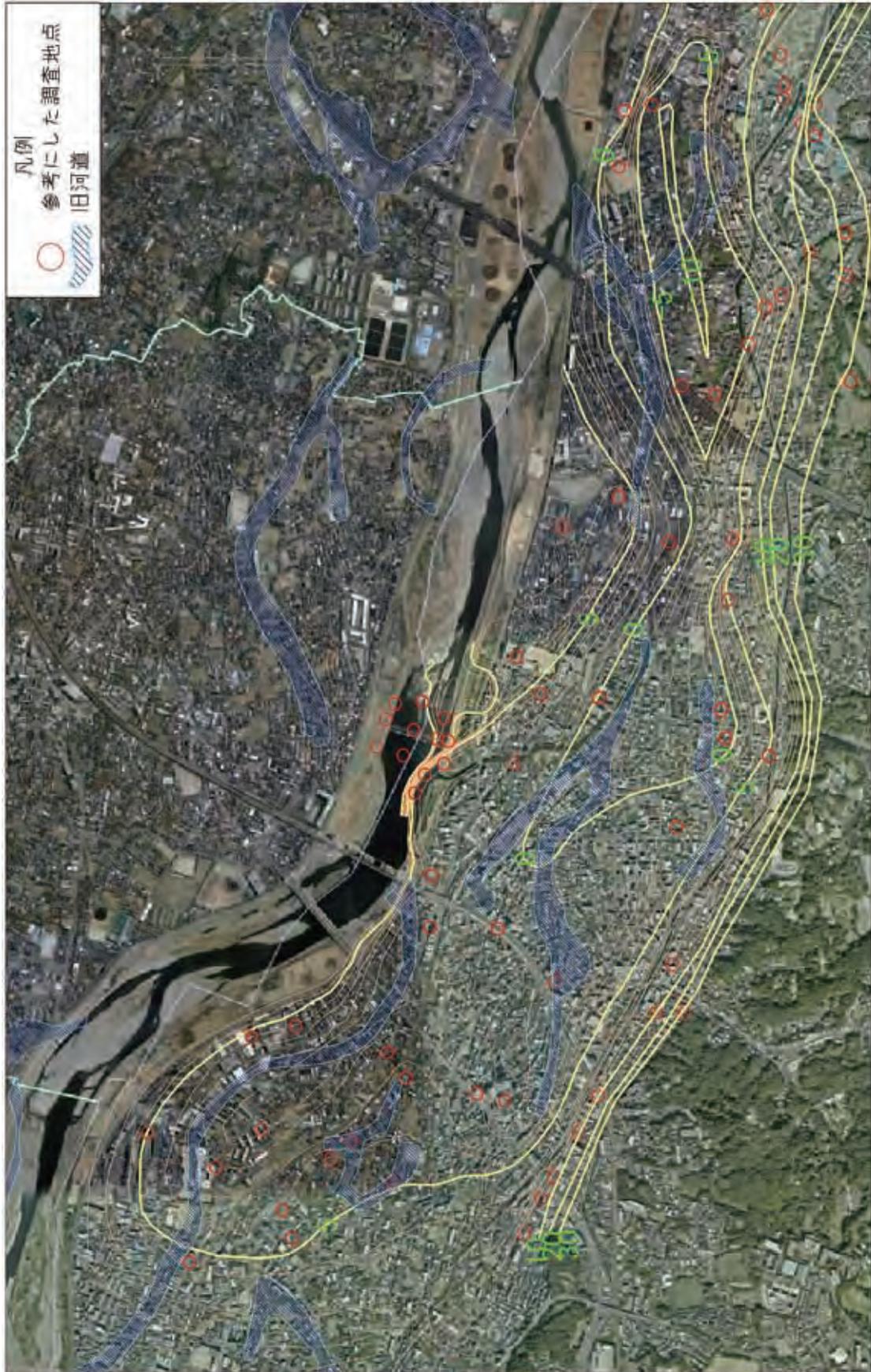


図2.2.5.15 軟岩の出現深度等高線図
 (平成19年度二ヶ領宿河原堰周辺調査検討業務, パシフィックコンサルタンツ(株), 2008, 3)

機械ボーリングをしたサンプルの分析結果に基づく当該地の地層構成を表2.2.5.1に示す。砂礫層を現河床礫と旧河床礫（相模層群）とで区別した。

表2.2.5.1 地質序列表

地質年代	土質		土質記号	特徴	
第四紀	完新世	沖積層 盛土	礫混じり粘性土	B	暗灰色を呈するφ5～φ100mm程度の礫を主体とし、φ100～φ300mm程度の玉石を混入する。崩壊性が高く、全体的に締りが悪い。左岸側に3m程度の層厚で分布している。
		堆積河床 堆積河床	玉石混じり砂礫	Ag	暗灰色を呈する。締りが悪く、崩壊性が非常に高い。礫は円礫～亜円礫でφ5～100mm程度を主体とする。φ100～φ200mm程度の玉石を混入する。右岸側に8.0m程度の層厚で分布している。
	後新世 相模層群	堆積河床 堆積河床	砂礫	Dg	黄褐色～暗褐色を呈し、比較的締りは良好だが、崩壊性が高い。礫は亜円礫～亜角礫で礫はφ5～70mm程度を主体とする。最大礫径はφ100mm程度。マトリックスは中砂～粗砂。右岸側に5～7m程度の層厚で分布している。
	前期 上総層群	飯室層 飯室層	砂質泥岩	Kcs	短柱～棒状のコアで採取される比較的均一な砂質泥岩で、所々に炭化物、変質した貝殻片を混入する。暗灰色を呈し、カッターで割れる程度。亀裂は非常に少ない。N値は50以上を示すが、貫入量は10～22cmと比較的大きい。左岸側にはAP+15m程度、左岸側ではAP+2m程度に分布する。

地盤の相対的な硬さ、あるいは締まり具合の程度を把握するために実施した標準貫入試験により得られるN値について標高別に整理したものを図2.2.5.16に示す。この結果より、砂質泥岩とその上部の砂礫層ではN値が大きく異なっていることがわかる。また、前節に示すように、宿河原堰周辺の河道の地表下では砂質泥岩の埋没段丘が確認されたが、このように埋没段丘が存在する地点では、埋没段丘を挟んで土質の強度が大きく変化することとなる。したがって、埋没段丘の上部に構造物を建設する際には、埋没段丘の出現位置を確認し、土質の強度の変化点を十分把握しておく必要がある。

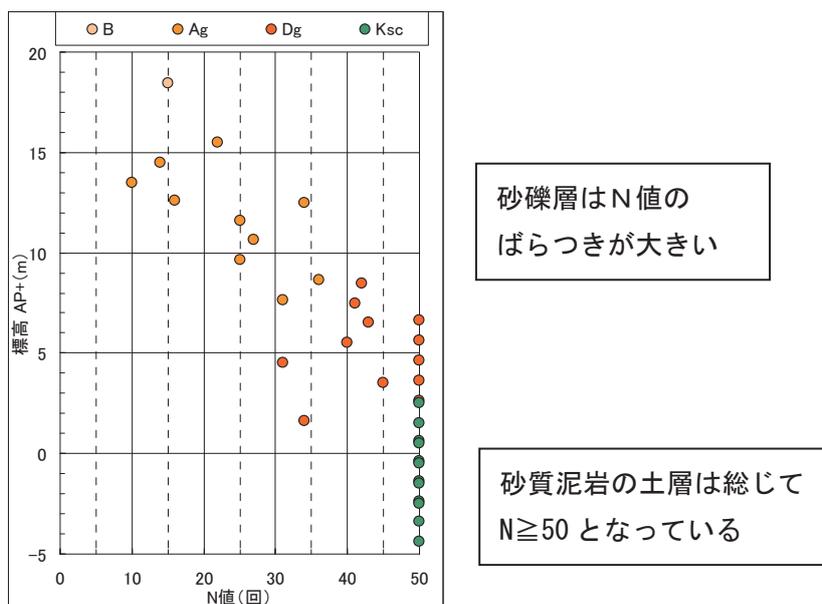


図2.2.5.16 標高(AP+)で整理したN値分布図

2.3 荒川に見る粘性土・軟岩露出と河道変化

荒川の河道特性と粘性土・軟岩河道部の河道変化形態を記述する(山本他, 1983).

2.3.1 荒川の概要と流路変遷

(1) 荒川の概要

荒川は、その源を秩父山地の甲武信岳(標高2483m)に発し、中津川、赤平川などの支川を合わせ、秩父盆地を北流し、長瀨を経て、さらに熊谷市の西部で平野に出て東南に流向を変え、武蔵野台地、大宮台地に挟まれた低地帯を通して都内に入り、東京都北区志茂町で隅田川を分流したのち、東京湾に注いでいる。支派川は、入間川、新河岸川、隅田川など120余りに達し、その80%以上は右岸側から合流している。流域は埼玉県、東京都にまたがり、流域面積2940km²、流路延長168.9km、流域内人口は約920万人(2001年)である。

荒川の全流域のうち、山地面積と平野面積はそれぞれ1432km²、1470km²で平野部がやや大きい。灌漑面積は約200km²、想定最大氾濫区域は約600km²に達している。

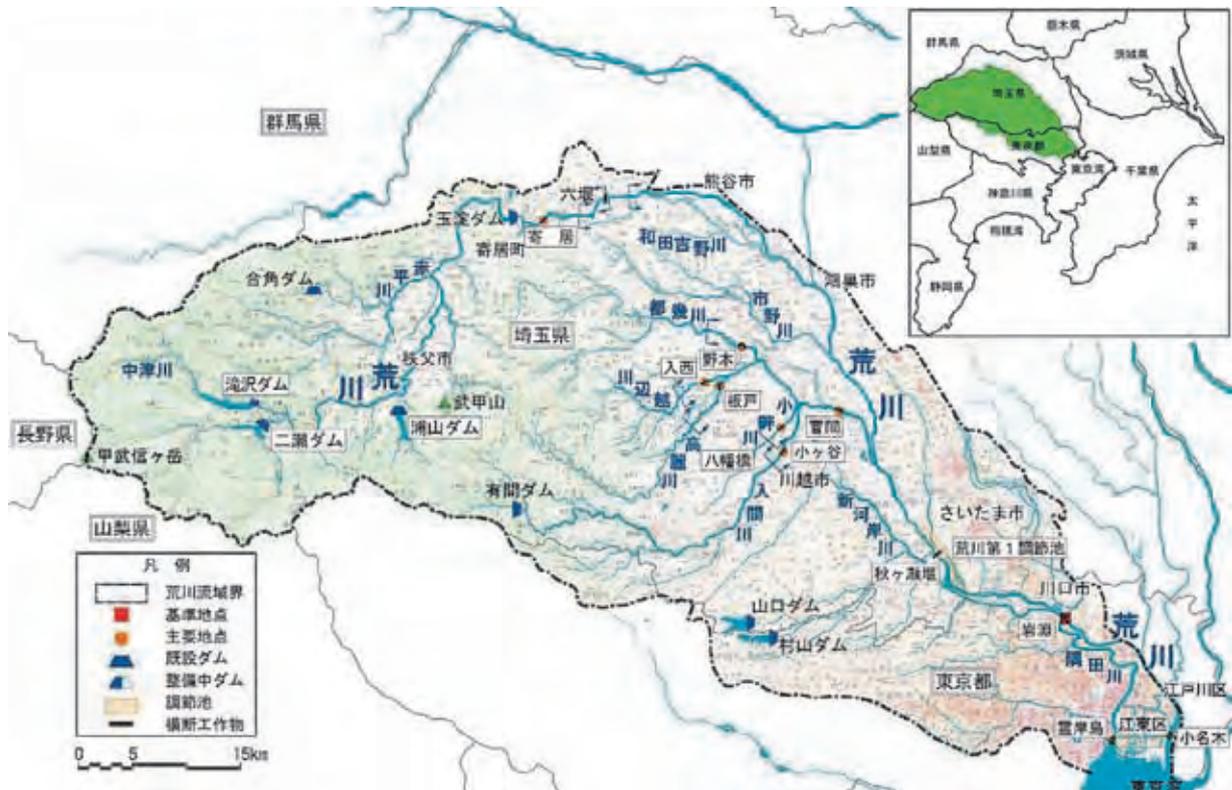


図2.3.1.1 荒川流域図

(社会資本整備審議会河川分科会河川整備基本方針検討小委員会資料, 2007, 1)

(2) 流域の流路変遷

荒川の粘性土・軟岩露出現象を理解するためには、荒川の流路がどのように変遷したかを知る必要がある。以下これについて簡単に触れる。

図2.3.1.2に扇状地部の等高線を示す。

荒川扇状地は、右岸側が静簡院台地、左岸側が櫛挽原台地の洪積扇状地の間に発達する。河口より84kmを扇頂とする幅5kmほどの扇形の形状となっている。荒川は熊谷付近において過去その流路を変えており、堤防の決壊もこの付近が最も多い。吹上付近(74km)より下流が自然堤防地帯である。

荒川の自然堤防帯の河道特性を理解するためには、荒川の流路変遷についての知見が必要である。以下に簡単に触れる。

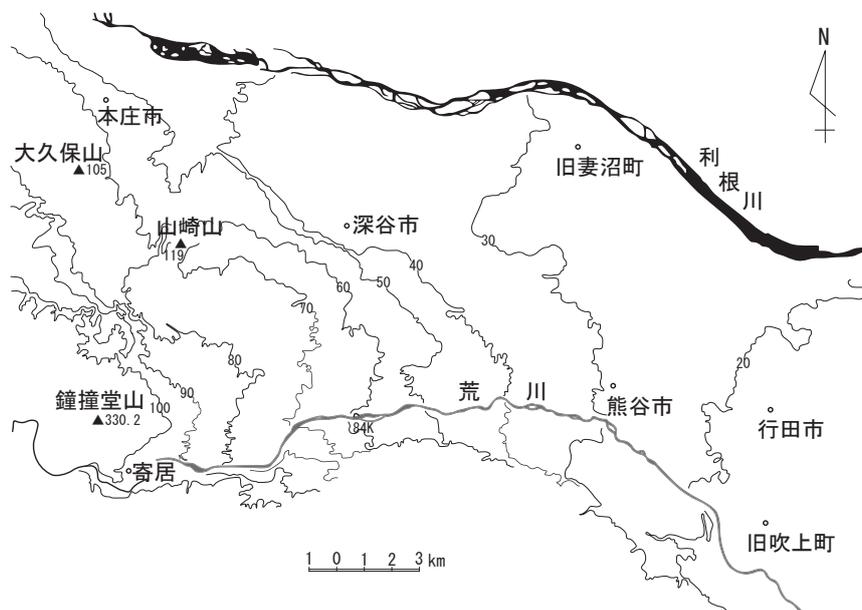


図2.3.1.2 荒川扇状地

奈良時代以前の荒川の流路位置は、地表面および地下に埋没された旧河道の痕跡を通してしか明らかにされていない。菊池(1981)、平井(1983)は後期更新世以後の荒川の流路変遷史について述べている。それらを基に最終氷河期以後の荒川の河道変遷を述べれば次のようになる。

- ・ 20000～18000年前：この時期は最終氷河期に当たり、海水面は現在より100mほど低く、利根川は荒川と合流し現荒川低地を深く刻みながら流下していた。
- ・ 12000～6000年前：約12000年前の小再海退期以後、海水面は河川による堆積作用をはるかに上回る急速度で上昇し、深く刻まれた谷は溺れ谷となり、水面下に沈んだ。
- ・ 6000～4000年前：約6000年前には海拔5mの高度まで海面が上昇し、現入間川合流点付近まで海岸線が前進した。この時の荒川は利根川と合流し、荒川低地を流下し堆積作用を行っていた。その後の海水面低下を伴う数1000年に亘る堆積作用の痕跡が荒川低地に巨大な自然堤防跡を残した縄文時代の荒川南河道である(⇒注5)。

- ・4000～3000年前：一方，比較的堆積作用の進まなかった加須低地は，関東造盆地運動といわれる造盆地運動が継続される中で相対的に低くなって行き，土砂の堆積で次第に高まる利根川，荒川の河床と相まって，加須低地への流入が始まった。
- ・以後，久下瀬替（1629年（寛永6））の人工的河道位置の変更までは荒川低地は荒川の本流となることはなかったと推定される。

歴史時代における荒川の流路は大出水によって変わったが，現荒川と利根川との低い洪積台地の谷地部を流れ，16世紀には今の元荒川が荒川的主流であった。図2.3.1.3に16世紀末以降の流路の変遷を示す。

江戸時代に入って，1629年（寛永6）荒川の付替工事が行われた。これは，熊谷市久下の地先において，元荒川を当時入間川の支川であった和田吉野川の流路に落としたものである。この荒川付替の目的は，久下付近で乱流していた流路を整理し，あわせて江戸城下の治水，中山道の交通確保そして舟運の発展を促すためといわれている。

付替により入間川，市野川，和田吉野川の本川合流付近は，本川からの逆流のためたびたび氾濫が起きるので，1681年（延宝8）に入間川，1728年（享保8）に市野川，さらに1834年（天保4）に和田吉野川の付替工事が行われた。上流の流域では，川島領惣囲堤（比企郡川島町），吉見領の荒川大井堤（比企郡吉見町）などの各所に大囲堤（山地・堤防で領地を囲む一種の輪中堤）が築造され洪水に備えた。現在の荒川の堤防はこの時代に築造された堤防を基にしている所が多い。これ以後，荒川低地は荒川本流の流下場所となった。

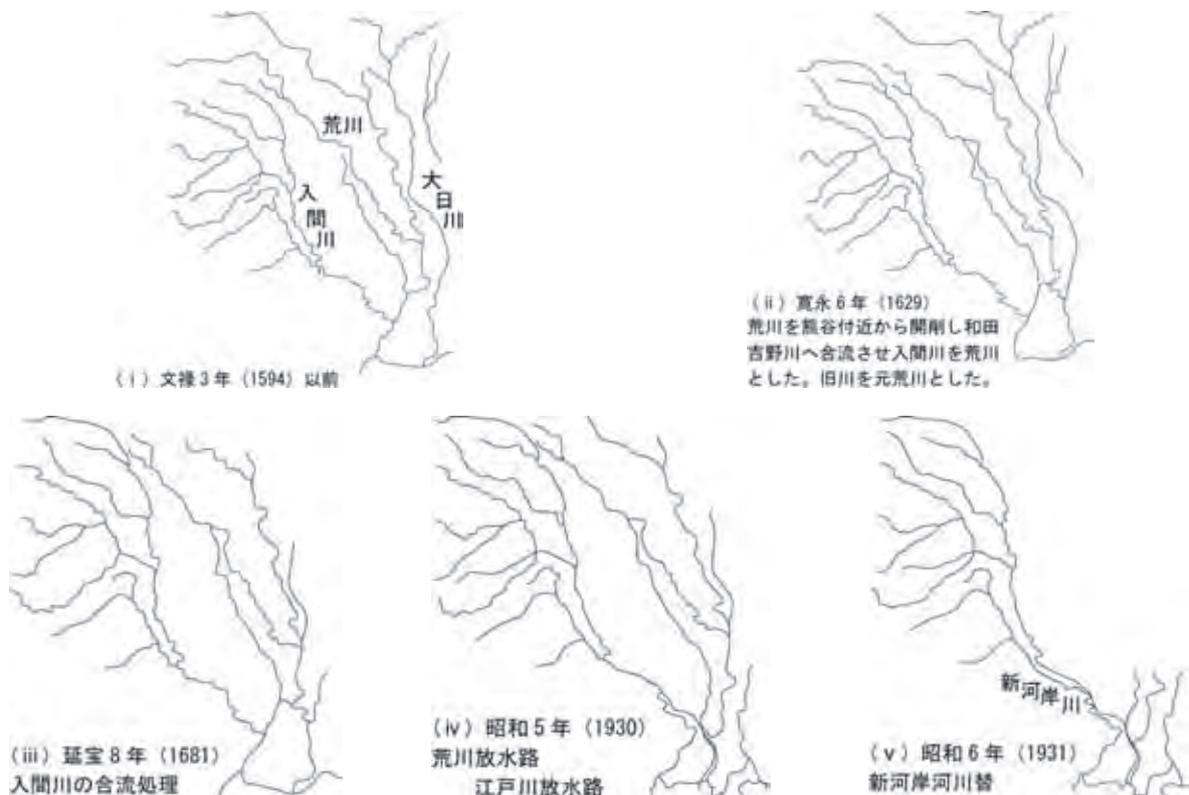


図2.3.1.3 歴史時代以降の荒川の流路変遷

明治時代に入ると荒川の近代的改修が始まり、大正時代から昭和にかけて、堤防、横堤の築造、ショートカットがなされ、現在の荒川となった。ショートカットされた区間は、**図2.3.1.4**の人工掘削河道区間、**図2.3.1.5**の水路位置変化図に示すように荒川中流部の大部分に及び、現在の荒川の流路は人工河道といっても過言ではない。

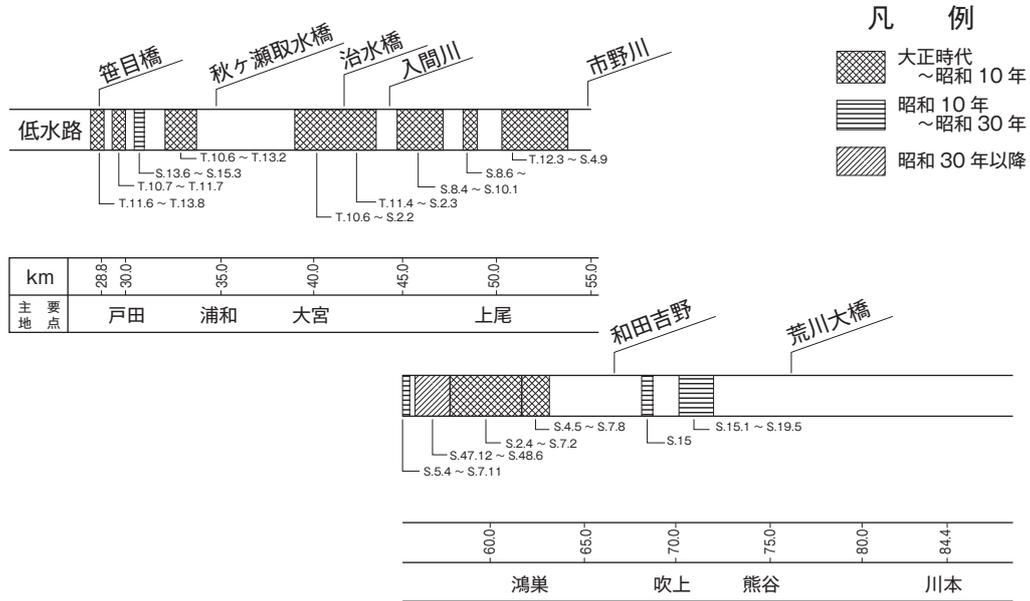


図2.3.1.4 河道掘削区間と掘削期間



図2.3.1.5 水路位置の変化図

(3) 年最大流量

1954～1979年間の平均年最大流量は $1156\text{m}^3/\text{s}$ である。なお、データが入手できる至近年(2001年)までの平均年最大流量は $1630\text{m}^3/\text{s}$ であり、至近年の10カ年平均の年最大流量は $2000\text{m}^3/\text{s}$ を超えている。

1954～1979年の資料を用いて評価した寄居地点の年最大流量の確率流量を推定すると、3年確率で $1150\text{m}^3/\text{s}$ 、10年確率で $3300\text{m}^3/\text{s}$ 、20年確率で $5000\text{m}^3/\text{s}$ の流量となる。平均年最大流量程度の流量は3年確率くらいで生起する。

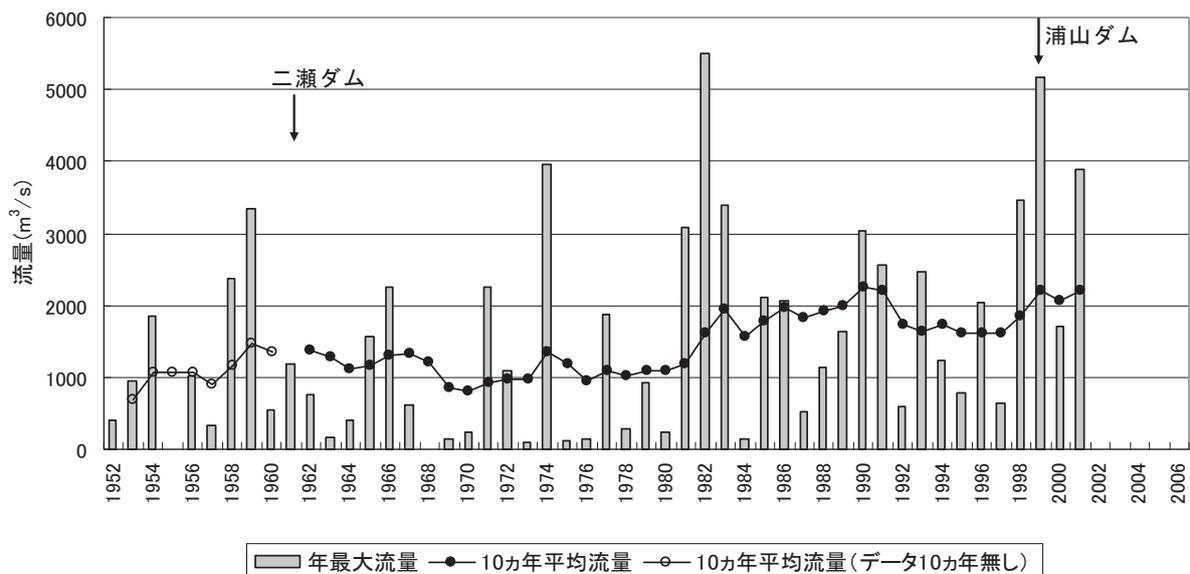


図2.3.1.6 年最大流量の経年変化(寄居)

2.3.2 荒川の河道特性量とセグメント区分

荒川中流部の河道の特徴と河道特性量（低水路満杯流量あるいは平均年最大流量時の低水路の各種水理特性量）を通してながめてみる。

荒川中流部の河道特性量は，河口より76km地点下流は低水路満杯流量時の，それより上流は平均年最大流量約1200m³/s時の水理量で評価した。76kmより下流の径深Rは，低水路河岸肩以下の河積Aを低水路両岸肩幅Bで除することによって評価した。

図2.3.2.1に低水路の径深R，深掘れ高（平均河床高と最深河床高の差ΔZ）平均河床高Z_mの縦断方向変化（⇒注6），図2.3.2.2に河幅B，河幅径深比B/R，図2.3.2.3に摩擦速度の2乗u*²=gRI，および無次元掃流力τ*_A=u*²/sgd_Aの縦断方向変化，図2.3.2.4にR/d_A，d_A，d_Bの縦断方向変化図を示した。ここでIは勾配，d_Aは河床材料の主モード材料の平均粒径であり，d_Bは河床材料のB集団の平均粒径である。なおd_Aは河床材料の平均粒径とほぼ等しい。

図2.3.2.5は，低水路から約50m以内の高水敷のボーリング柱状図より縦断方向に土層柱状図をその標高に対応する位置に描いたものである。同図には，1970年の荒川低水路の最深河床高および右岸堤防近くの堤内地の標高および右岸側の堤外の堤防に近い所の標高も示した。これを見ると堆積構造が複雑で，その堆積過程を推測するのは容易ではないが，1981年および1982年に行った低水路河岸の露頭観察，堆積物調査（山本ほか，1981），河道変遷史に関する情報より，その堆積構造とその特性について記してみる。

以上の資料および河岸物質，現地踏査などの結果より，荒川中流部（88.8～28.8km）の河道は次の6つのセグメントに区分し得る。

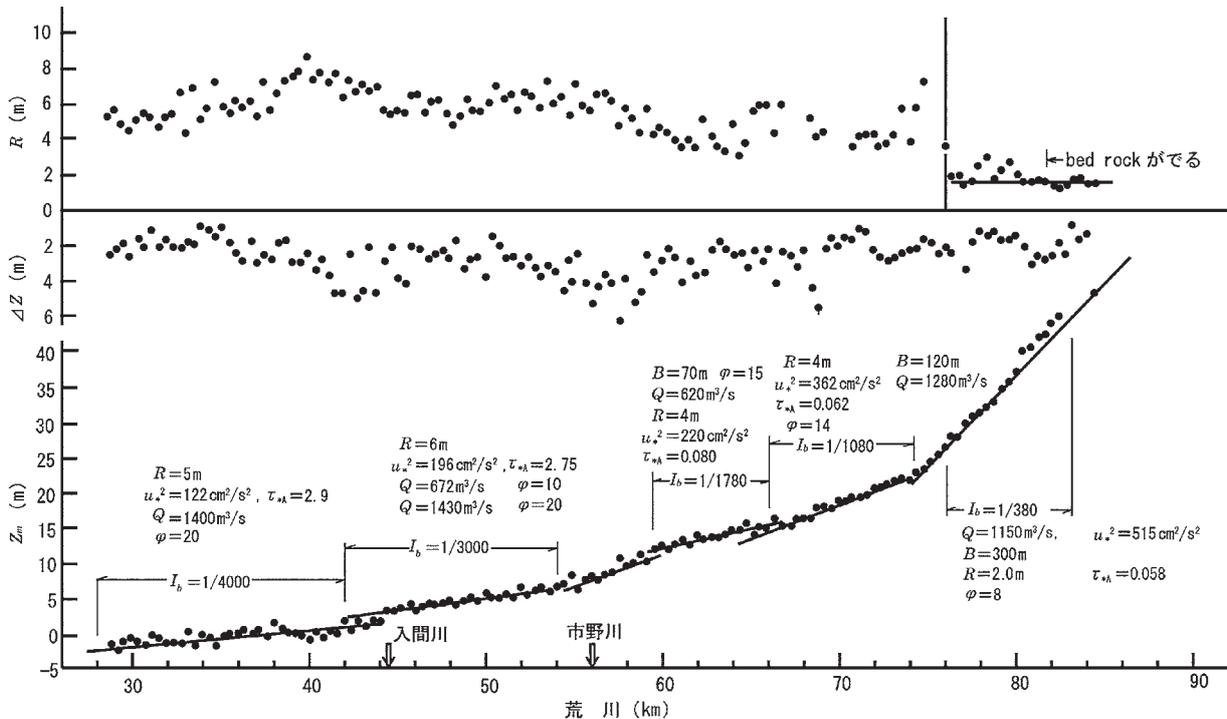


図2.3.2.1 径深R, ΔZ, 平均河床高Z_mの縦断方向の変化

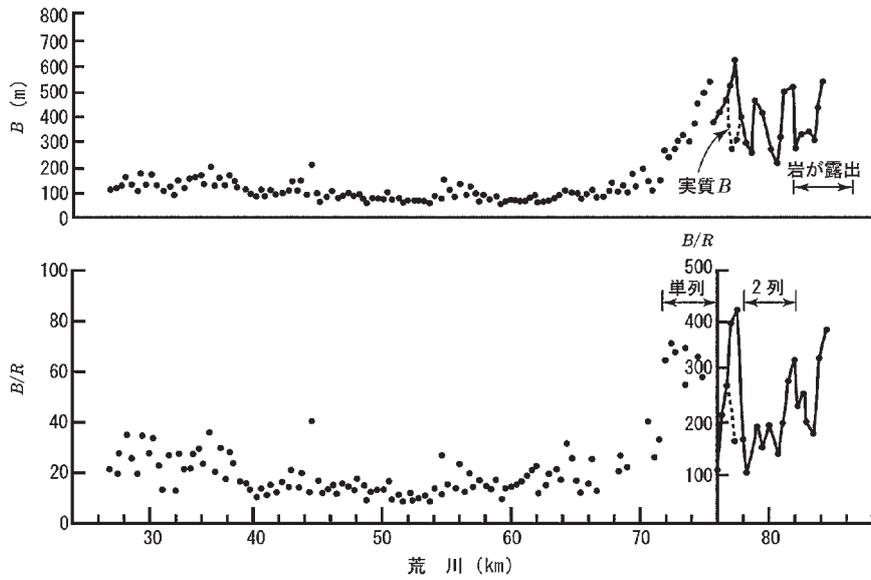


図2.3.2.2 河幅B, 河幅径深比B/Rの縦断方向の変化

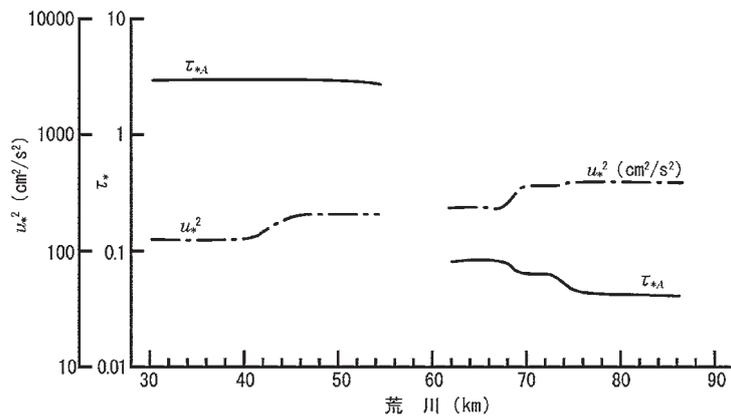


図2.3.2.3 摩擦速度の2乗 u_*^2 , 無次元掃流力 τ_{*A} の縦断方向の変化

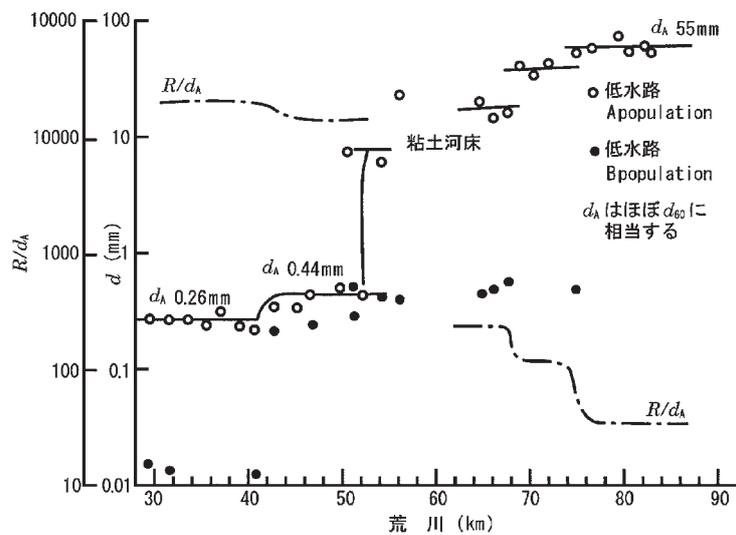


図2.3.2.4 R/d_A , d_A , d_B の縦断方向変化

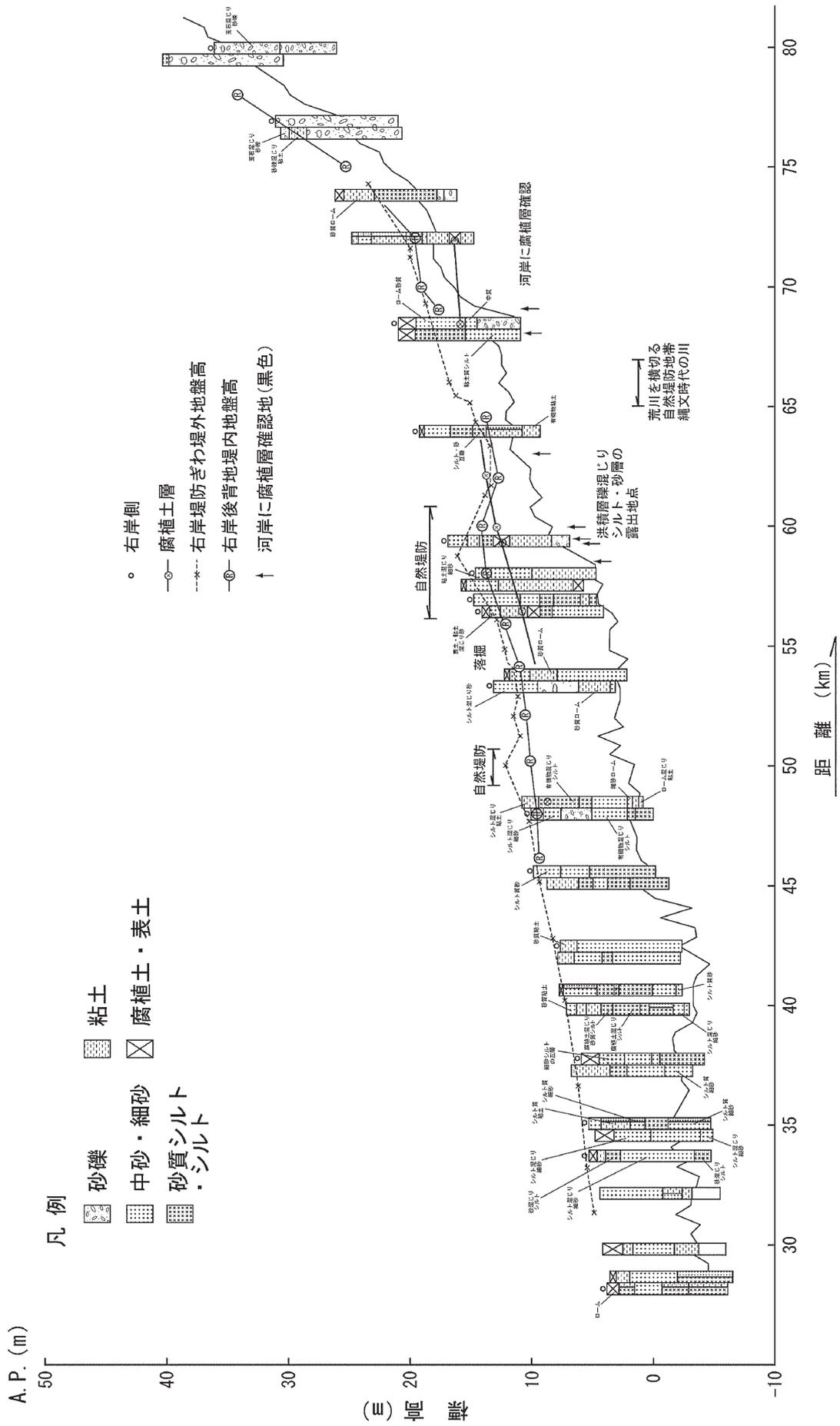


図2.3.2.5 荒川中流部表層土質柱状図

(1) セグメント1=84～75km

いわゆる扇状地河川に相当するセグメントで、河床勾配は約1/380である。84kmより上流は、旧扇状地面を下刻化し段丘地形となっている。現成扇状地は84km地点を扇頂としていると考えられる。本セグメントへの上流からの砂利分の供給は減少の方向にあると判断される。83kmより下流の低水路に存在する砂州の列数は2～4列であり、83kmより上流では第三紀の礫・砂・泥岩が河床に露出し、深掘れの生じるのを防いでいる。

(2) セグメント2-1-①=75～67km

このセグメントは河道特性量から見ると、通常の河川では自然堤防帯の河川の特徴を持ち、蛇行の自然短絡などが起こりやすい区間であるが、荒川の場合、横方面に活発に動いた形跡が見られない。河床材料は平均3～4cm程度の中礫と砂からなっている。

(3) セグメント2-1-②=67～59km

この区間の大部分は、大正・昭和期の河川改修によって、人工的に掘削された河道部分であり、河岸物質の下層は後背湿地堆積物である粘性土からなる。人工河川区間ではない68～65km区間は、河川沿いに自然堤防が発達しているが、掘削河床区間ではまだ発達していない。なお本区間の下流部は埋没洪積段丘上を流れている。

(4) セグメント2-1-③=59～54km

この区間は、勾配が上流のセグメントに比し急である。掘削部の河床材料は掘削部の元材料が露出し粘性質である。

(5) セグメント2-2=54～44km

この区間は、荒川の有力な支川である入間川と市川の合流点間の区間であり、河床材料は、上流には小砂利があるが、主に0.4～0.5mmの中砂からなる。

(6) セグメント3=42～28km

このセグメントは勾配が緩く、また川幅もセグメント2-2の1.5～2倍程となる。低水路満杯時の摩擦速度の2乗 u_*^2 は上流のセグメントで $190\text{cm}^2/\text{s}^2$ 程度、このセグメントで $120\text{cm}^2/\text{s}^2$ 程度に減少している。この掃流力の減少に応じて河床材料も0.44mmから0.26mmの砂に変化している。

2.3.3 荒川の粘性土・軟岩露出とその原因

(1) セグメント1の区間(84～75km)

本セグメントのうち82km地点より上流は、**写真2.3.3.1**に示すように河床に上部中新統(およそ1000万年前)の楊井層の礫岩・砂岩・シルト岩の互層が露出し、河岸物質は下層が岩からなり、その上部には右岸側は更新統扇状地堆積物、左岸側は完新統の扇状地堆積物が乗り、その表層にシルト含みの細砂が堆積している。

写真2.3.3.1に見える横断構造物は上流の旧六堰頭首工(1939年完成)で取水した用水を左岸から右岸に渡す江南(明戸)サイフォンである。六堰頭首工は老朽化のため改築され2004年度に完成した。江南サイフォンは機能が失われ撤去されるものであったが、扇状地における60年代から70年代における河床掘削およびダム等により上流からの供給土砂量の減少により、天端が露出し、またサイフォン下流の河床に露岩が現われ、さらに露岩が侵食され、サイフォンの維持に苦しむようになっていた。床止め工機能を持っていたサイフォンを撤去すると、侵食が上流に波及し上流護岸の破壊の恐れがあること、水面が低下し白鳥の飛来地となっていたサイフォン上流の水面域の減少が予測されるなどより、床止めが設置(2009年)された。82km地点上流の新第三系上部中新統の岩質を**表2.3.3.1**に示す。江南サイフォンに設置箇所の地層は楊井層(走行、傾斜はN50° W,22° E)であり、圧縮強度の小さい侵食抵抗の弱い層である。

図2.3.3.1に江南(明戸)サイフォン付近の平面図、**写真2.3.3.2**に砂州形態および露岩の露出状況の変化を、**図2.3.3.2**の2000年のサイフォン前後の83.2kmおよび82.8kmの横断形状を示す。昭和20年代(1945～1945年)は、サイフォン設置箇所では右岸の段丘位置まで砂利州であり、河道中央に小さい中州が存在したが、昭和30年代には中洲が成長し、昭和40年代には中洲の右岸側は植生のある高水敷状の地形となり、低水路には砂利州が消え軟岩の走行方向に走る凸凹が見える(荒川上流工事事務所他、2001)。



写真2.3.3.1 荒川83km明戸サイフォン付近の状況(1981年7月)

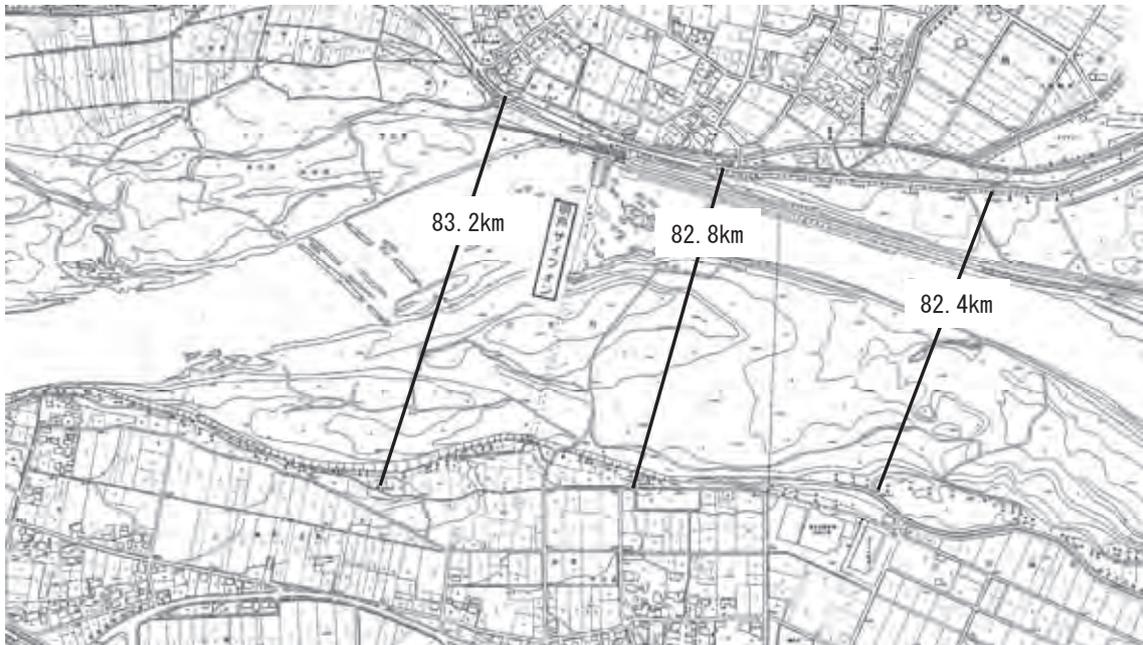


図2.3.3.1 明戸サイフォン付近平面図(上が北)

表 2.3.3.1 荒川 (81 ~ 88km) 沿いに分布する基盤岩の物性値

地層区分	一軸圧縮強度 qu (kg/cm ²)	単位堆積重量 γt (g/cm ²)	変形係数 Em (kg/cm ²)	P 波伝播速度 (km/sec)	備考
楊井層	50.0	1.9	1.5 10 ³	1.4	右岸 ↑
楊井層	17.0	2.0	1.5 10 ³		左岸 83.8km
土塩層	100.0	2.0	2.2 10 ³	2.1	右岸 ↓
土塩層	40.0	2.0	3.5 10 ³		左岸 85.5km
福田層	100.0	2.1	3.0 10 ³	2.7	右岸 ↑
福田層	50.0	2.1	5.8 10 ³		左岸 86.0km
七里層	120.0	2.4	4.0 10 ³	2.8	右岸 ↓
七里層	200.0	2.4	1.9 10 ³		左岸 ↓

(平成7, 8年度大里農地防災事業に伴う地質調査結果より)

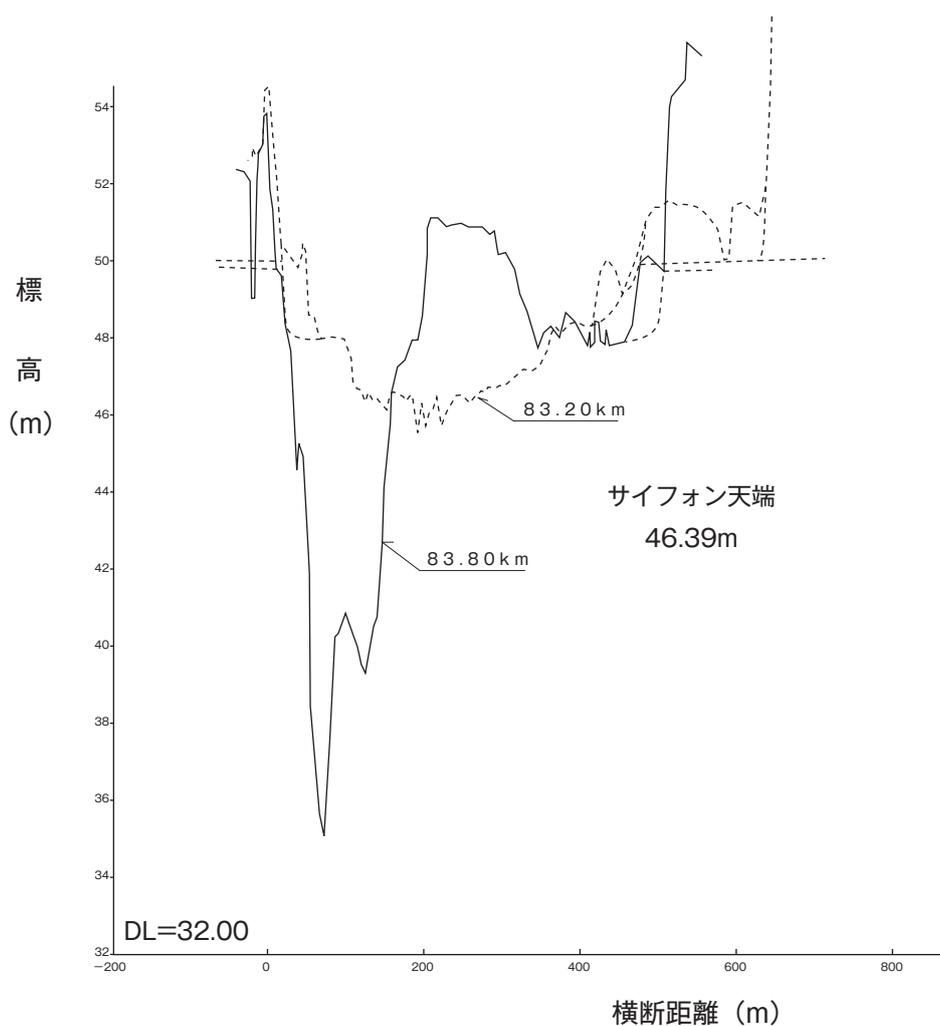


図 2.3.3.2 83.2km および 82.8km の横断面図

昭和 20 年代



昭和 30 年代



昭和 40 年代



写真2.3.3.2 昭和20年代～昭和40年代の明戸サイフォン周辺の航空写真

(2) セグメント2-1の区間 (75 ~ 54km)

本区間は図2.3.1.5に示すように蛇行していた河川を大正から昭和の時代に捷水路によって直線化を図った河道部分が大部分である。

本区間のうち旧河道部分には河床に砂利層が残る。69.3km付近右岸は、人工掘削部分に入る直前の所で、川幅が広く、河床には砂利層がある。右岸および直下流掘削部の川幅の狭い所は水際1~2mが粘土層で、その上部に黒色の腐植層が見える。その上に氾濫原堆積物が5~6m堆積している。

河道掘削は氾濫原を掘削したものであり河岸は氾濫原堆積物からなる。糖田橋(63km)地点の露頭観察によると、水際部分は固結度の少ない軟らかい粘土質(縄文時代の利根川および荒川合流河川の後背湿地堆積物)であり、その上に黒色の腐植質の層(1629年の流路変更前の地表面)があり、さらにその上に400年間の氾濫原堆積物が5~6m程度堆積している。腐植層の所は地下水がしみ出しじめじめしている。腐植層内には水酸化第二鉄による赤い斑紋が見える。

御成橋(62km)地点は写真2.3.3.3に示すように瀬が見られ、水際のテラスになっている所は粘性土である。表面は酸化され赤茶色であり、その下に黒色の腐植層、その下に白灰質の粘性土層となっている。粘性土は更新統の堆積物である可能性が高い。

馬室橋(60.5km)の下流にも黒色の腐植層が見られる。この層は上流に向かって低くなっている。これは腐植層を含む河岸が河床洗掘により滑り上流の方が滑りの落下量が大きく、それがそこに残留しているためである。

高尾橋(59km)地点は埋没河岸段丘上を下刻して流下している。テラスの面は粘土質でかなり硬い。高水敷の面から4~5mは、自然堤防堆積物であり、その下に黒色(黒ボク土か)、薄灰、こげ茶、薄茶、茶、白、茶の層状構造となっている。この高尾橋下流より500mの地点は写真2.3.3.4に示すような瀬となっており、河岸は最上部が黒ボク土、その下に白色の粘土層、赤色のロームとなっている。河床テラスは図2.3.3.3に示すようなシルト成分を持つ粗砂、礫を主体とする堆積物(植生化石を含む、大宮層)となっている。この層は固結度が高く河床の低下を防いでいる。このテラス面上には多数の小ポットホール(pot hole)が見られる。



写真2.3.3.3 御成橋62km地点(1981年)



写真2.3.3.4 高尾橋下流500m地点(1981年)

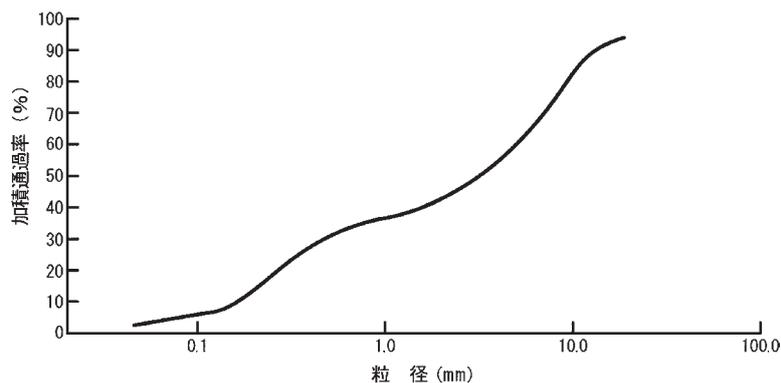


図2.3.3.3 59kmの粒度分布

荒井橋 (58km) 地点は、高水敷の表面から4～5mは氾濫原堆積物、その下は粘土であり腐植層は見られない。

河岸物質観察結果と図2.3.2.5に示した土層柱状図等により、本区間の堆積構造および堆積過程は次のようにまとめられよう。

- ・70～58km区間の河岸物質の露頭（河岸侵食されている所）観測によると、近年の人工掘削河道部分の堆積物は、表層から4～6mは久下付替後の河川が堆積したと思われる粘土混じりシルト質細砂からなる堆積層であり、その層の下に黒色の有機物混じりの粘土層、その下に灰色粘土質の層（一部酸化されて褐色になっている所もある）が見られる。この黒色の有機物混じり層は、久下付替以前の地表面の高さである。

久下付替以前の荒川は、数千年の間、荒川低地を主流とすることがなかった。その間洪水による土砂の堆積作用は少なく、腐植層をつくる十分な時間があったこと、また64～60km地点の堤外地（この堤外地は、久下付替後早い時期に堤防が築造され、洪水から解放されていた。大出水による破堤は荒子地先（58km）の越水破堤による洪水であり、氾濫水の土砂濃度が小さく、流速も遅い停滞水型の洪水であるため土砂の堆積速度は小さい）の地盤高と堤外地の腐植層の高さがほぼ等しいことはこれを裏づけている。なお図2.3.2.5に示した腐植層位置の縦断図の勾配は66km付近で上流のほうが下流より勾配が緩くなっている。この65～67km地点は、縄文時代の利根川と荒川の主流位置と考えられ、上流側は縄文時代の川の右岸側後背湿地であったことにより、上流側のほうが腐植層の勾配が緩くなったのであろう。

- ・旧河床（改修前の川）付近および旧河床そのものをボーリングした所（53km右岸、68km右岸）は、砂利層が存在するが、そこから多少でもはずれると砂利層がない。このことは旧河床の位置が300～400年間ほとんど横方向に動かなかったことを示している。

腐植層以下の泥層（粘土質）は縄文時代の川の後背湿地堆積物と考えられ、粘着力があり流れに対して耐侵食力がかなりある。

- ・59km地点には、耐侵食力のある上部更新統の河成堆積物（木下層と推定される）である礫混じり、砂混じりのシルト層が河床に露出し、ここが小セグメントの継目になっている。この更新統上面は埋没段丘面である。この段丘面の高さは63～60km区間でA.P.8～9m（⇒注6）である。
- ・58～57kmに存在するA.P.5m程度の高さの腐植層は、縄文最海進時の河口付近の湿地環境下で形成されたものと考えられる。

(3) セグメント2-2の区間 (54～44km)

本セグメントは、上流のセグメントと異なった土質構造を持っている。縄文海進の影響を受けている区間で、その土質構造は複雑である。図2.3.2.5に示す53.8km、48.2km右岸に見られる表層下3～6mの砂礫層は、近代改修前の川が運んだ砂礫である。この地点までは砂礫が運搬されたことになる。上流のセグメントに見られた腐植層とつながる層は見られない。入間川筋の氾濫水による土砂の堆積が続いていたためと思われる。

54km付近にある上面高度A.P.10m、厚さ6～8mの砂層は、太郎右衛門橋(54km)直下流の左岸の露頭観察によると(写真2.3.3.5)、粗砂層の上はシルト・粘土質の土層であり、この粘性土の下1mくらいまでの中砂層は上部よりの粘土が砂層にしみ込んだためか硬いが、その下は図2.3.3.4に示す粒度分布を持つクリーンな粗砂で固結していない沖積砂層である。河成堆積物としては上面高が高すぎる。縄文最海進時の浜堤(サンドバリアー)である可能性がある。

49kmおよび開平橋(48.3km)地点の水際の物質は粘土質である。



写真2.3.3.5 太郎右衛門(54km)直下流左岸(1981年)

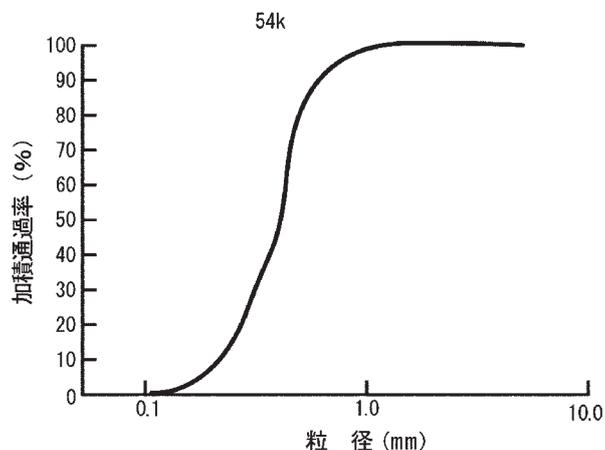


図2.3.3.4 54km左岸の粒度分布

(4) セグメント3の区間 (44 ~ 26km)

このセグメントは、縄文最海進時には海の底である浅海であった。この影響は高水敷の土層構造を大きく規定している。

現低水路沿い、および改修前河道位置に近い所は、土質柱状図に見るように、表層近くは細砂、シルト質粘土の互相の層序構造となっているが、後背地の表層は粘土質である。

図2.3.3.5は34 ~ 29kmの左岸側高水敷で100本近くのボーリング資料により描いた土質の模式図である。表層は現在の川が堆積した河成と考えられる後背湿地の粘土層 (Ac_1)、中間に縄文最海進後の海退期に堆積したと思われる海・汽水成と考えられる砂質層 (As_1)、その下部にデルタ底置層である粘土質の Ac_2 層が存在している。図2.3.3.6は、本区間の旧河道 (近代改修以前の河道) を横断する形でボーリング調査を行い、土質の物性について調査を行った結果より各層の堆積物の粒度分布形を示したものである (建設省土木研究所土質研究室, 1980)。各層の特徴を示すと以下のとおりである。

Ac_1 層は、旧河道部から離れた所の表層の堆積物であり、砂分含有率は20%以下で、いわゆる後背湿地性の堆積物である。

Ac_2 層は、旧河道周辺の氾濫原 (自然堤防) 堆積物と考えられ、主に砂質シルト、シルト質細砂を主体としている。大半は As_1 の上位に確認できる細砂分の多い不均質な層である。

As_1 層は、主にやや均質な細中砂を主体とし、 N 値は10 ~ 20と比較的締まっている。本層中には貝殻片を混入しており、本層の最高標高はA.P.+4.0m程度であり、5000 ~ 6000年前の最高海面レベルにほぼ一致している。本層は汀線近くのデルタフロント堆積物である。

Ac_2 は、 As 層の下部に分布する海成の粘性土層であり、比較的不均質で砂分含有率は20 ~ 50%の範囲にある。本層の上面はA.P. - 3 ~ 0mの範囲に分布し、33 ~ 30kmでは平均してA.P. - 2m程度、30km以下では幾分低くA.P. - 3m程度となる。本層の上部は砂分の多い砂質シルトから構成されるが、下層に向かって徐々に均質な粘土質シルトとなり、貝殻片を多量に混入する暗灰色の N 値=0 ~ 1程度の軟弱な層である。

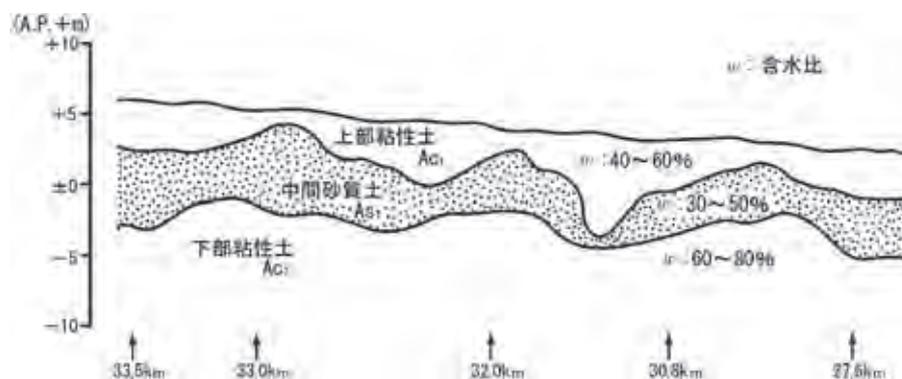


図2.3.3.5 27 ~ 34km左岸側土質縦断面図 (建設省土木研究所土質研究室, 1980)

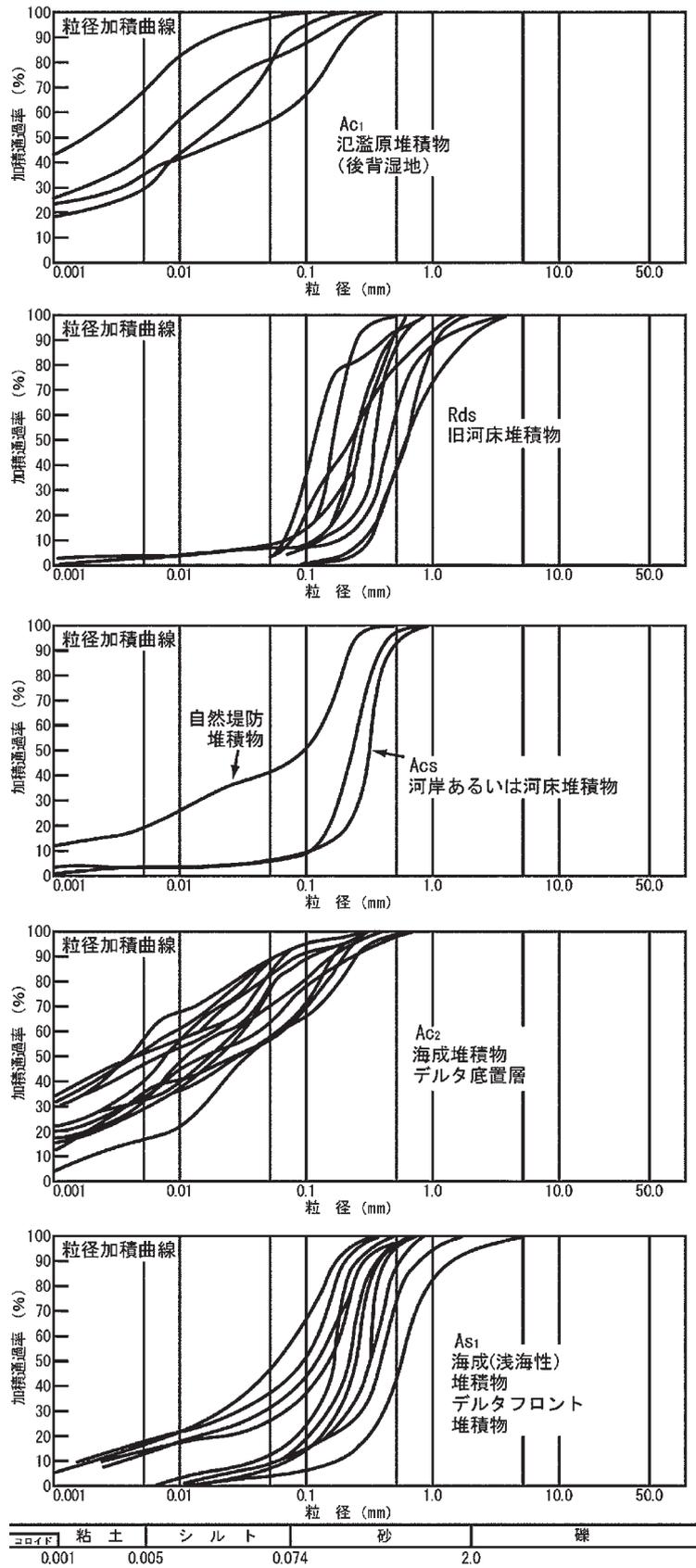


図2.3.3.6 堆積物の粒度分布 (建設省土木研究所土質研究室, 1980)

35km地点左岸の露頭観察によると(写真2.3.3.6), 河岸は粒径0.2mm程度の細砂を主体とした自然堤防堆積物からなっている。所々に粘土・シルト層を挟んでいる。

写真2.3.3.7は, 32.6km左岸側の河岸の堆積構造を示したものである。水際部分は泥と砂の互層となっている。河岸下部の泥と砂の互層となっている部分は, 砂層のほうが流れに対して弱く, 泥層より先に侵食されている。



写真2.3.3.6 秋ヶ瀬橋上流35km付近,左岸水路際, 線の入っている所が泥質の堆積物(1981年)



写真2.3.3.7 32.6km左岸側の川岸 (1981年)

2.3.4 低水路の河床変動形態

荒川の河道縦断形の経年変化を示すものとして, 図2.3.4.1に最深河床高の縦断形の変化を, 図2.3.4.2に1964年から1970年の最深および平均河床高の変動量を示す。図2.3.4.3には各横断面での平均河床高と最深河床高の系時変化を示す。

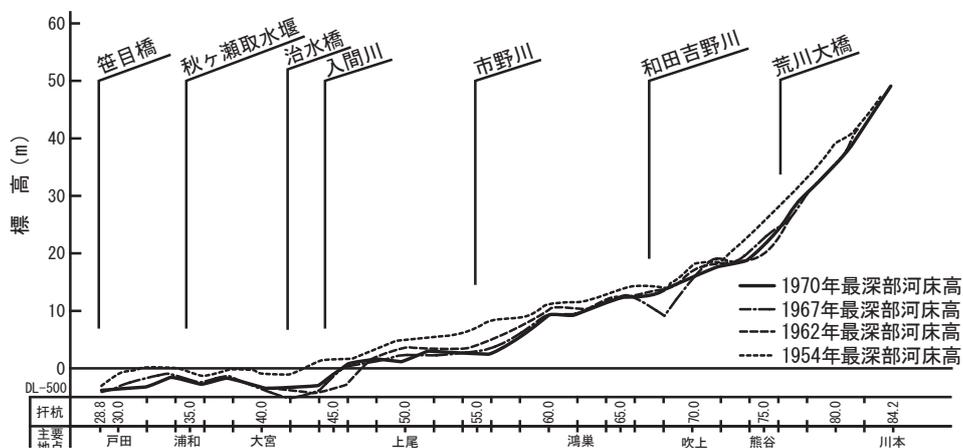


図2.3.4.1 最深河床高縦断図

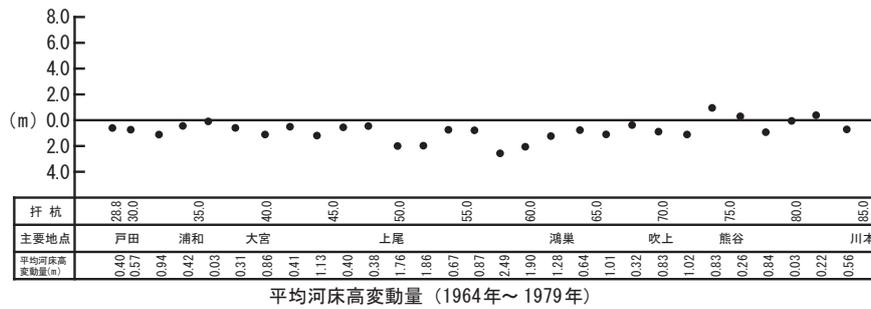
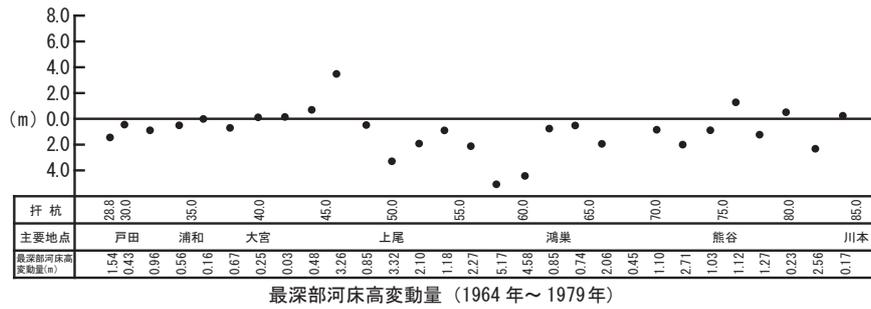


図2.3.4.2 平均河床高および最深河床変動量

最深部の変動量は最大6m近くあるが(56km), ほとんど動いていない場所もある。最深部の変動量の大きい場所は44km, 56km, 60km, 66kmの付近で, いずれも4～5m低下している。この深掘れは横断測量結果によるとますます深くなる傾向にある。またこの変動量の大きい場所は, いずれも河床勾配の変化点に相当している。通常の沖積河川であれば, 勾配の変化点は河床に働く掃流力が小さくなる所であり, 堆積傾向となる所である。しかし, 荒川中流部の場合は, 低水路の人工的直線化によって低水路部の土砂の運搬能力が供給土砂量を上回り, 全般的に下刻化しつつある河道である。セグメントの結接点の直上流には泥層あるいは更新統堆積物が存在し, この泥層が一時的侵食基準面となり直上河道の下刻化を防ぐが, 下流に対しては小さい滝のようになり, ここでは土砂が堆積せず, むしろ侵食されているのである。

これは, 図2.3.4.4のセグメント2-1区間の捷水路区間である58km地点の横断形状経年変化図に示すように河床の一部が急激に低下する形で河床低下が進むことによく示されている。この地点上流には図2.3.2.5, 写真2.3.3.3に示したように洪積層が河床に露出し, 侵食基準面となり, その下流の後背湿地性の沖積粘性土が1974年洪水(寄居地点約4000m³/s)によって急激に溝状に侵食されたのである。同じセグメント2-1である図2.3.4.5に示す51.2km地点では, 横断形状が台形状であり, 河床には同一の侵食抵抗を持つ泥層の存在が暗示され, それが1枚1枚剥がれるように徐々に河床低下が進行する。58km地点は, その横断形状形態, 横断方向における侵食場所の急変(右岸沿いから中央付近に変化)より, 横断方向に土質の差異があるのであろう。

44km下流のセグメント3ではデルタ底地層であるAc₂の粘性土(海成粘土, デルタ底置層)が最深河床高をコントロールしている。

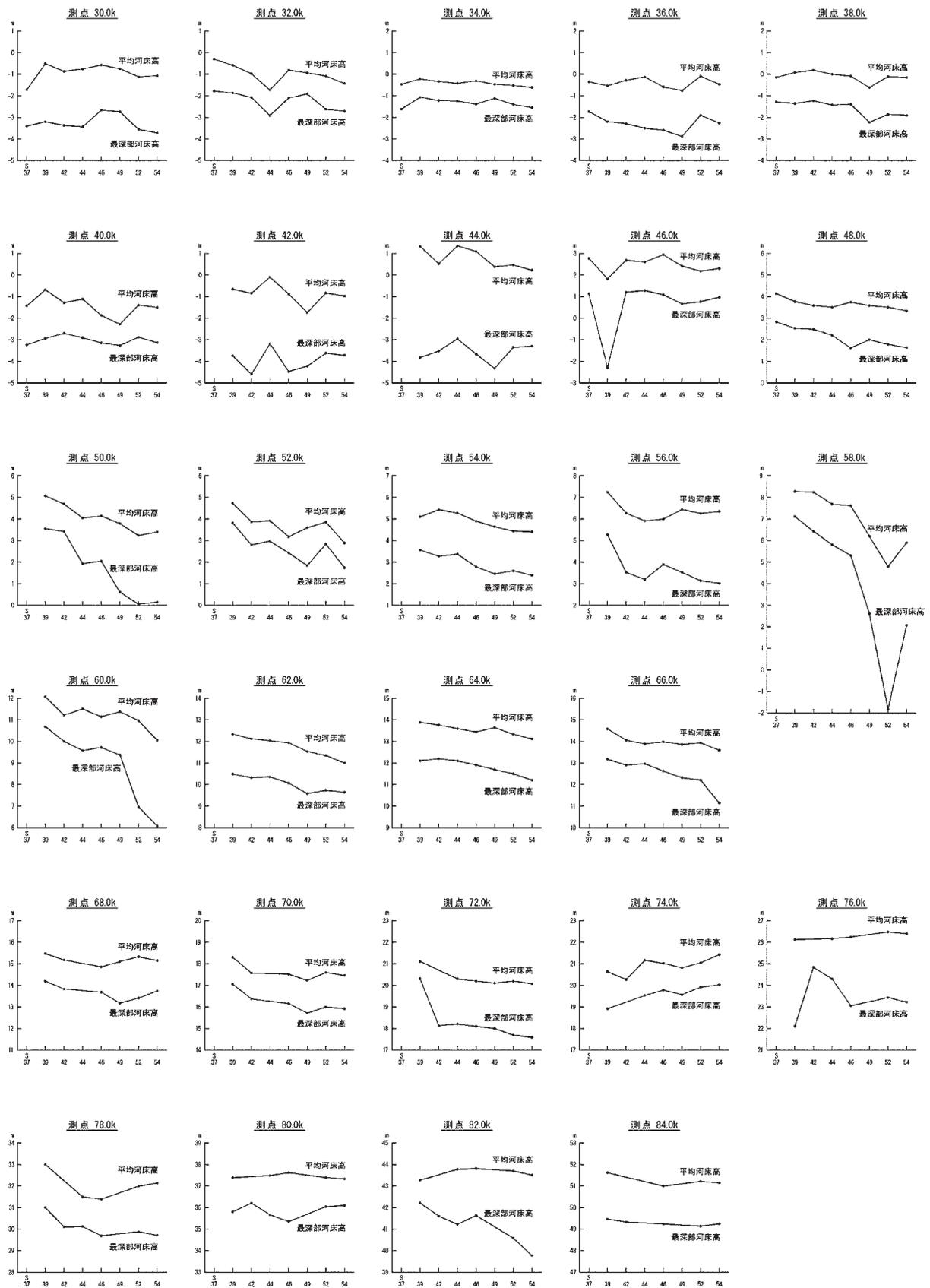


图2.3.4.3 各断面平均河床高最深河床高経年変化(S37年は1962年)

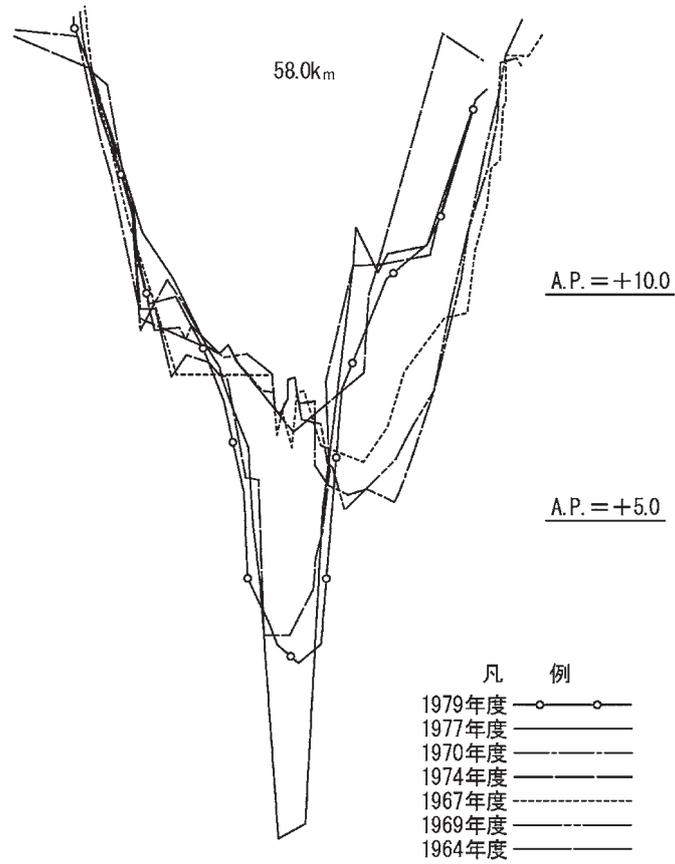


図2.3.4.4 58km地点横断形状の経年変化(縦横ひずみ度10)

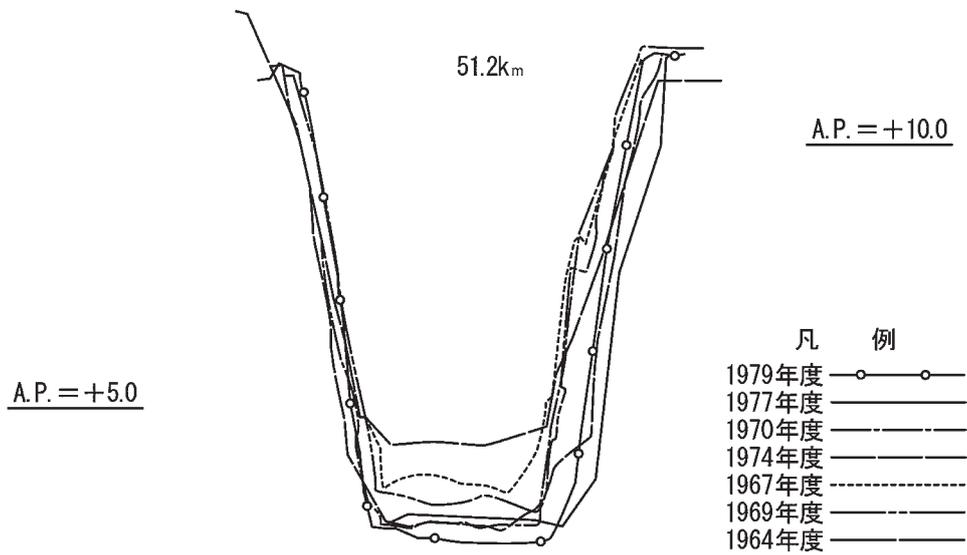


図2.3.4.5 51.2km地点横断形状の経年変化(縦横ひずみ度10)

2.3.5 侵食特性から見た土層の耐侵食の評価

大洪水時(4000m³/s相当)に河床に働く掃流力を平均年最大流量時の2倍程度として評価し、大洪水に対する河道の応答および小洪水による河道変化より、粘性土・軟岩の耐侵食特性は以下のように総括される。

- ・沖積後背湿地堆積物は、 $u_* = 20\text{cm/s}$ では中侵食層
- ・洪積層(下末吉海進時浅海あるいは湿地堆積物)は、 $u_* = 20\text{cm/s}$ では弱侵食層
- ・海成粘性土(縄文海進時のデルタ底置層)は、 $u_* = 15\text{cm/s}$ (流速にして3.8m/s程度)では弱侵食層と見なされる。

2.4 利根川下流部における粘性土・軟岩の露出と河道変化

利根川下流部の河道特性については、山本(1991)の記載がある。河床横断形状や深掘れ深などの河道特性は、河床下に存在すると推定された粘性土、洪積層の存在に影響されていると推定されたが、河川沿いの土質構造に関する情報の不足、また沖積河川地形の形成過程に関する知見が十分でなく、確度の高い分析がなされたと見えなかった。

その後、利根川沿いのボーリング資料の増加、また地形・地質文献の増加は、利根川の河道特性に及ぼす粘性土・軟岩の影響がよりの確に分析・解釈できるようになった。以下に報告する。

2.4.1 流路変遷と土質層序構造

現在の利根川は、関東平野をほぼ西から東へ向かって流れ、渡良瀬川(133km)などを合わせて江戸川を分派(122km)し、その後鬼怒川(97km)、小貝川(79km)を合わせて流れ、銚子において太平洋に注いでいる。しかし17世紀においては、利根川、渡良瀬川、鬼怒川は各々別の河川として存在していた。この流路が大幅に変化し、現在の流路と成ったのは、徳川家康の江戸入府以来の利根川東遷事業といわれる河川の瀬替えのためである。図2.4.1.1に流路位置の変遷を示す(関東地方整備局, 1987)。江戸時代の河川改修によって、それまで中川低地を通過して東京湾に流下していた利根川、渡良瀬川を鬼怒川の支川である常陸川に接続させた。

利根川下流域の沖積低地の周辺は洪積台地であり、これを下刻した最終氷期である約2万年の谷底をその後の海進により埋め立て地形が現沖積谷である。

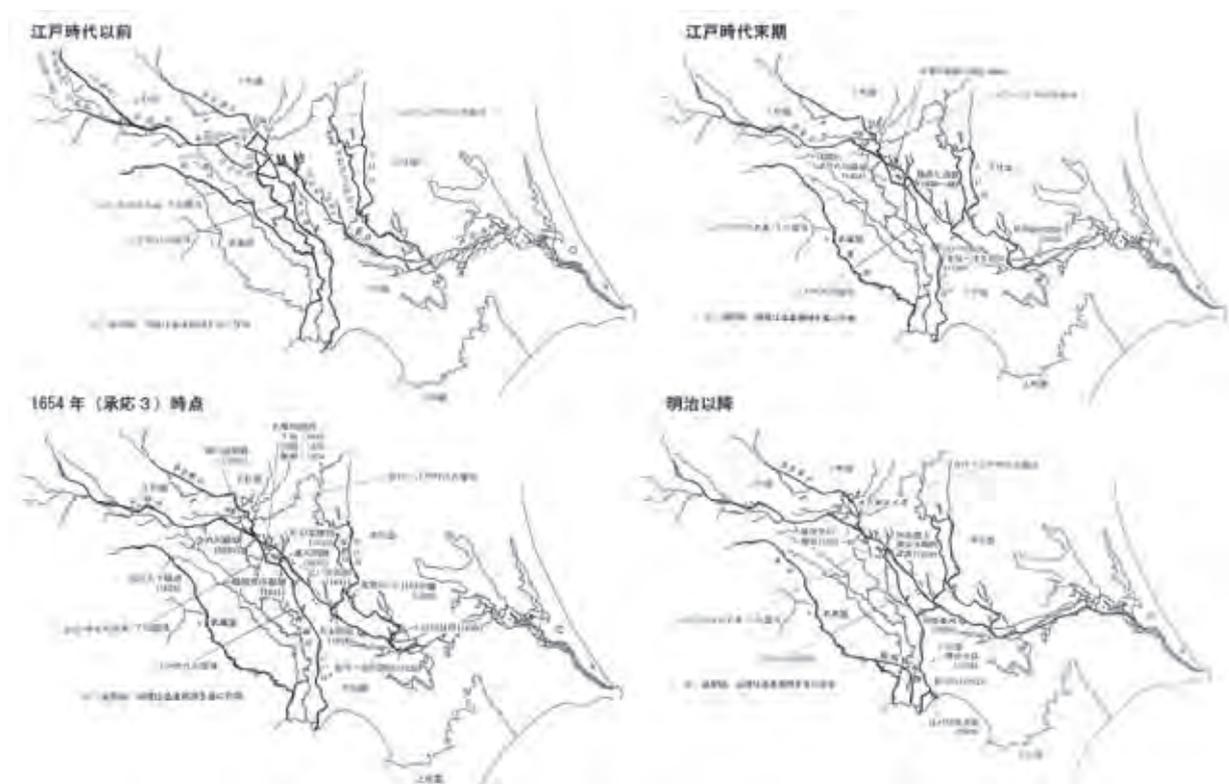


図2.4.1.1 利根川の流路変遷(利根川百年史, 1987)

図2.4.1.2は利根川下流域の約2万年前の基底面図である。常陸川の谷頭は洪積台地を切り開いておらず、利根川、渡良瀬川の流出土砂は常陸川筋に17世紀まで流入しなかった。1万年以前は、鬼怒川筋（小貝川も含む）の土砂は82～84km間の洪積台地間を通り常陸川筋および現鬼怒川筋に流れ、右岸側の洪積台地が切れる55km付近で二つの谷筋が合流し、現利根川位置より北側に存在する谷底低地を流下していた。

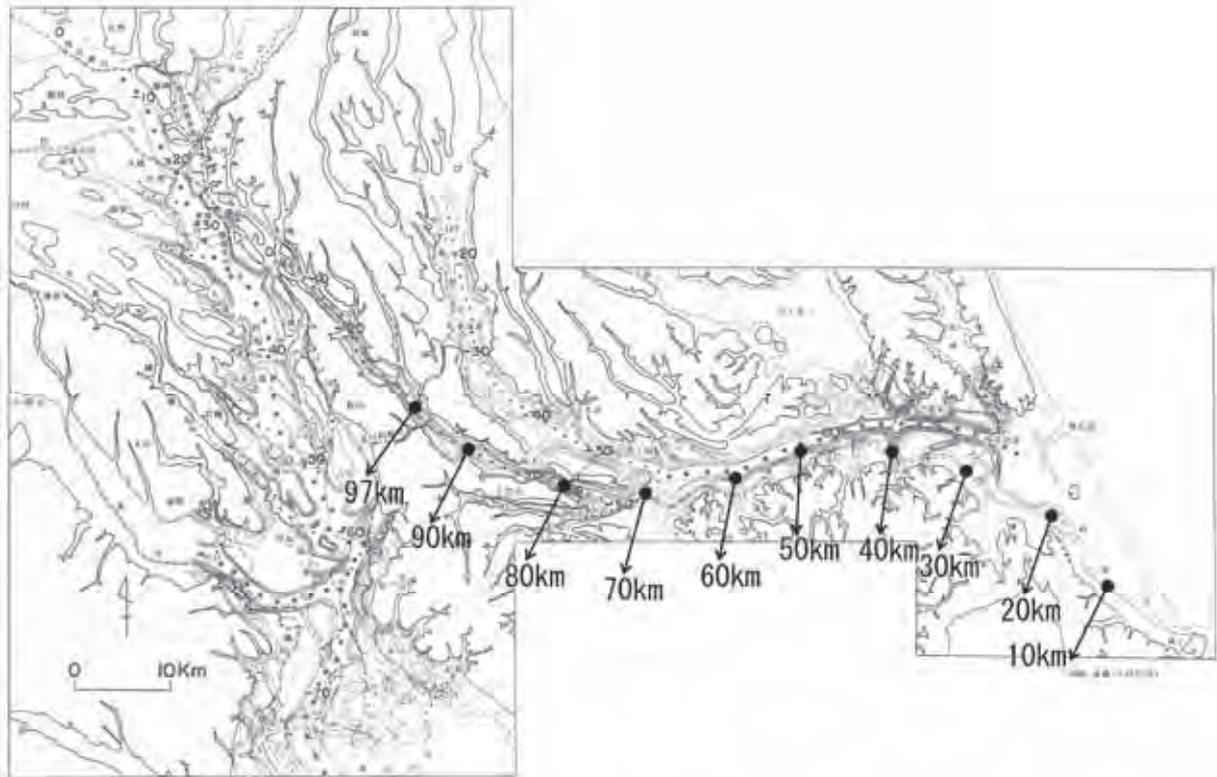


図2.4.1.2 利根川流域沖積層基底面図(利根川百年史,1987に加筆)

現在より2万年前は最終氷期の最盛期であり、氷河の拡大により海水面は現在より約100～150m低かった。この時の河道位置が図2.4.1.2の黒丸(●)を付した線上にあった。香取付近で基底面は-60m程度である。その後、海水面は図2.4.1.3のように上昇し、一万年頃前に上昇と降下を2回繰り返した後、再度上昇し6000年前に海水面が最も高くなった。その海進は七号地海進、有楽町海進と言われ、この海進時に堆積した地層が有楽町相当層(上部沖積層)である。図2.4.1.4に縄文海進時の海域を、図2.4.1.5に堤防沿いの土質縦断図を示す。堤防沿いの土質層序図は-20m程度より浅い土層図であり、沖積層は今から8000年前以降の有楽町(縄文)海進およびその後の海水面停滞期の堆積物である。利根川下流(0～85km)の浅層土層構造は、鬼怒川および小貝川の河道変遷の影響を受け、5つの区間の分けることができる。

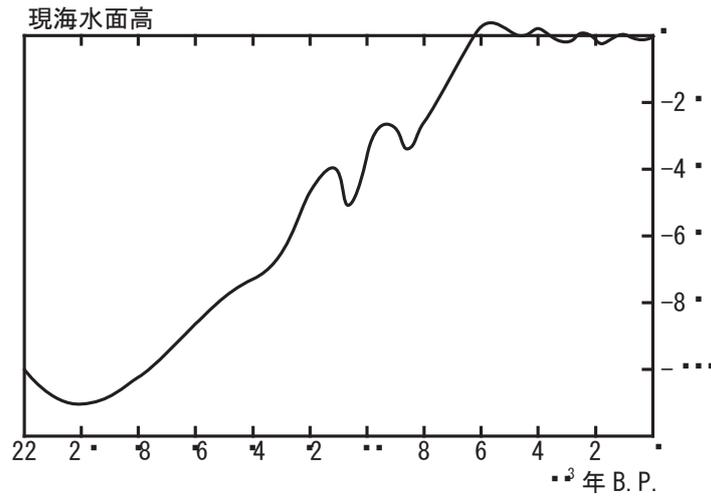


図2.4.1.3 既略海面高の変化



図2.4.1.4 縄文海進時の流域(遠藤他, 1983)

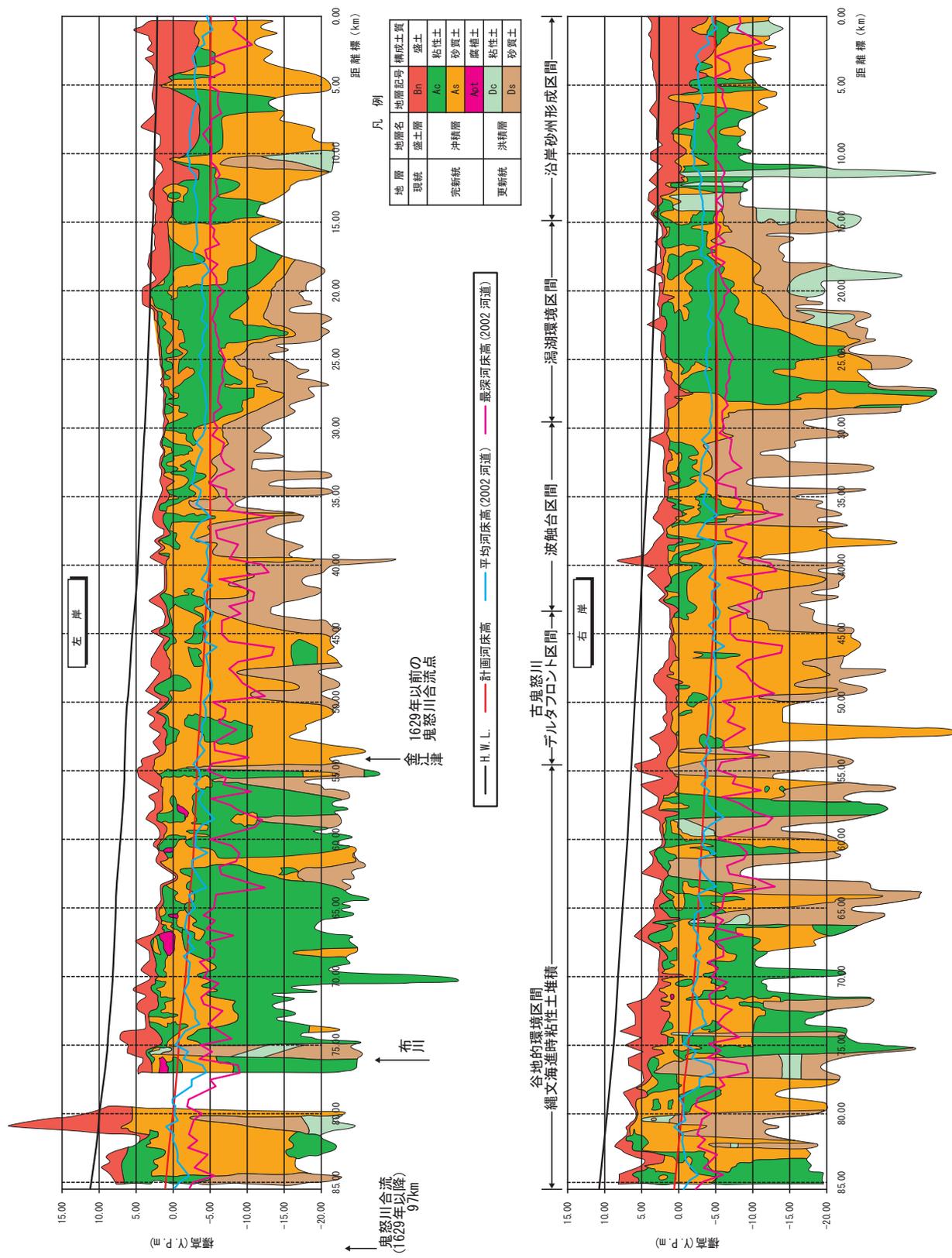


図2.4.1.5 堤防下土質縦断図(利根川下流河川事務所作成資料に付加)

85～55km：本区間は常陸川の谷筋で、1629年に洪積台地を切り開いた大木開削（鬼怒川を利根川97km地点に合流させた）以前は、流入土砂を多く含む河川が流入しなかった。これ以前の鬼怒川と小貝川は、金江津（56km付近）で潟湖に流入していた。1630年、小貝川は鬼怒川と切り離され79km地点で洪積台地を切り開き、常陸川筋に付けかえられた。また、16世紀中ごろから利根川と渡良瀬川の流水および土砂が洪積層の掘削（赤堀川の掘削）により常陸川筋に入るようになった。本区間は、縄文最海進時は海の底であり、海成のシルト・粘土の堆積場所であった。ただし84～82km区間は左岸側洪積台地が切れており、ここから鬼怒川・小貝川の土砂が常陸川筋に流れ込んだ時期があったと推定される。右岸83～78kmで-15mの堆積物が砂質であるのは流入した鬼怒川筋の土砂である可能性が高い。83kmより上流は粗粒の材料の供給源がなかったため、粘性土が-20m程度（沖積層基底面）の深さまである。

左岸80～55km区間の-5m以下の粘性土は縄文最海進時の海成粘土とその後の海退時に形成された汽水成・潟湖成の粘性土である。標高0m以上の粘性土は現利根川の氾濫堆積物（腐植土を挟む）である。その間の砂層は400年間の河成堆積物と推定される。

55～40km：55km地点は1629年まで鬼怒川・小貝川が常陸川に合流していた地点であった。縄文海進後、鬼怒川と小貝川からの供給土砂がこの地点より下流に堆積し、香取の海を埋め立てていった。この区間は、-20mの深さにおいても砂質土である。縄文最海進時（8000～6000年前）鬼怒川のデルタフロント堆積物で埋め立てられたが（水面上昇に伴って河床も上昇）、縄文海進最盛期には、堆積が追いつかず海の底に沈んだ（-5～2mの粘性土の堆積）。

40～30km：40kmから下流は、左岸側に存在する埋没洪積段丘および谷地堆積物上を流れ、最深河床高が洪積砂質土によってコントロールされている。

30～19km：利根川は埋没段丘から離れ、沖積粘性土（海成粘性土）上を流下し、この粘性土が最深河床高を規制していると推察される。

19～0km：常陸利根川が合流し川幅が広く、河床高は上流より高くなっている。左岸側は、海成粘土の上に沿岸砂州の砂（サンドバリアー堆積物）が載っている。17～12kmの区間の右岸側、および左岸の11km付近には洪積層が最深河床高に近く存在し、洪水時には一部露出すると推定される。

2.4.2 利根川下流の河道特性とセグメント

図2.4.2.1には1970年代初頭の河道平面形状および1968年と1972年の滲筋位置を示す。図2.4.2.2に1972年の河床横断測量図より低水路平均水深（高水敷高と低水路平均河床高の差） H_m 、

深掘れ高（低水路平均河床高標高と最深河床高標高の差） ΔZ 、平均河床高 Z_m 、低水路幅 B 、河床材料 d_{60} の縦断図（低水路中央と左右岸沿いの3点で採取）、**図 2.4.2.3**に1972年9月18日洪水時の水理量（4100～4500 m^3/s 、平均年最大流量は2500 m^3/s 程度）を航空写真解析結果を使用して図示した。なお流速は各横断面の最大表面流速であり、 H_{mean} 、 H_{max} はそれぞれ平均水深、最大水深である。

利根川汽水域河道は45km地点で河道特性が大きく変わり、上流は中砂の河道であり、下流は細砂（0.15mm）であるが、一部川幅の広い3～12kmでシルトとなっている。堆積物の粒径の変化は、洪水時の掃流力と調和的であり、海からの作用（潮汐、波浪）ではなく、洪水により河道地形・スケールが規定されているといえる。なお、沖積粘土層、埋没洪積段丘上を流下している区間があり、河床高が規制され、下流の河道特性に影響を与えている。河口部は河床材料が粗粒となり特異な河道特性を持つ（山本,1991, 2008）。

利根川下流部の河道は、二つの大セグメントと河口部の特異点を持つ。

(1) セグメント2-2=85～50km

A集団の河床材料が0.35mm、B集団が0.15～0.2mmの河床材料を持つ区間で、平均年最大流量時の $u_*^2=80\sim 90cm^2/s^2$ 程度で、平均年最大流量時には小規模河床波は砂堆あるいは遷移河床である。河道の平面形は穏やかに蛇行しており、その蛇行に応じて深掘れが生じていたが、近年、異常な深掘れ箇所が生じている。

(2) セグメント3=50～1km

この区間は河床材料のA集団が、0.15～0.2mm程度、B集団が0.07mm程度である。一部にシルトの堆積が見られる。平均年最大流量時の平均流速は80～90cm程度と考えられ、河床にはリップルが発生していると推定される。37kmより上流は緩やかに蛇行し、それに伴って深掘れが生じているが35km以下は蛇行度が小さく深掘れが小さい。20km以下は川幅が広くなり、河床が上流より高くなっている。なお、本区間は近年河積確保のため川幅の拡大がなされ、それによる深掘れ位置や深掘れ深の変化、河床材料の細粒化が生じている。

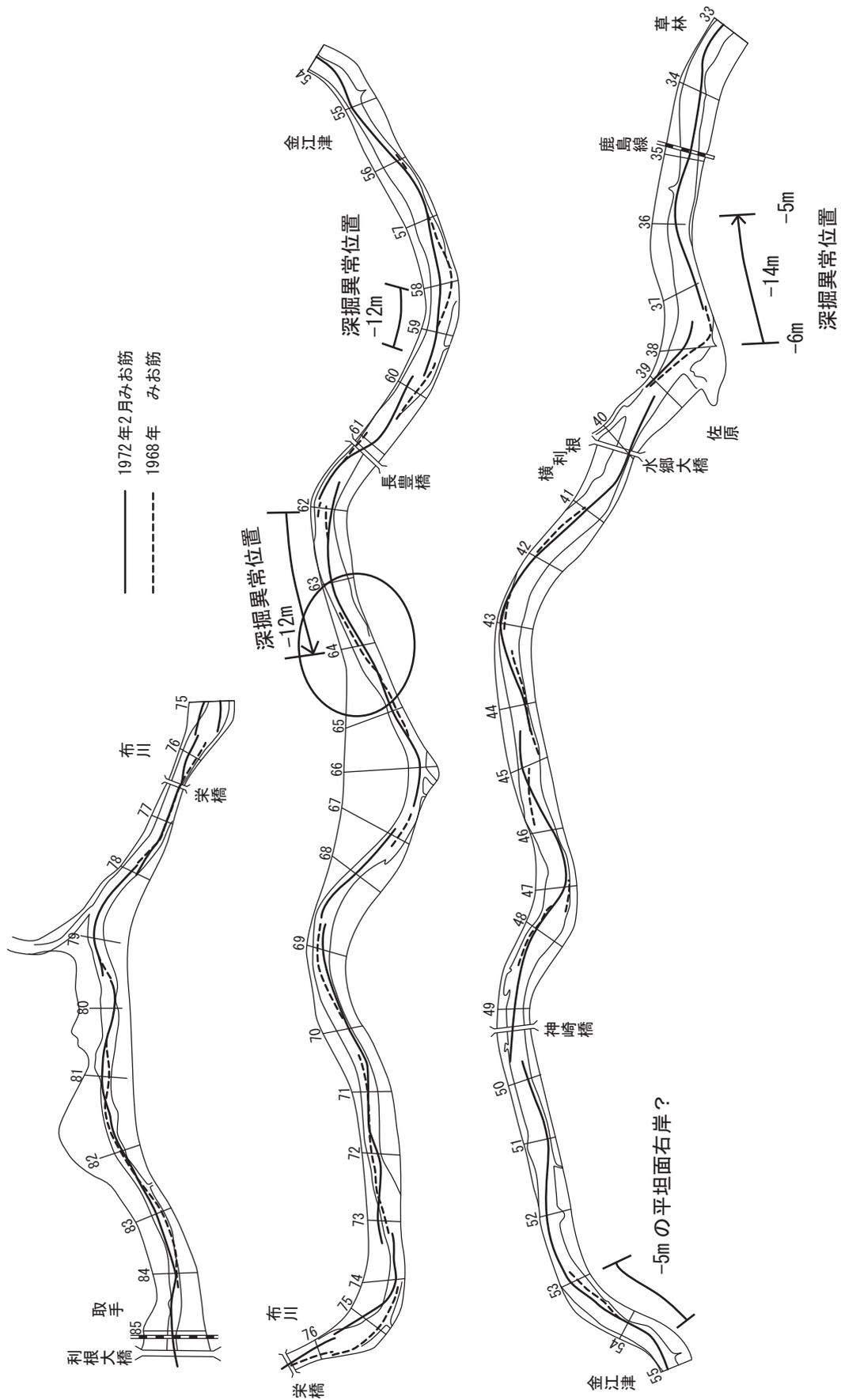


図2.4.2.1(1) 利根川下流部の平面形状とみお筋図(利根川下流工事事務所資料より)

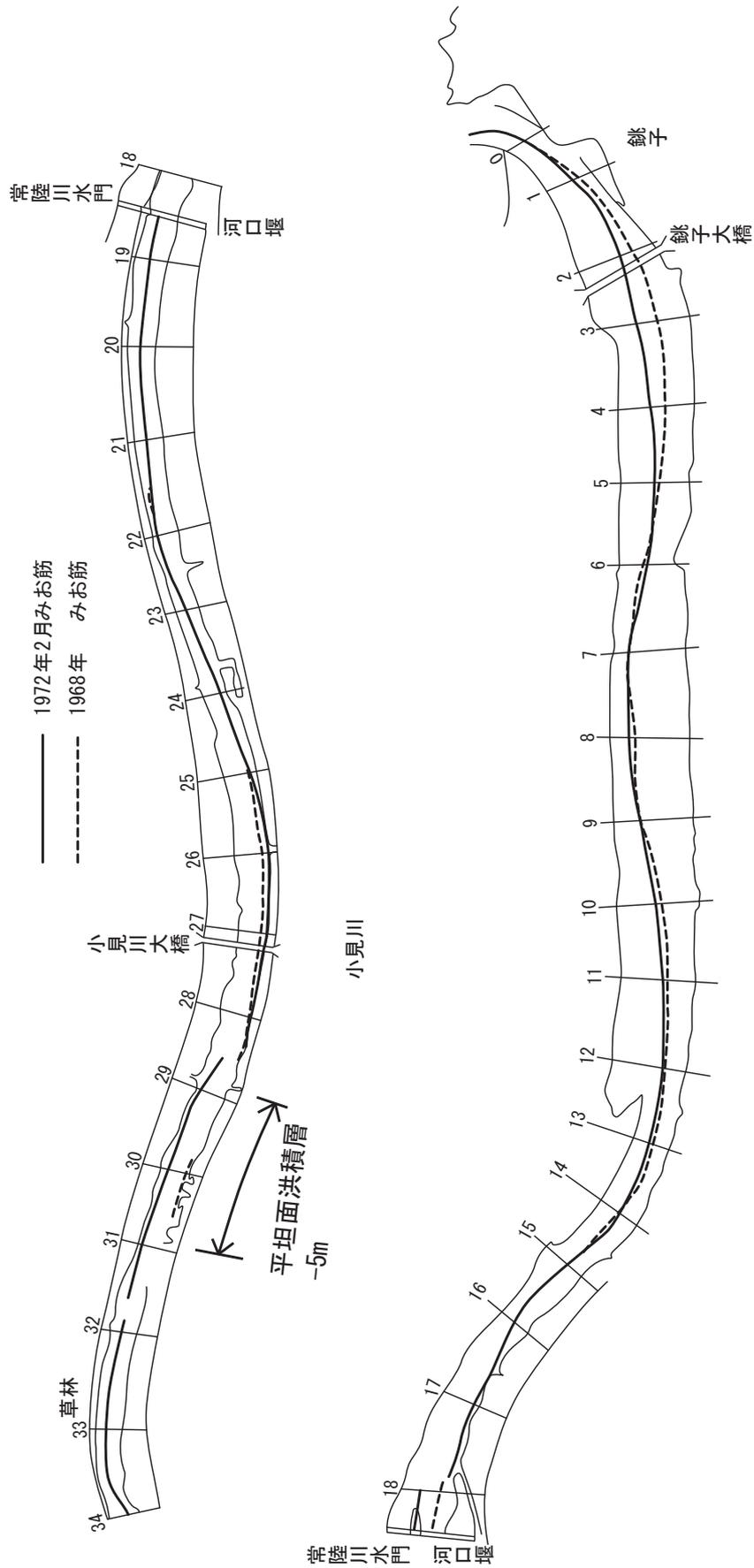
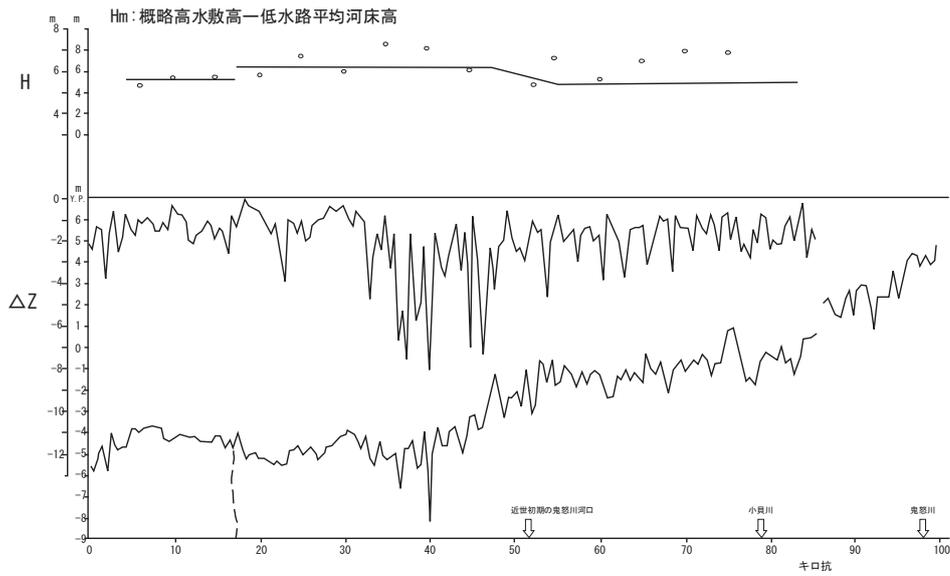
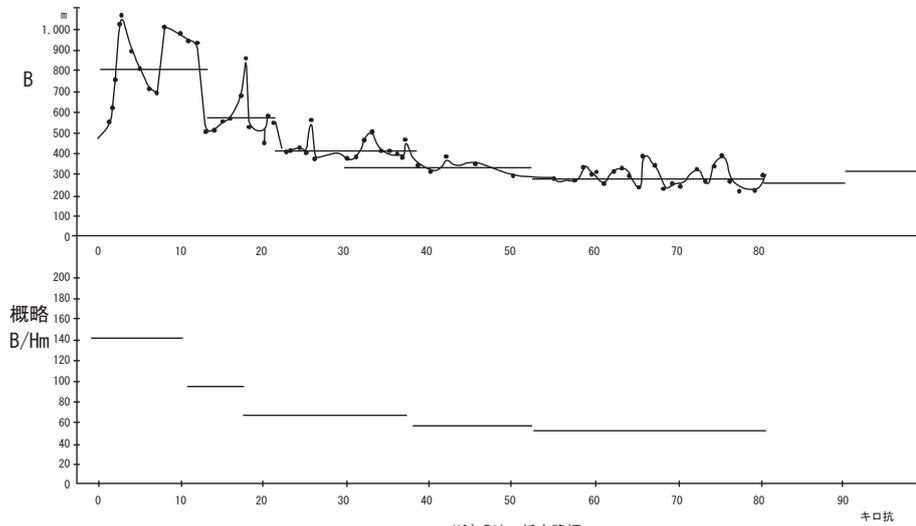


図2.4.2.1(2) 利根川下流部の平面形状とみお筋図(利根川下流工事事務所資料より)

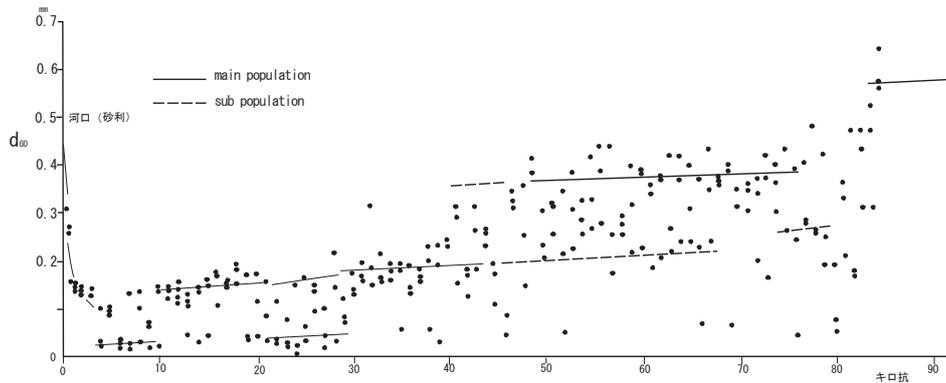


低水路平均床高 Z_m 、深掘れ高 ΔZ 、低水路平均水深 H_m の縦断変化図



(注) Bは、低水路幅
B/Hmは、低水路満杯時の値

低水路川幅及び川幅水深比の縦断変化図



河床材料の縦断方向変化図

小貝川合流点 (78.5k) ~ 同10km $d_{60} \approx 0.25\text{mm}$
鬼怒川合流点 (98k) ~ 同20km $d_{60} \approx 0.5\text{mm}$

図2.4.2.2 利根川下流部の河道特性量の縦断方向の変化(山本, 1991)

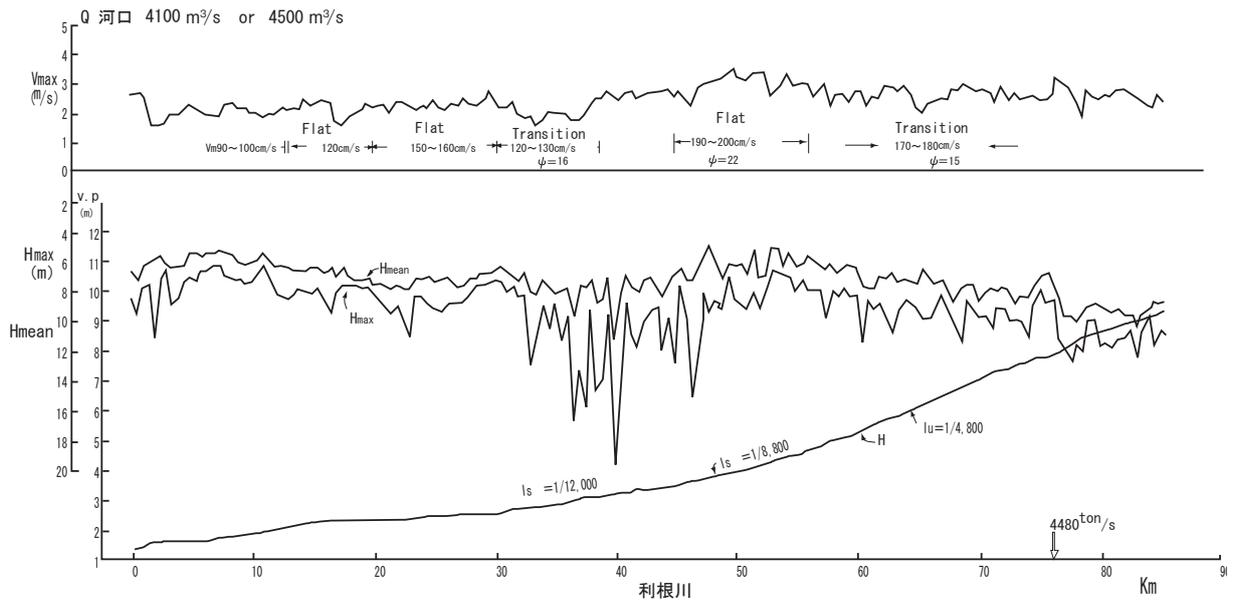


図2.4.2.3 利根川1972年9月18日洪水時の水理量縦断変化図(山本, 1991)

2.4.3 河道変化

利根川下流部は、治水安全度の向上のための低水路幅の拡幅、河床掘削による人為的に河道形状が変えられ、その後の洪水により横断形状が変形した。この変形には、利根川上流部および支川におけるダム建設等による中砂供給量の減少が影響を与えている。

図2.4.3.1に平均河床高の経年変化を示す。50km上流は河床掘削および上流・支川からの中砂成分の供給量の減少により河床低下が進行し、1961年に比べて平均河床高が2mほど低下した。50km下流は平均河床が上昇した区間が多い。平均河床高は低水路幅内の平均値である。川幅を拡大した所は掘削前の同一流量に対して流速が減り、掘削部にシルトや細砂が堆積し平均河床が上昇するのである。ただし10～4km間は平均河床高の変化が少ない。7.5km以下は川幅の拡幅が小さいこと、10～8km間は、河積拡大量に応じた土砂（シルト・粘土）が堆積したためである。

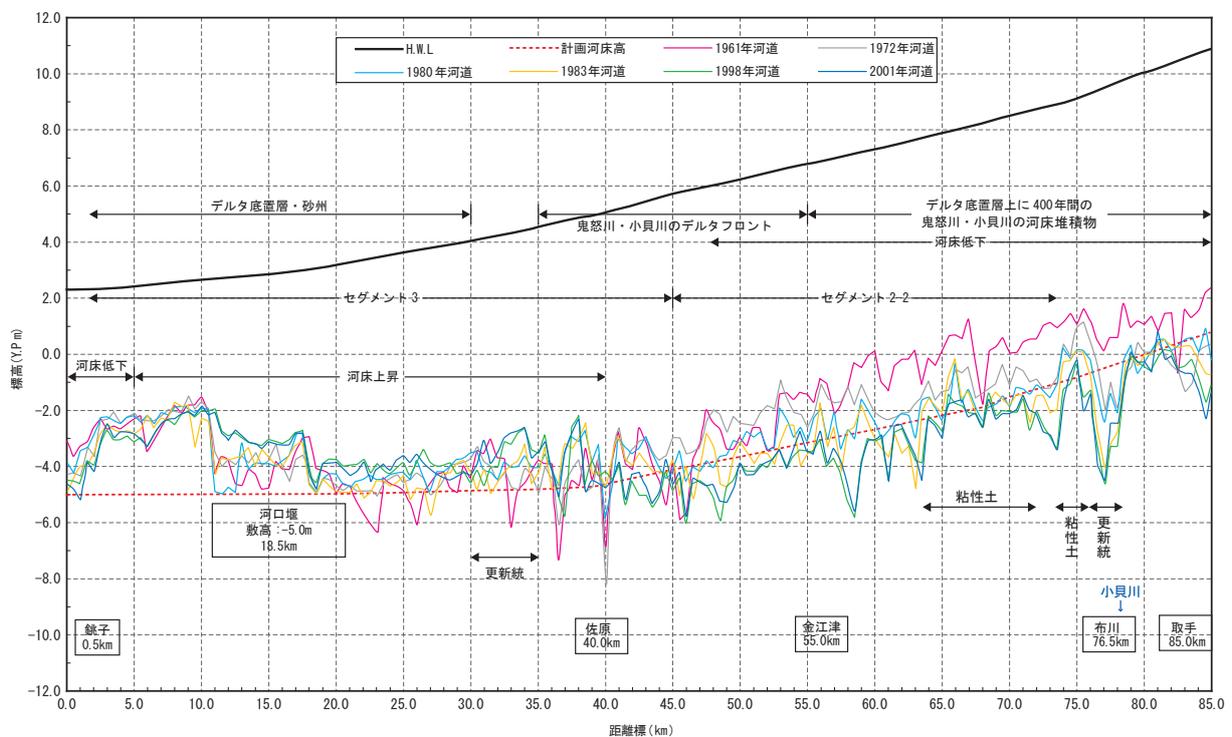


図2.4.3.1 平均河床高の経年変化

図2.4.3.2に最深河床高の経年変化を示す。1970年代初頭には河道の平面形状の変化に応じて流れの集中と湾曲部の二次流によって深掘れが生じ、その深掘れ深は河道の平面形状と調和的であったが(⇒図2.4.2.1)、セグメント2-2の区間では川幅の拡大、河床掘削、中砂の供給量の減少により、河床に粘性土や軟岩が露出する区間が増え、異常な深掘れ(72km, 67km, 63km, 53km)や異常な横断形状を持つようになった(⇒注7)。セグメント3の40～20kmにおいては、川幅の拡大により水衝部位置の変化と深掘れ深の減少が生じた。47km上流は最深河床高の低下が生じているが、下流は上昇している。

代表横断面形状の変化より、河幅の変化と土層構造が河道横断形状にどのような影響を与えているか覗いてみよう。セグメント別のその特徴を記す。

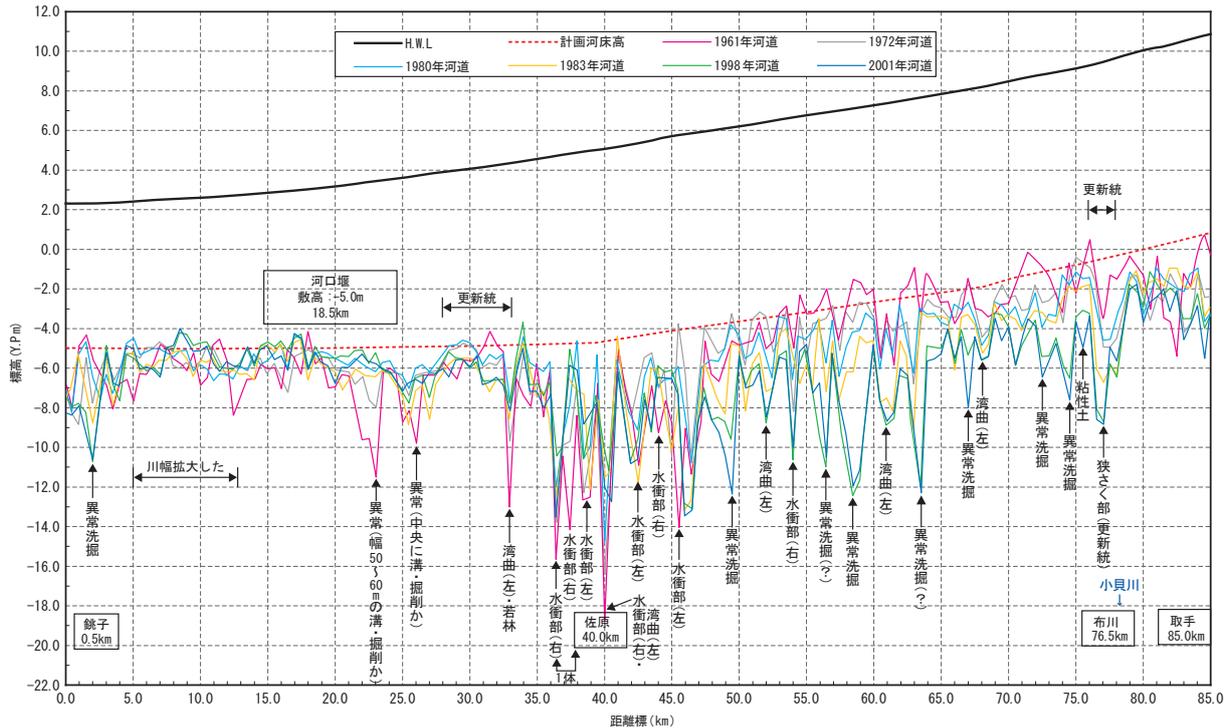


図2.4.3.2 最深河床高の経年変化

1 セグメント2-2

(1) 76～77.5km (布川) における成田層の露出と耐侵食力

布川地点は1629年(寛永6)の布川・布佐の台地を開削し、利根川の流路としたものである。図2.4.3.3は利根川布川付近の地形図(1881年迅速図)に台地部分と堤防位置を示した。写真2.4.3.1には、栄橋直下左岸河岸付近の成田層の状況を示した。

図2.4.3.4はこの付近のボーリング地点、地質探査により横断方向の層序図を作成したものである。河床の凹凸形状より76.25～77.0km区間の河床は、表層に更新統の風化物である塊状のもの・貝殻片などが薄く載るが、更新統が露出しているとして図示した。なお河床表層近くは風化が進みN値が小さく20以下となっている。なお利根川下流河川事務所の元資料ではN値が20以下を沖積層としていたが、風化された緩い更新統である。

布川の洪水観測所は76.5km地点で洪積台地の開削区間の直下流にあたる。台地周辺に縄文海進時の堆積物であると推定されるY.P.-4mを上面とする沖積粘土層が存在し、その上にY.P.1m付近を上面とするデルタフロント堆積物の砂層、その上の氾濫原堆積物である粘性土(上面Y.P.2m)が存在する。洪積台地を切り開いた所には上面高Y.P.+2mである洪積粘性土層(常総粘土層であろう)が存在する。



図2.4.3.3 利根川布川付近地形図(1881年迅速図より)
 ※太線は堤防および道路兼用堤防, 黒地は洪積台地



写真2.4.3.1 76.4km付近左岸の水際の上部更新統堆積物の様子(2009年12月)

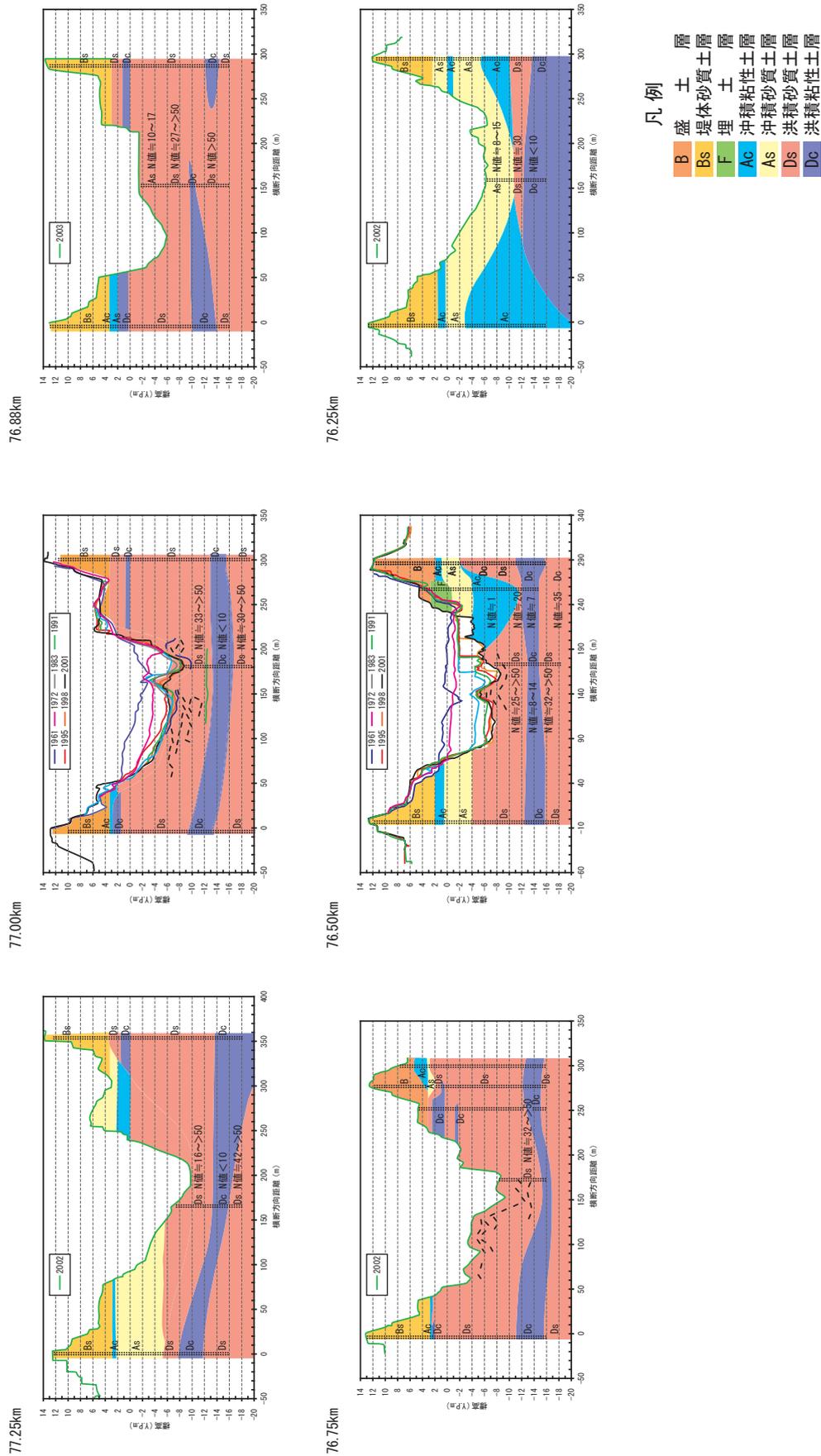


図2.4.3.4 布川ボーリング調査による地質分布図(利根川下流河川事務所資料を大幅修正)

図2.4.3.5は河床横断形の変化を示したものである。60年代後半から70年代において本区間の上・下流において砂層が2～3m掘削され、本区間において洪積層が露出する区間が増加し、さらに1981年の6400m³/s、翌1982年の7255m³/s、8030m³/sの3回の洪水により河床が2m程度急激に河床が低下した。その後、平成の時代に入り1998年に8175m³/s、2001年に8050m³/s、2002年に8039m³/sの洪水があったにもかかわらず、最深河床高はY.P. - 8mで河床低下が停滞し安定期に入ったように見える。1961年の布川の洪水観測所(76.5km)地点の河床は、周囲の地質層序図より砂層が覆っていたと推察されるが、76.75kmおよび77.0kmは上部更新統が露出していたと推定される。ただし侵食されて深くなった箇所は平水時に砂が堆積していたであろう。77.0km地点の川幅は上下流の移動床である低水路幅に比較して6割程度であるので、洪水時には砂は浮遊し、露岩していたであろう。現在、本地点は移動床である所に比較して平均河床で4m程度河床が低くなっている。布川地点の流速は、過去の流量観測記録の整理によると図2.4.3.6である。1960年代以前の1958年、1959年の4500m³/s程度の流量時の平均流速は2.2～3.0m/s弱、側線別では3.5m/sを超えている(1974;山本, 1976)。2000年代では同一流量に対して流速が小さくなり、流速3.0m/sに達する流量が8000m³/sとなっている。図2.4.3.5に示すように布川狭窄部における狭窄部前後の河床高の差異の増加により、布川での水位の塞き上げ量の減少が影響しているのである。なお平均年最大流量は1938～1987年の平均での2515m³/s程度(平均流速1.5m/s程度)である。

本区間下流の河床横断形の変化を図2.4.3.7に示す。その横断形状に変化を見ると移動床の河道とは思えない河床の平坦面(Y.P.0m, -2m, -4m)および異常洗掘箇所が存在し、粘性土、洪積層の存在が暗示される。

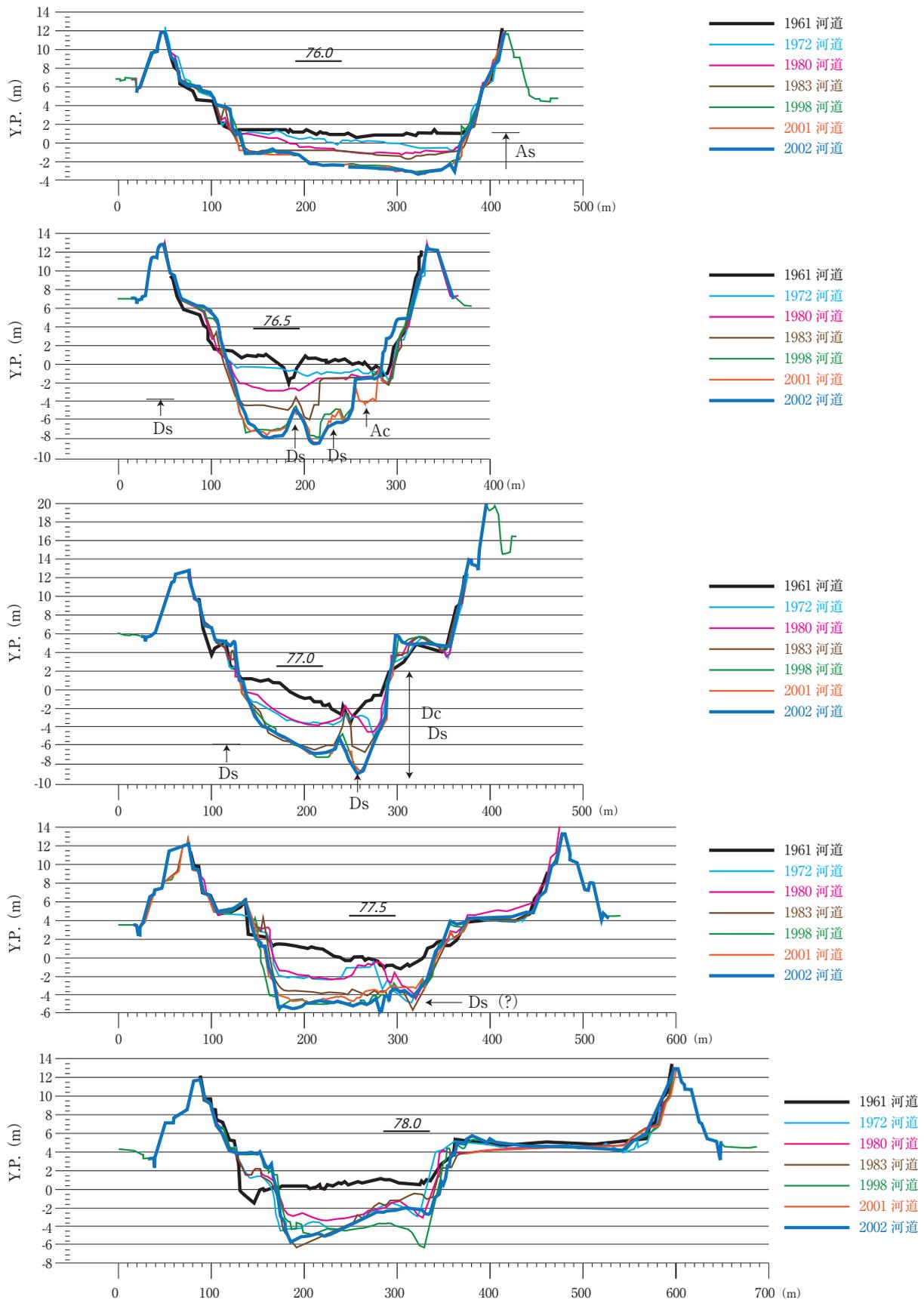


図2.4.3.5 河床横断形の経年変化(76.0km ~ 78.0km)

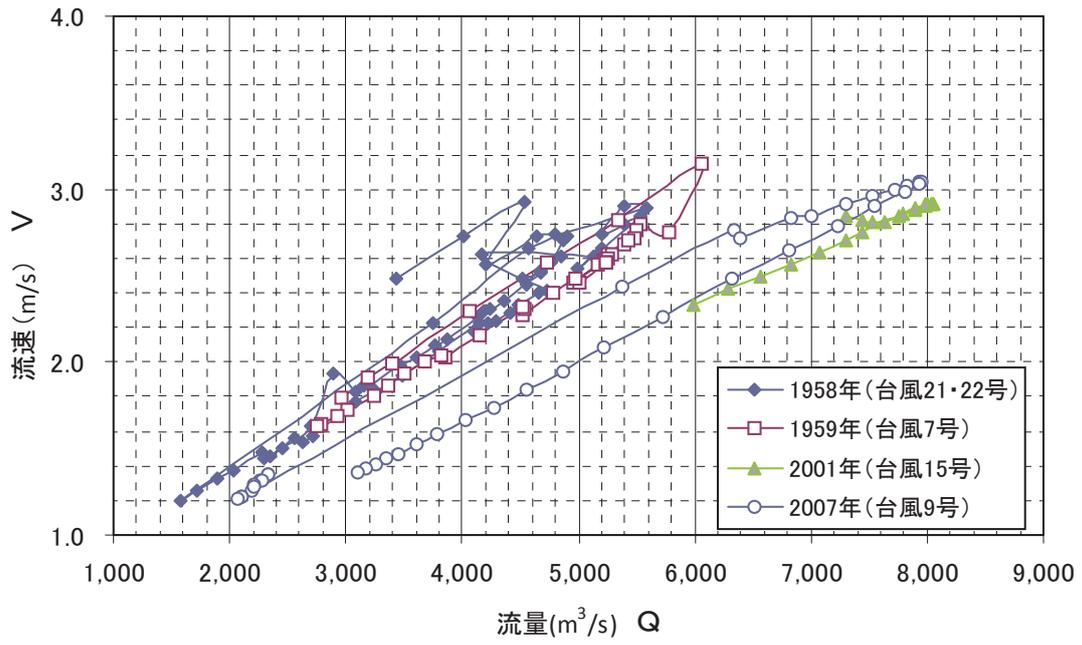


図2.4.3.6 布川(76km地点)流量と流速の関係(1958, 1959, 2001, 2007年洪水)(全断面平均流速)

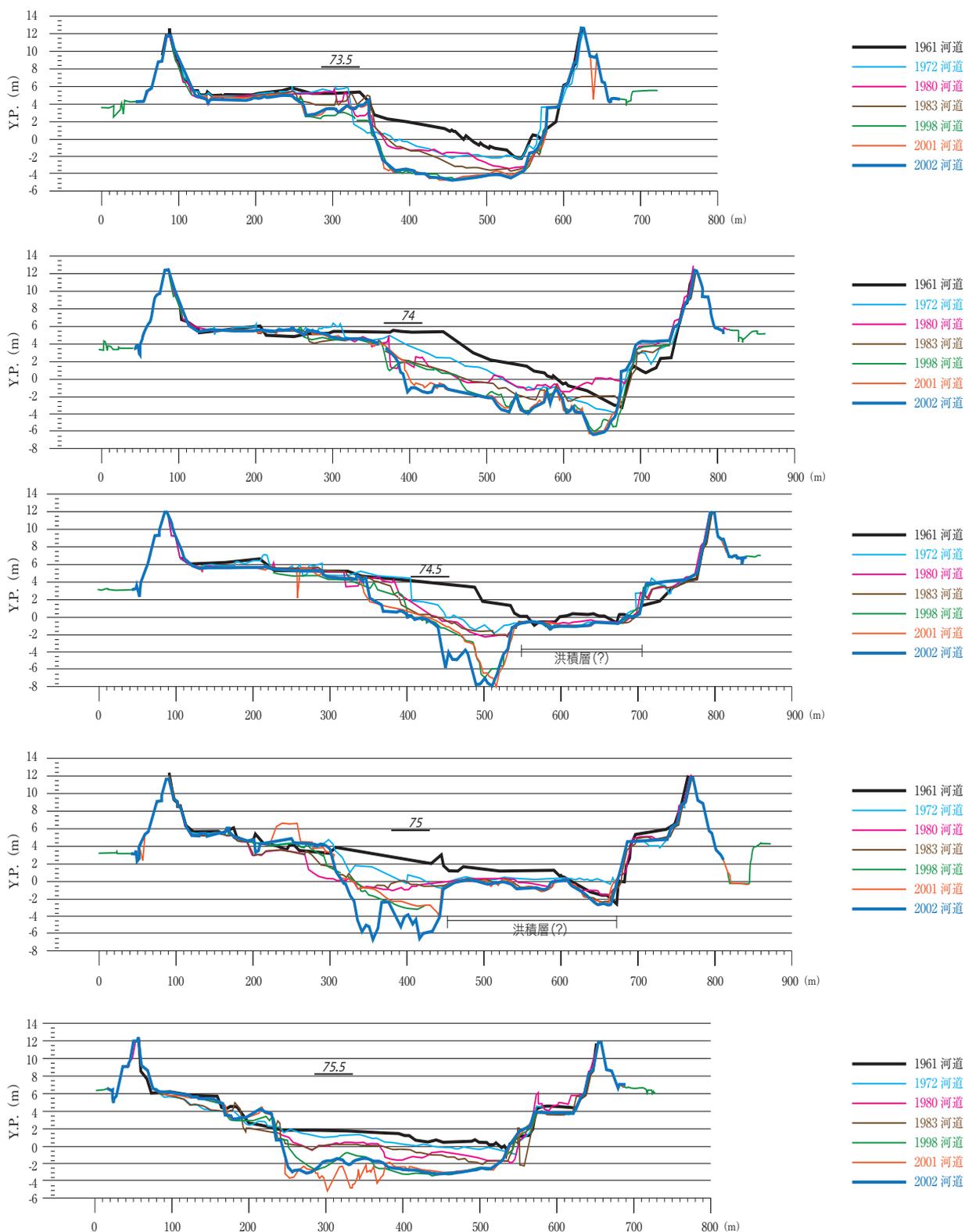


図2.4.3.7 河床横断面の経年変化(73.5km ~ 75.5km)

本区間，76.4km 付近左岸水際の上部更新統堆積物の様子を**写真2.4.3.1**，**写真2.4.3.2**に，栄橋から見た河岸際の様子を**写真2.4.3.3**に示す。



写真2.4.3.2 76.4km 付近左岸の水際の上部更新統堆積物近影(2009年12月)



写真2.4.3.3 栄橋から見た河岸際の様子(2009年12月)

(2) 68～66kmにおける川幅の拡大による水衝部位置の変化と異常洗掘

図2.4.3.1に河道平面形を，**図2.4.3.8**に横断形状の変化を示す。1961年の河道横断形とその後の横断形の変化より，1970年代初頭から河床掘削と川幅の拡大が始まり，1983年から1998年の間に67.0km地点の左岸側が急激に洗掘され，2002年で-8mにまで河床が低下している。67.5～66kmの湾曲部は内湾側が掘削により広げられている。蛇行長を変化させず川幅を拡大すると水衝部位置が下流にずれるので，67.0km地点の滯筋が右岸から左岸に変化したと推定されるが，洗掘深および横断形状は通常の移動床河床の横断形状としては異常である。右岸側の-2mの平坦面および前後の横断形状図より-2m相当面に粘性土の存在が推定される。67km地点左岸寄りには，侵食しやすいシルト混じりの細砂層が存在したか，粘性土層が薄く流水で侵食され，その下の層が侵食されやすいシルト混じり細砂であった可能性が高い。

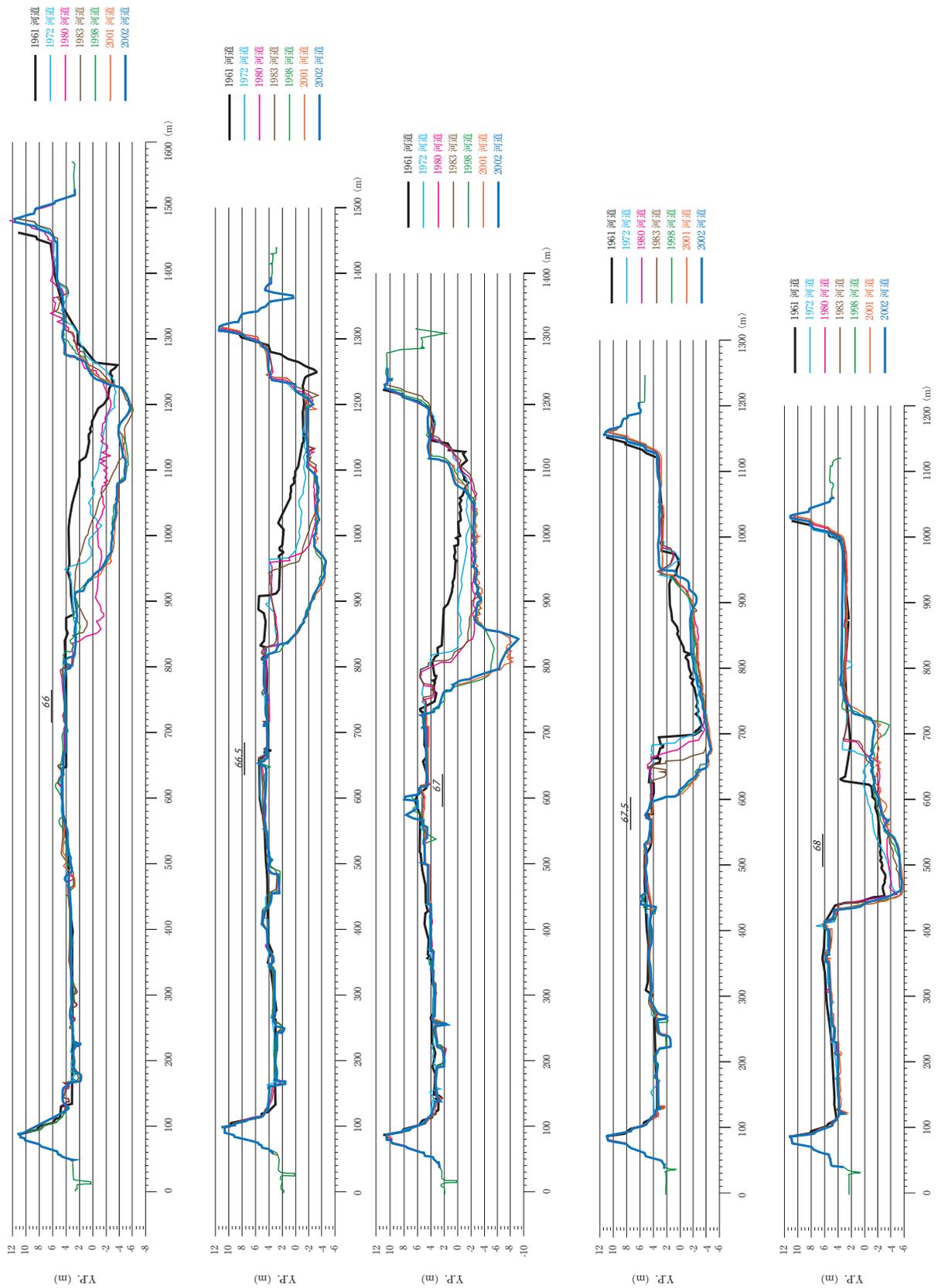


図2.4.3.8 河床横断形の経年変化(66.0km ~ 68.0km)

(3) 64～62kmにおける直線部の異常深掘れ

図2.4.3.1の河道平面形状に示すように本区間はほぼ直線状で、河道の曲がりによる深掘れが生じない区間である。しかしながら図2.4.3.9に示す河道横断形状の変化を見ると、1961年にはほぼ河床が平坦であったのが、63km地点は1972年以降河道中央部が溝状に侵食され、63.5km地点は、1983年河床が-2.5m程度の平坦面であったが1998年には-12mまで河床が下がっている。河床横断面の変化より-2m、-4mに多少侵食力のある粘性土の存在が推定されるが、63.5km、63km地点には-5～6mより下層が砂質層(63.5km地点の河積と平均年最大流量より推定すると流速1.4m/s程度で侵食される物質)である可能性が高い。

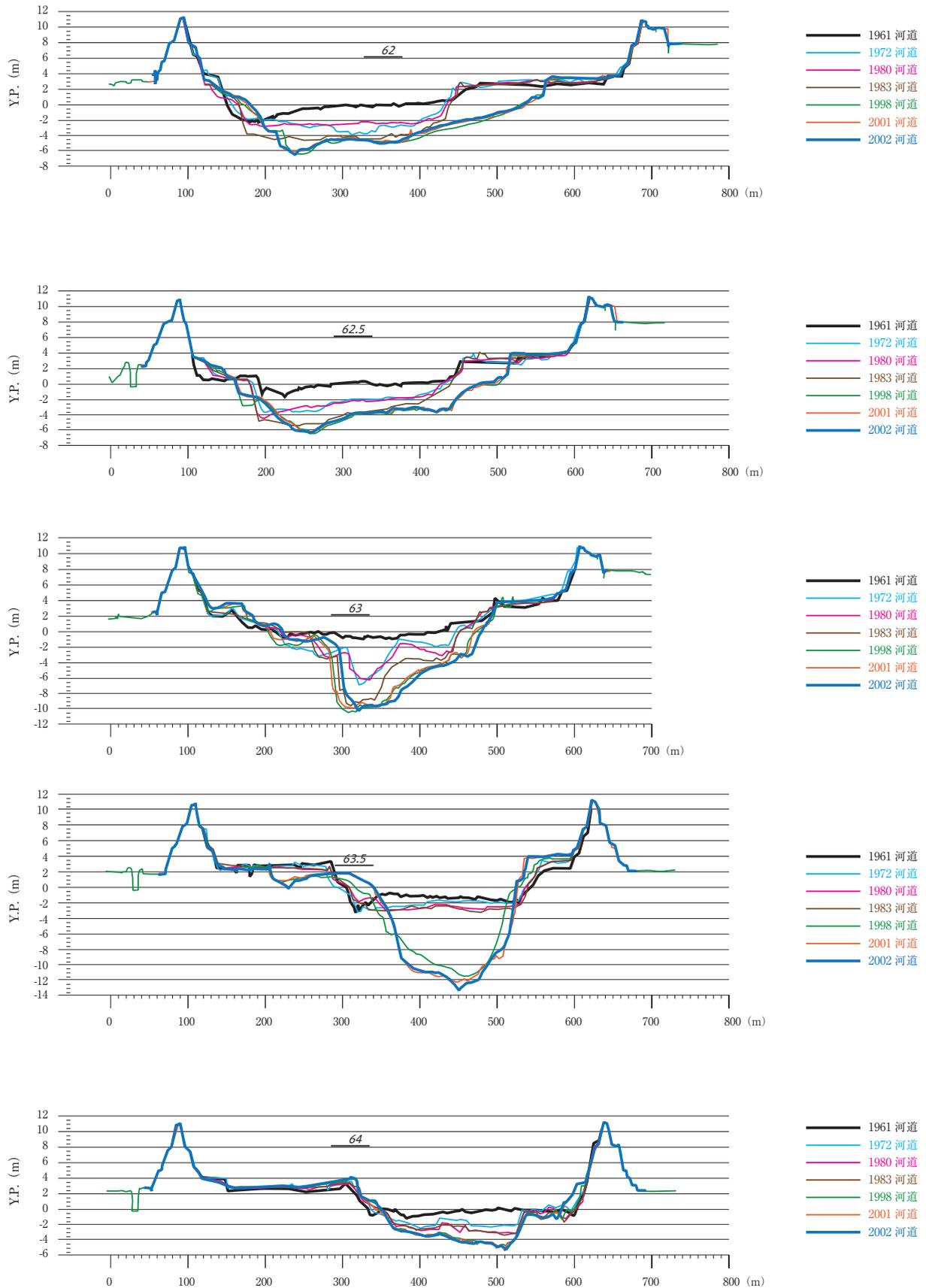


図2.4.3.9 河床横断面の経年変化(62.0km～64.0km)

(4) 59.5～58km 区間における深掘れ

本区間は緩やかに蛇行する区間である。図2.4.3.10の横断面形状の変化を示すように1961年においては、59.5～59kmの右岸寄りに浅い滯筋が存在する深掘れが少ない横断面形状であった。それが、1983～1998年の間に59km地点および58.5km地点で最深河床高が6m低下した。その横断面形状は移動床河道の横断面形状といえず土質の異なる層の存在が暗示される。59.5km地点では-4mの侵食平坦面が存在する。侵食抵抗の異なる土層が存在し、侵食速度の差異により凹凸の激しい横断面形状となったのであろう。河床に上部更新統が露出している可能性もある。

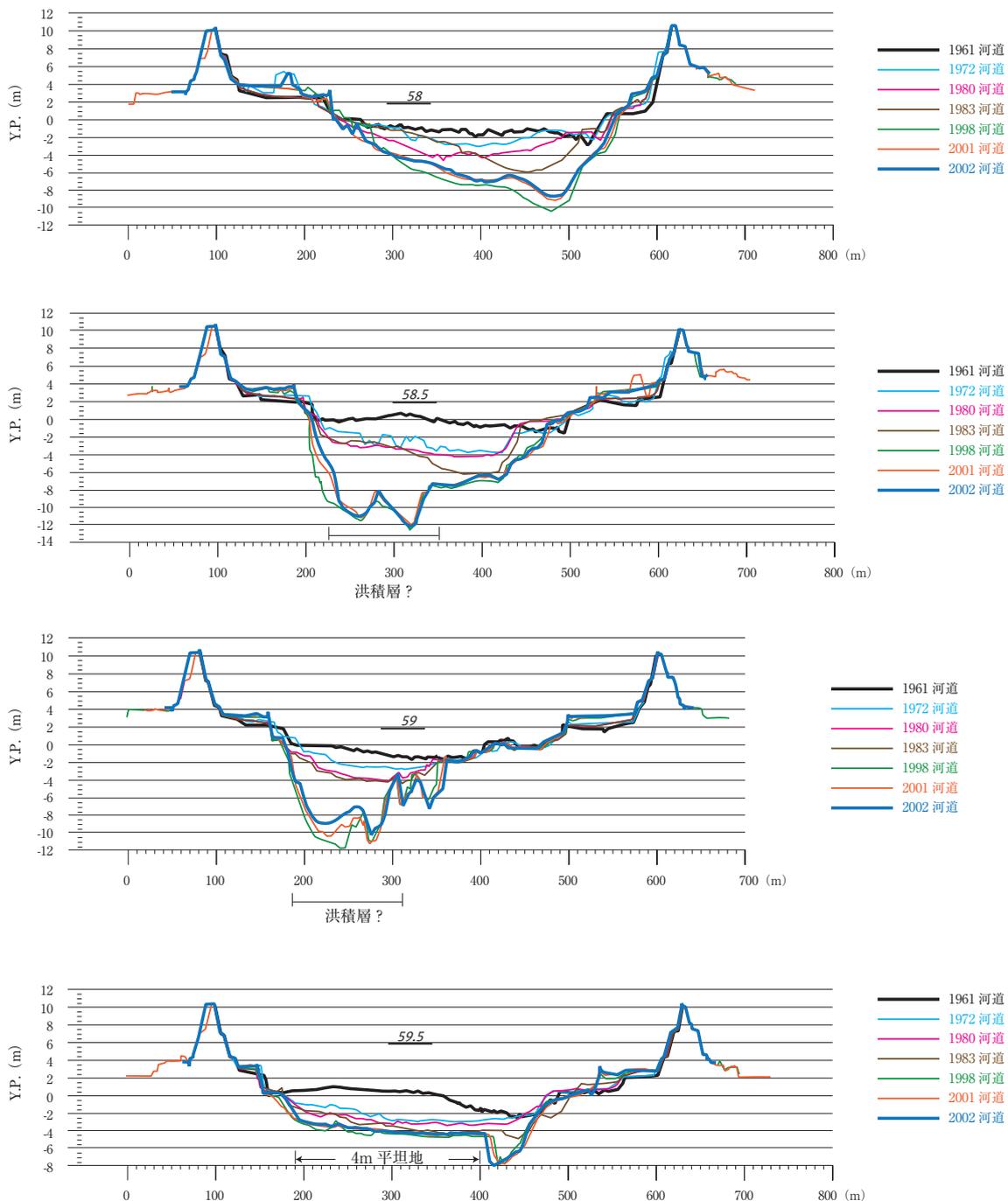


図2.4.3.10 河床横断面形の経年変化(58.0km～59.5km)

2 セグメント3

50～35km区間は、沖積砂質層および上部更新統の堆積物を流下している。1961年の横断形状は河道の曲がりに応じた滯筋が存在し深掘れの水深は深く、46.5km右岸で-10m、44.5kmで-14m、44.0km左岸で-9m、42.5km左岸で-10m、40km右岸で-18m、39.0m左岸で-12m、37.5km右岸で-14mであった。深掘れは左右交互に配置していた。42.5km地点、40.0km地点は上部更新統砂層を切り込んでいるようである。図2.4.3.11に38.0～36.0km区間の横断形状の変化を示す。1961年以降の河道掘削により川幅が拡大され、洪水時の主流部の位置が変化し、1961年において深掘れが大きかった37.5km右岸は主流部から外れ、徐々に堆積し、水衝部が下流に移動した。福岡他(1998)による3次元流況解析により水衝部の移動が確認されている。37.0km右岸の最深河床高は-10mで変化せず上部更新統の砂層の露出が暗示される。36.5kmは深掘れ部が右岸より近づいた。36.0km地点の-6m以下は上部更新統砂層であろう。

埋没段丘上を流下している区間(35～31km)は、33.0km地点を除き最深河床高の位置(-6m)が上部更新統砂層上面で規制されている。

30～28kmは河道の曲がり数が少なく、図2.4.3.12に横断図を示す。河岸は粘性土で横断形状は台形で河床は-5m程度の平坦面をなす。粘性土の上に細砂・シルトが薄く載っているのであろう。

26～19km区間は利根川の第一期工事で中州を掘削した人為的河道である。25.5～23.5kmは河道が緩やかに湾曲し、そのため図2.4.3.13に示すように右岸側に滯筋が存在し、その深さは-6m程度である。この右岸側は掘削面であり掘削面は侵食されていない。左岸側は-2m程度の深さである。23～21km区間(図2.4.3.14)においても-4～6mの粘性土の平坦面が存在するが、1961年においては川幅が狭く、この平坦面を侵食した溝状の地形が左岸側に23.0～21.5kmに存在した。現在、川幅の拡幅により土砂が堆積している。

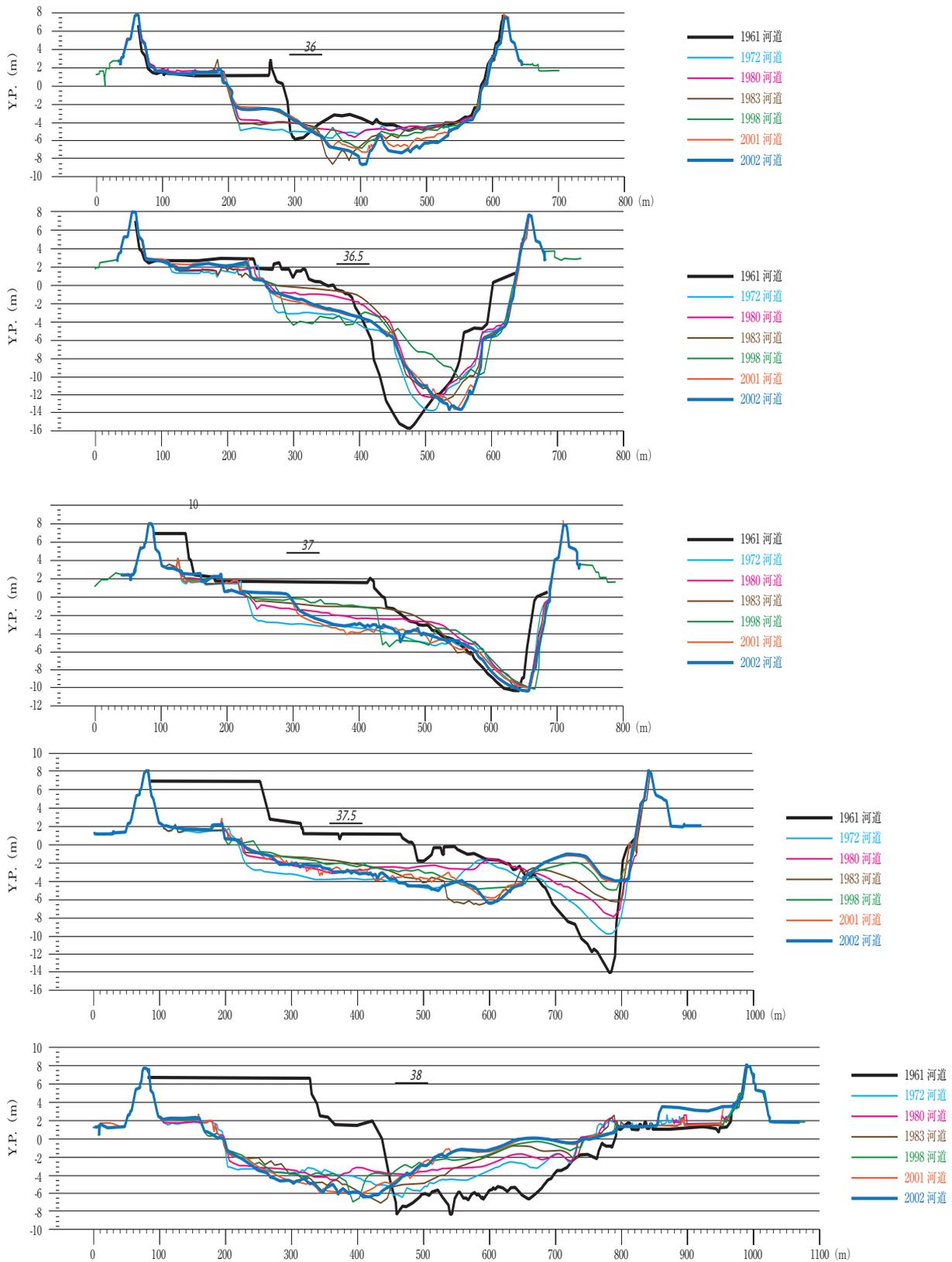


図2.4.3.11 河床横断形の経年変化(36.0km ~ 38.0km)

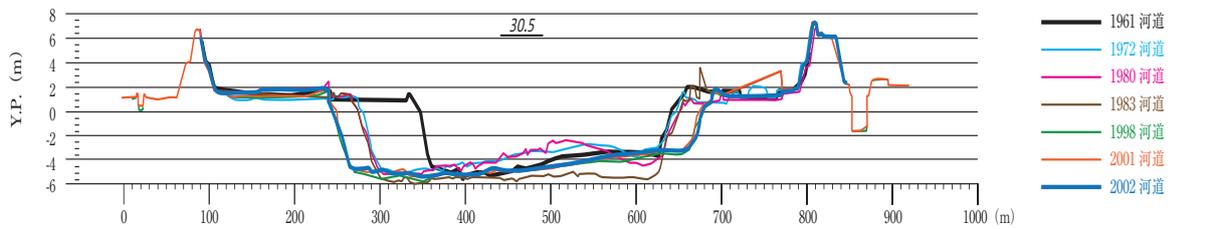
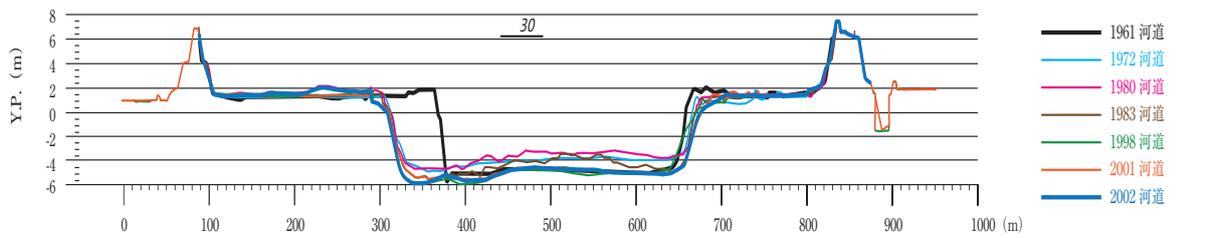
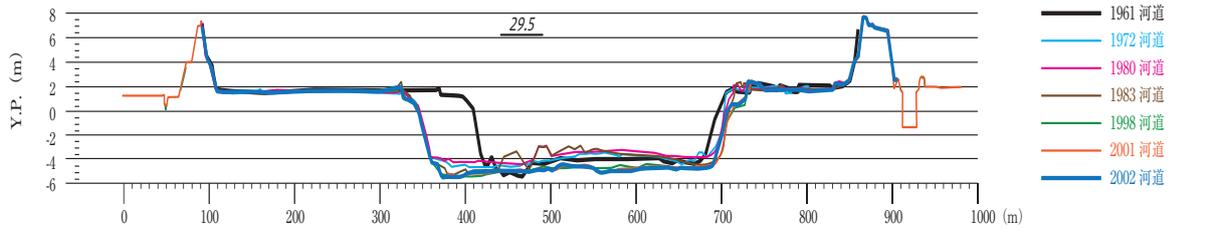
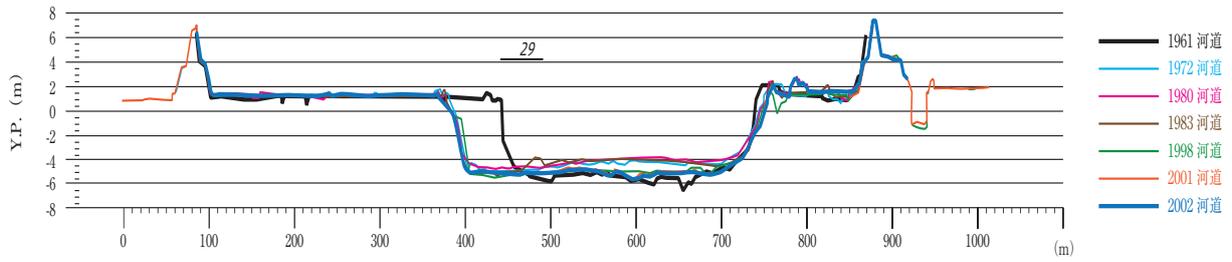
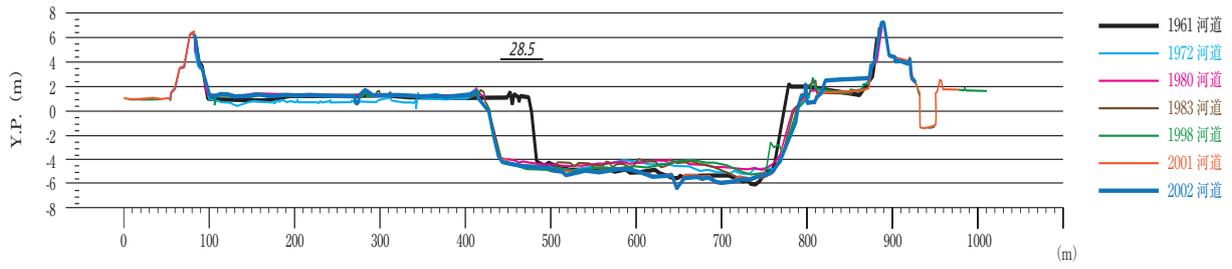


図2.4.3.12 河床横断形の経年変化(28.5km ~ 30.5km)

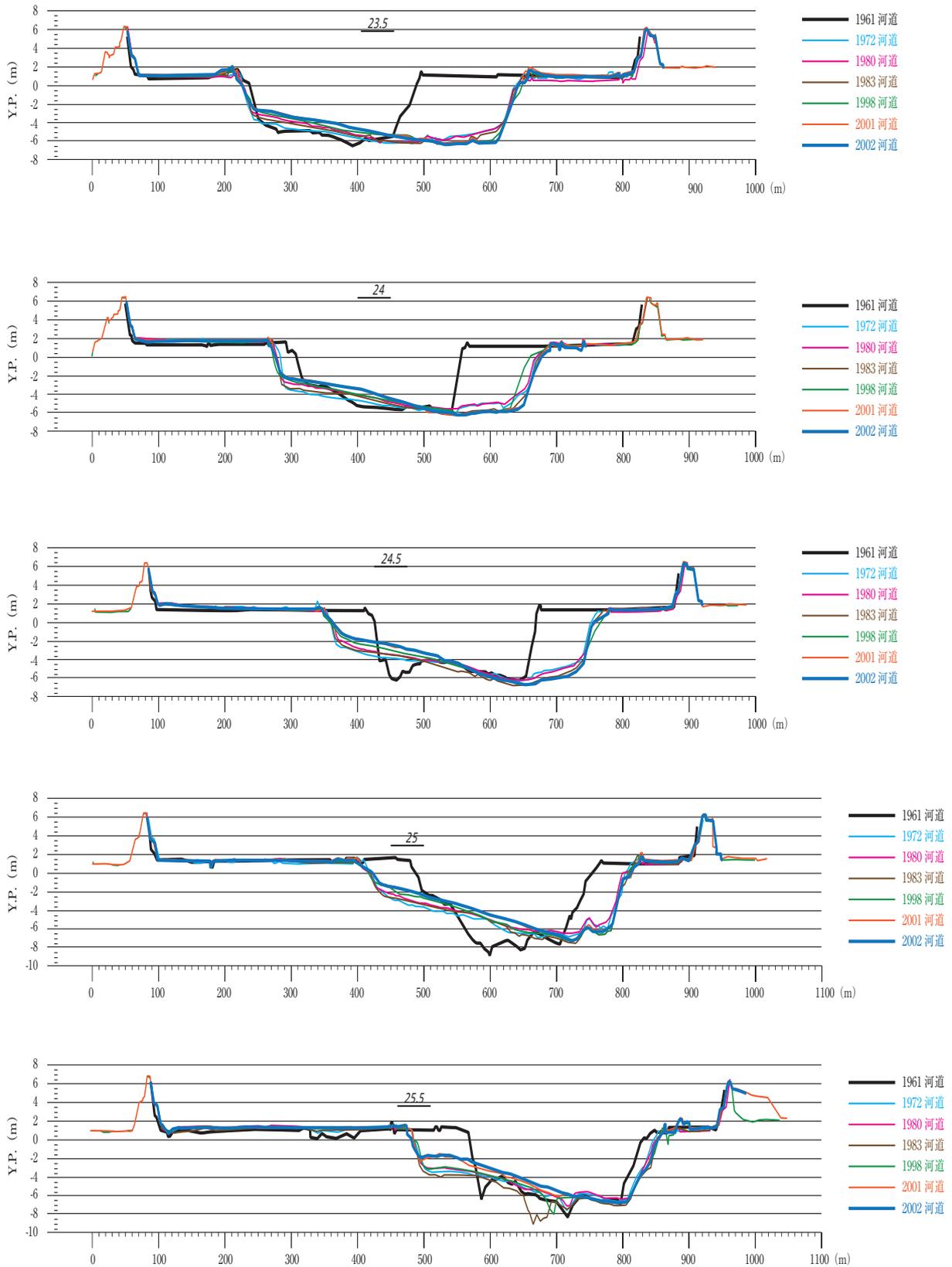


図2.4.3.13 河床横断形の経年変化(23.5km ~ 25.5km)

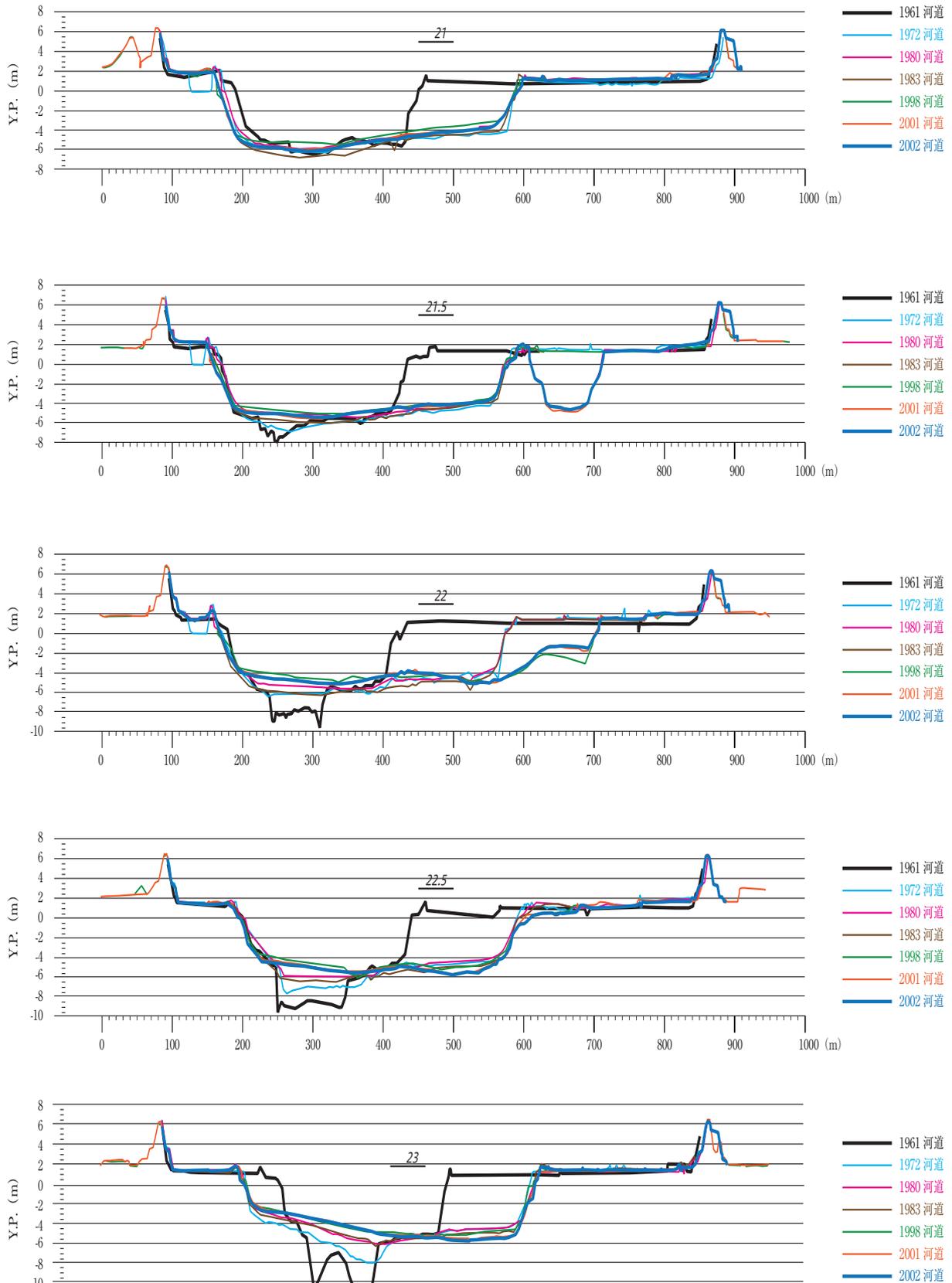


図2.4.3.14 河床横断形の経年変化(21.0km ~ 23.0km)

3 セグメント2-2とセグメント3の差異

セグメント2-2においては、砂採取の停止後も河床低下が進行し、河床にはデルタ底置層である粘性土が露出している区間が増大し、その粘性土により河床が平坦面化して弱侵食層として機能している区間があるが、徐々に侵食され、粘性土層の下に砂層などがあると急速に河床低下し、異常洗掘現象が生じているようである。

セグメント3においては、川幅の拡大により掃流力が低下し、1961年に比較して局所洗掘深が小さくなった。河床は堆積傾向にあり、シルトの堆積空間が増えたと推定される。

今後の河床変化状況を予測および掘削河道に維持管理のために、音波探査（サイドスキンスナー）による河床形状の詳細把握や物理探査等による土質層序構造の把握が急がれる（⇒3.3）。

2.4.4 粘性土・成田層の耐侵食力

布川77.0km地点：成田層砂層（Ds）：深さ方向に流水に対する耐侵食流速が異なる。1981年～1982年当時、流速が3.0m/s程度に達する洪水において河床物質の侵食が進んだが、2000年代の河床構成物質は3m/sの流速に耐えている。

粘性土（Ac）：デルタ底置層である粘性土は、1.5～2m/s程度まで耐えられるようである。

砂質土（As）：デルタフロント堆積物は、1.5m/s程度まで耐えられるようである。

2.5 養老川下流部に見る軟岩露出河道の河道特性と河道スケール規定要因

養老川の粘性土・軟岩の露出実態，種々の河道特性と河道特性・河道スケール規定要因との関係について記載する。

2.5.1 河川の概要と地質，地形および生産土砂量

(1) 河川の概要

養老川は，千葉県夷隅郡大多喜町太田代の清澄山北東部（標高200～300m）に位置する麻綿原高原に源を発し，地形の傾斜に従い幾段かの河岸段丘中を穿入蛇行しながら，高滝（別名・粟又の滝）・弘文洞跡[※]を経て高滝湖に流れ込み，さらに北西に流下し，市原市の五井南海岸と五井海岸の境界から東京湾に注ぐ流域面積245.9km²，指定延長約73kmの二級河川である（図2.5.1.1）。

上流域は山林が大部分を占め，中流域は豊かな緑に覆われた市原市南部の丘陵地帯であり，下流域は養老川によって形成された三角州の沖積平野であり，河口付近は京葉工業地域の一角をなす埋立地となっている。

川の名前の「養老」の由来は，一説にひぎの屈側を表す古語の「ヨホロ」という言葉により屈曲の多い様子を表したものとされている。この蛇行の激しい養老川は，曲流しつつ谷を深く下刻している（穿入蛇行）地形を利用した川廻し地形という特徴がみられる。この川廻し地形は，江戸中期から明治時代にかけて，農地を拡大するため蛇行しているU字部をショートカットして流れを直線化し，残されたU字部分を水田にすることより形成されたものである。その川廻しのショートカットは，切り通しやトンネルによって行われ，ショートカットされた川や水田化された川の跡が，今でもはっきりとした地形になって残っている。

流域各所には掘抜き井戸による自噴泉がみられ，水田に供給されている。これは北に傾斜する砂泥互層から地質構造が被圧地下水帯をつくるためである。

※弘文洞跡は養老川支流の夕木川（別名・蕪来川）と養老川本流の合流地点の大多喜町小田代および葛藤にあり，養老溪谷においての観光名所となっている。以前は隧道の上部がつながって道が通っていた。1979年5月24日の未明に突如上部が崩落し，現在の姿となった今も独特の風景を作り出している。

(2) 地質

徳橋・遠藤（1984），千葉市の自然史（1997）を参考に，地質特性を記す。

房総半島は現在でも隆起が続いており，川の形成年代は比較的新しい。そのうち，養老川は40万年前に急激に地殻変動して出来た河川であり，上流には礫が無く，山が固くない珍しい川である。

上流域と中流域の地質は，中部および上部更新統の上総層群および下総層群が緩く北西に傾く単斜構造をもって分布し，その半固結～非固結の泥質層および砂質層の互層の岩質による侵食抵抗性の差により，北北西に緩傾斜を向けるケスタ地形が発達している。

下流域の三角州や川沿いの低位河岸段丘には，養老川の土砂運搬・堆積作用により形成された未固結な砂や泥，泥炭などによる沖積層が厚く堆積している。最下流域の埋立地は非常に軟弱な



図2.5.1.1 養老川流域図(養老川河川整備計画(原案修正),2009に付加)

地盤であるため、1987年の「千葉県東方沖地震」の際には液状化や流動化が多数確認された。

上流と中流域に分布する上総層群と下流域に分布する下総層群の地質を概説する。

房総半島中央部に位置する上総丘陵に分布している上総層群は、主に第四紀に海底に堆積した比較的固結した砂層・泥層の互層から構成される。このため、降水はこの表層を覆う植物や土壌層のみに蓄えられ、多くは川に流出してしまう。また、穿入蛇行（開析や下刻）による蛇行の発達が著しい。養老川の西部域では、主に浅海成の砂層・礫層および泥質層から構成され、大規模な削りこみ現象（河成侵食地形）が観察される。一方、養老川の東部域では、主に規則正しく砂と泥の地層が繰り返すフリッシュ型といわれている砂泥互層から構成され、大規模な削りこみ現象はほとんど観察されない。この地域におけるフリッシュ型砂泥互層を構成する砂層は、タービダイト（混濁流により深海に運ばれ堆積した陸源堆積物）と呼ばれ、個々の砂層はよく連続することで知られている。

房総半島北部の下総台地に広く分布する約43万年以降に堆積した更新統の下総層群は、主に浅海成の砂層とそれに挟まれた淡水－汽水成の泥質層および砂礫層とから構成されている。浅海成の砂層は、しばしば貝化石を多産する。浅海成の砂層中に繰り返し挟まれる泥質層は、泥炭層や植物根の痕跡化石を含むシルト層や粘土層を主体とする。このほか、場所によっては、水路状をした陸水成の砂礫層および生痕化石や内湾性の貝化石を含む砂質泥層－泥質砂層を伴う主に淡水－汽水成の堆積物が分布する。

このように下総層群は、浅海成の砂層と淡水－汽水成の泥質層とが周期的に繰り返す堆積サイクルから構成されている。

図2.5.1.2に養老川流域周辺の地質図を示す。

(3) 地形

千葉県の自然史(1997)、養老川河川整備計画(2009)を参考に地形特性を記す。

養老川の始まりは、水系網の形から丘陵地の陸化期以来、半島中央部が隆起し、陸化するのに対応して成長してきたとされている。下流部では約43万年前以降の下総層群、中上流部では約43～200万年前の上総層群の堆積物を湾曲しながら下刻して流れている。

上流域（高滝ダム上流）は、標高200～300mの清澄山塊がケスタ構造を成し、山稜の穿入蛇行（曲流した川が下刻した状態）が進んでいるため、複雑な地塊の集まった地形となっている。つまり、南（上流側）に向かうにしたがってやせ尾根となり、次第に山深い感じで鋸歯状と形容されるような山陵（ケスタ地形）となっている。

中流域（甘五里堰（7km）～高滝ダム間）は、丸い尾根をもった上総丘陵地の中を蛇行しており、沿川に6～8段の河岸段丘が発達している。標高分布や谷密度などの地形特性は、上流域の清澄山塊と共通性を示す。

下流沖積地（甘五里堰（7km）下流）は、かつては典型的な円弧状の三角州が形成され、数多くの支川が流れていた。しかし、住宅や工場の進出によって支川は次第に姿を消した。また、養老川の河口周辺の東京湾沿岸は、広大な干潟が形成されていたが、1957～1968年に人工的な埋め立てが行われ、その形状は当時とはかなり変化したが、三角州には砂堤・自然堤防・旧河道・後背湿地・谷底低地などの微地形が現存している。



図2.5.1.2 養老川周辺の地質(日本地方地質誌関東地方 日本地質学会編集,2008に付加)

(4) 養老川流域の生産土砂量

図2.5.1.3に養老川の中流部に位置する高滝ダムのダム設置後の堆砂量の累加量を示す。

この図より、養老川の高滝ダム上流域の生産土砂量は年間115千 m^3 程度であり、比堆砂量は約1070 m^3/km^2 /年である。(高滝ダムの流域面積は約107 km^2)全国的な生産土砂量を整理した図2.5.1.4と比較した場合、③群(只見川, 庄川, 吉野川, 木曾川など)に入る河川と同程度であり、比較的生産土砂量の多い河川であると評価される。

養老川の山地部は、上総層群を中心とした地質であり、この地質は固結度が低く、砂層と泥層の互層からなり、砂利を生産しない。河川への流入土砂は主に砂層から砂分が供給され、泥層からシルト・粘土が供給される。軟岩であること、河川が丘陵を深く切り込んでいることにより、比供給土砂量が多い。

また、高滝ダムの堆砂量は(図2.5.1.3)、ほぼ線形に増加していることが読みとれる。これは、大雨によって急激に堆砂量が増加するのではなく、漸次的に土砂が河川に流入されていることを示している。

高滝ダム堆砂量

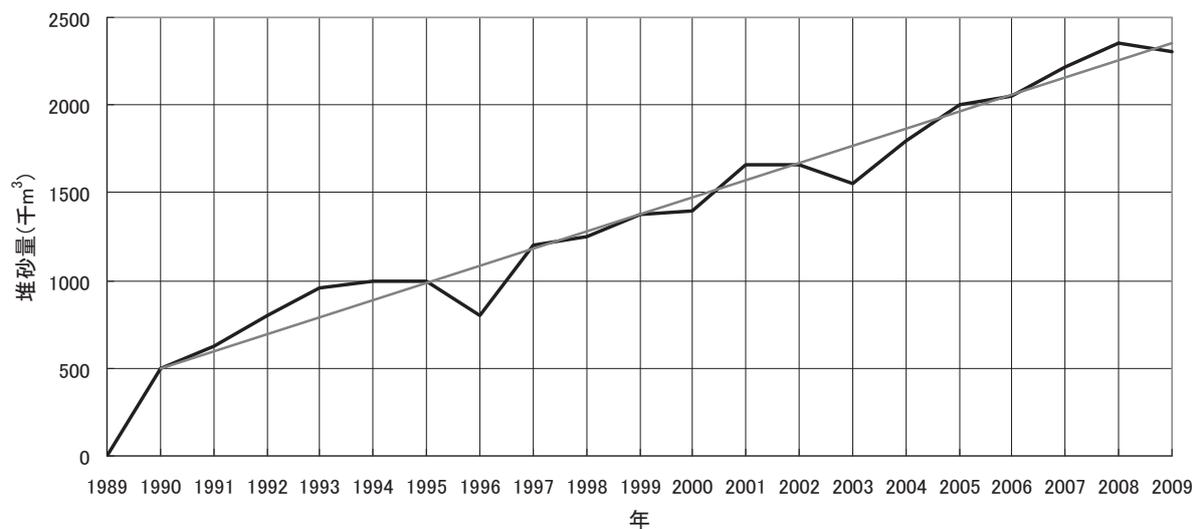


図2.5.1.3 高滝ダムの堆砂量(累加量)の経年変化

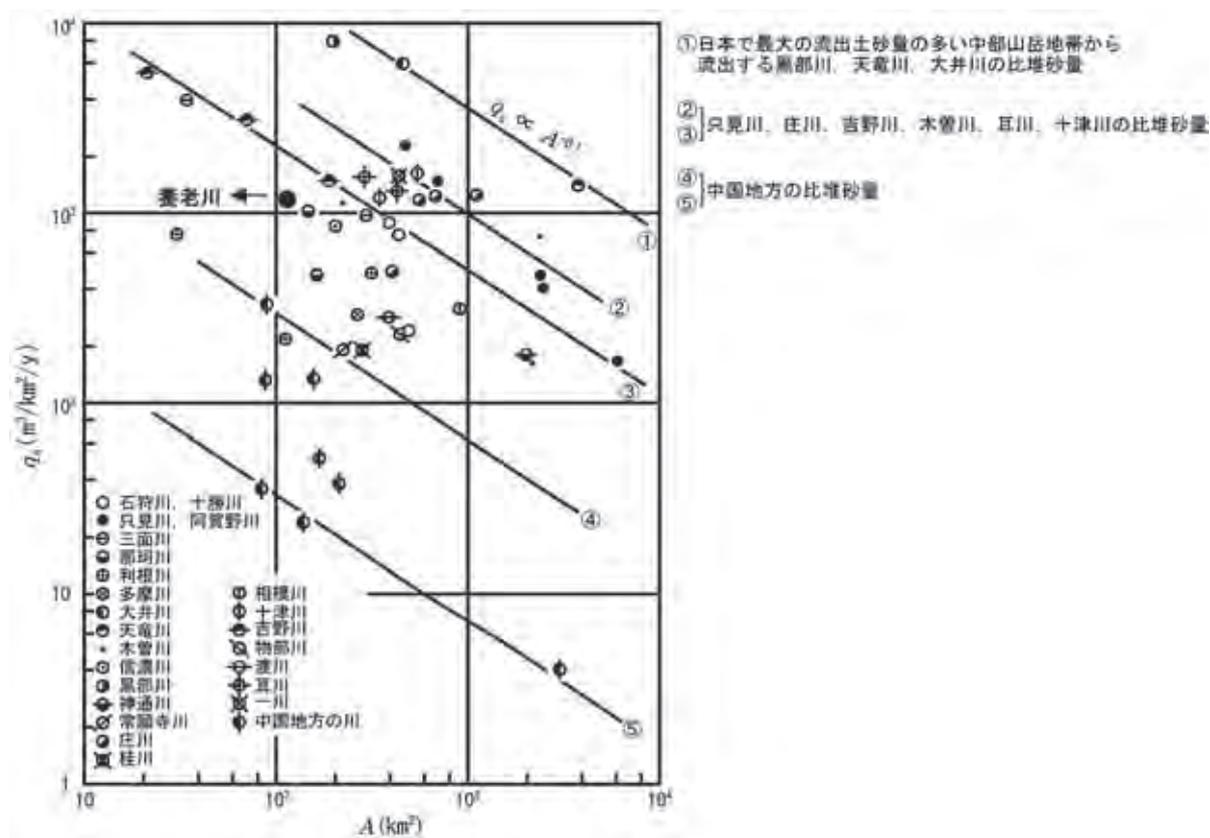


図2.5.1.4 流域面積と年平均比堆砂量の関係(芦田他, 1974)

2.5.2 河川改修の経緯

養老川の治水事業は、下流三角州地帯の氾濫を防ぐことに主眼が置かれた。明治、大正、昭和と長期にわたり築堤が進められ、二日市場地先の土宇橋(16.11km)まで行われた。その上流においては、災害復旧や災害関連事業により、一部区間の築堤や護岸の整備が行われた。

養老川における本格的な改修は、1970年7月の大洪水を契機として、JR内房線橋梁(5.33km)における基本高水のピーク流量を $2000\text{m}^3/\text{s}$ 、このうち $200\text{m}^3/\text{s}$ を上流の高滝ダムで調節する工事实施基本計画が策定され、水系一貫した河川改修を進めることになり、1990年度には高滝ダムが完成した。河道については、1971年より養老大橋(1.86km)～JR内房線橋梁(5.33km)までの区間の整備が進められた。

この間、1989年7月31日から8月1日にかけての集中豪雨で、権現堂橋下流(10.62km)において大規模な災害が発生したことから、この区間の改修を実施し1994年に概成した。この改修においては、**図2.5.2.1**に示す妙香橋(19.98km)付近のショートカットを行った。農業用取水施設が多いことから計画河床の変更が出来ないため、現況河床勾配を重視した縦断計画として、ショートカット部においては落差工を設置した。

1994年からは柳原橋(7.90km)～権現堂橋(10.62km)までの区間についても整備が進められ、1999年度からは五井大橋(3.29km)からJR内房線橋梁(5.33km)までの間について重点的に整備を進められている。

また、1996年9月21日から22日にかけて台風17号によりJR内房線上流区域において大規模な災害が発生したことから、JR内房線橋梁(5.33km)から廿五里橋(7.21km)間の改修を実施し2000年度末に概成した。

図2.5.2.2に迅速図に現在の河道位置を重ね合わせた図を示す。この図より、明治以降、平野部でショートカットが3箇所なされたが、現在までの河道位置の変化は大きくない。



図2.5.2.1 蛇行部の改修前後の河道状況(養老川河川整備計画,2009)

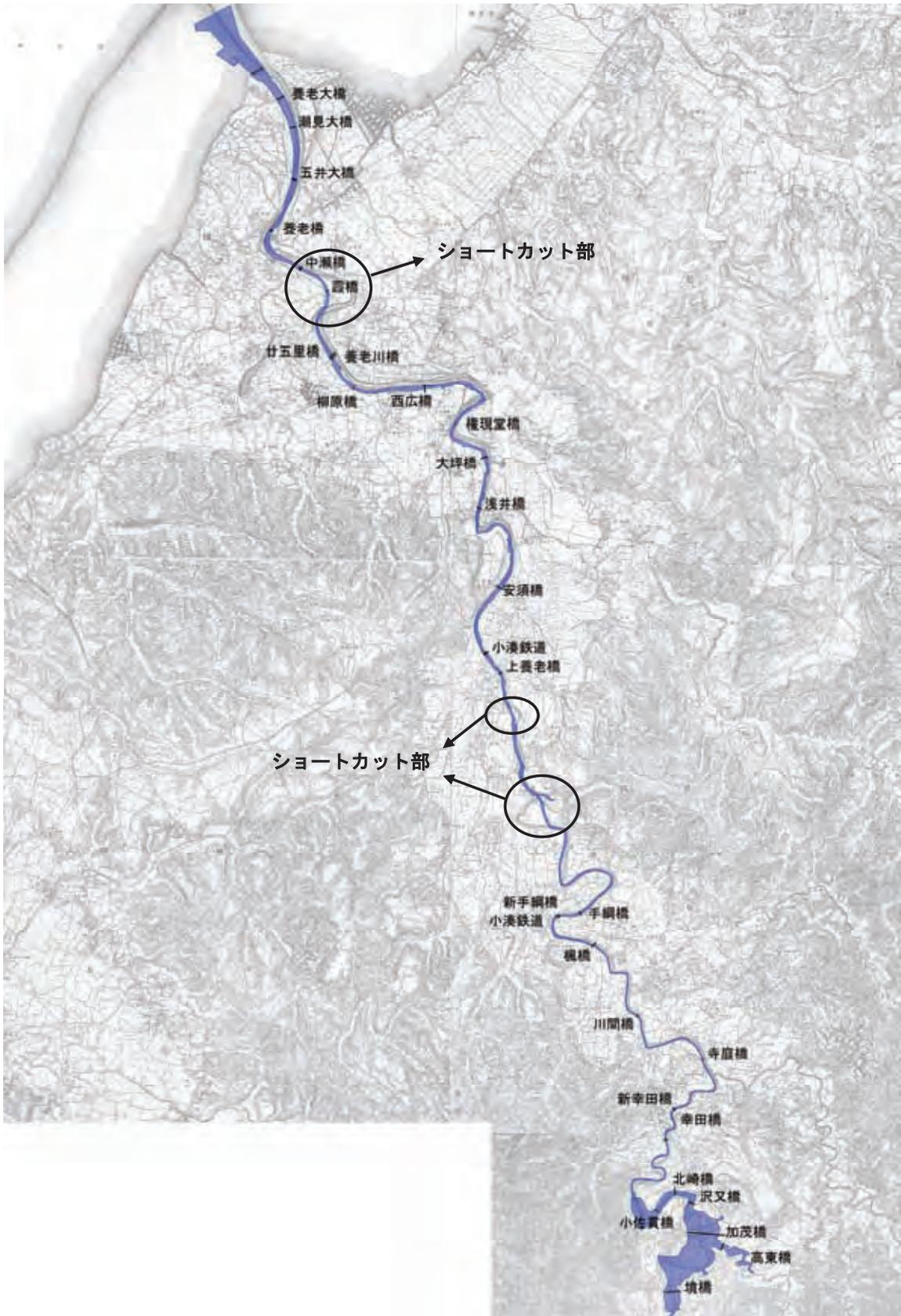


図2.5.2.2 迅速図における河道位置と現在の河道位置の差

2.5.3 河道特性の縦断変化と河道特性量

検討対象区間は、河口から高滝ダム間の約31kmである。この間のセグメント区分と河道の特徴を記す。

[1] セグメント区分

(1) セグメント2-2-①=30.90～17.85km

高滝ダムの下流で上総丘陵を流下しており、沖積地河川ではなく穿入蛇行河川である。河床勾配は1/1180である。このセグメントの下流端はショートカットした区間である。

河床には、砂はほとんど堆積しておらず、砂岩・泥岩の露出が見られる。また、河床低下が著しく、護岸や橋脚の保護のため、根固ブロックが多数投入されている。

なお、下流セグメントとの接合部は、上総層群と下総層群の境界とほぼ一致している(図2.5.1.2)。

(2) セグメント2-2-②=17.85～7.48km

本区間より有堤部となる。堤間幅は100m程度で、低水路幅は50m程度である。河床勾配は1/3450である。

河床には、砂が堆積しているが層厚は薄いと想定される。平水時、直線部では高さの低い砂州が形成され、蛇行部の内湾側はポイントバーとなっている。

(3) 感潮区間=7.48～0km

感潮区間であり、川幅が下流に向かって広がっている。7km以下の勾配は1/8300程度である。

[2] 平均年最大流量の評価

対象とする区間に流量観測所はあるが、観測年数が少ないことや観測精度等を考慮し、図2.5.3.1に示す比流量曲線図より、平均年最大流量を評価した。

平均年最大流量程度のクリガー曲線のCは概ね5～10であり、また高滝ダム地点の流域面積を100km²程度であることから、比流量は1.5m³/s/km²と評価される。

以上から、高滝ダム地点の流入量の平均年最大値は150m³/sとした。これに対して、近年の150m³/s程度の出水時の高滝ダムの洪水調節実績(ピーク時に約30m³/sの洪水調節を実施)を考慮して、高滝ダム下流地点の平均年最大流量を120m³/sとした。また、下流域の流量は、この120m³/sに対して、主な支川ごとに比流量換算によって平均年最大流量の評価を行った。(河口部278m³/s)

[3] 河床縦断形、勾配

図2.5.3.2に平均河床高および最深河床高の縦断図を示した。同図には小セグメント区分と横断工作物位置を示した。

感潮区間は廿五堰下流の7.48km程度であり、ここで2mほどの河床の段差が生じている。その上流の河床勾配は17.8km地点を境に変化し、下流側は1/3450、上流側は1/1180である。なお、河床勾配の変化点は、上総層群と下総層群の地質境界に相当している。HWL(計画高水位)が急激に2m近く上昇する18.8km地点は、蛇行部をショートカットした区間である。

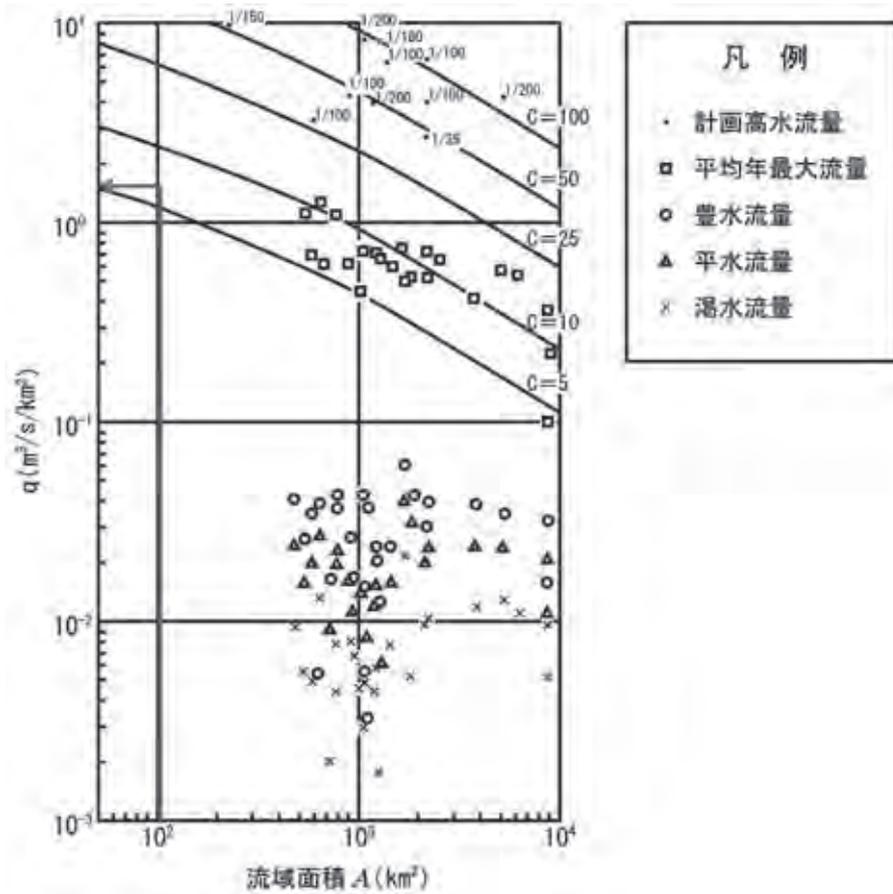


図2.5.3.1 関東地方の比流量と流域面積の関係(山本, 2010に付加)

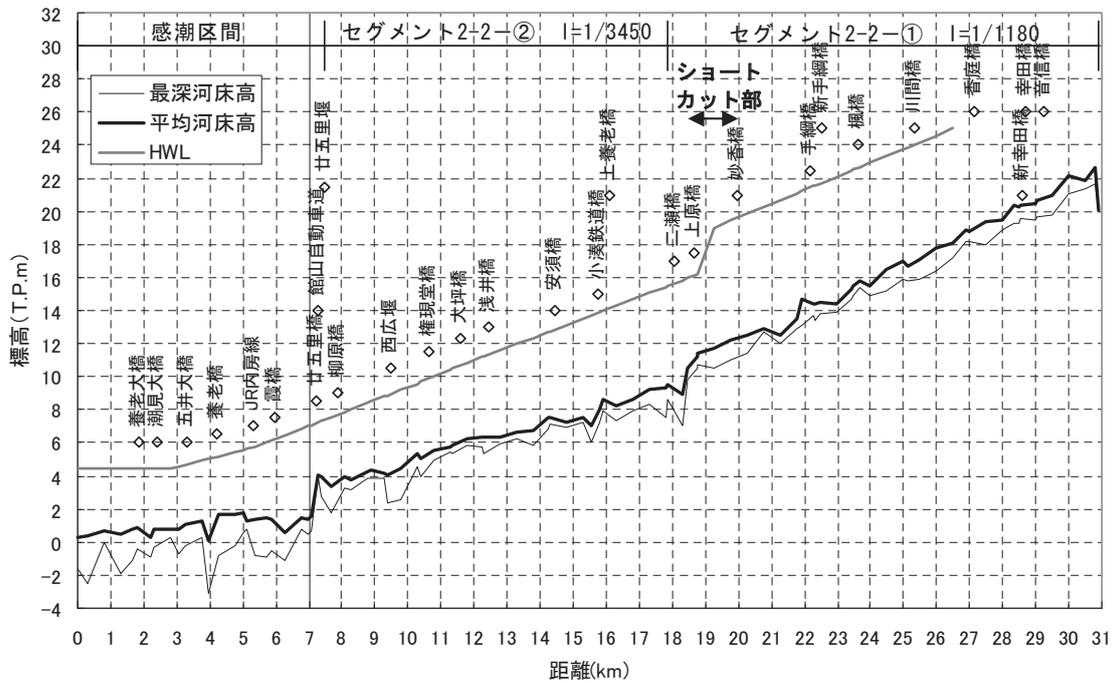


図2.5.3.2 養老川縦断面

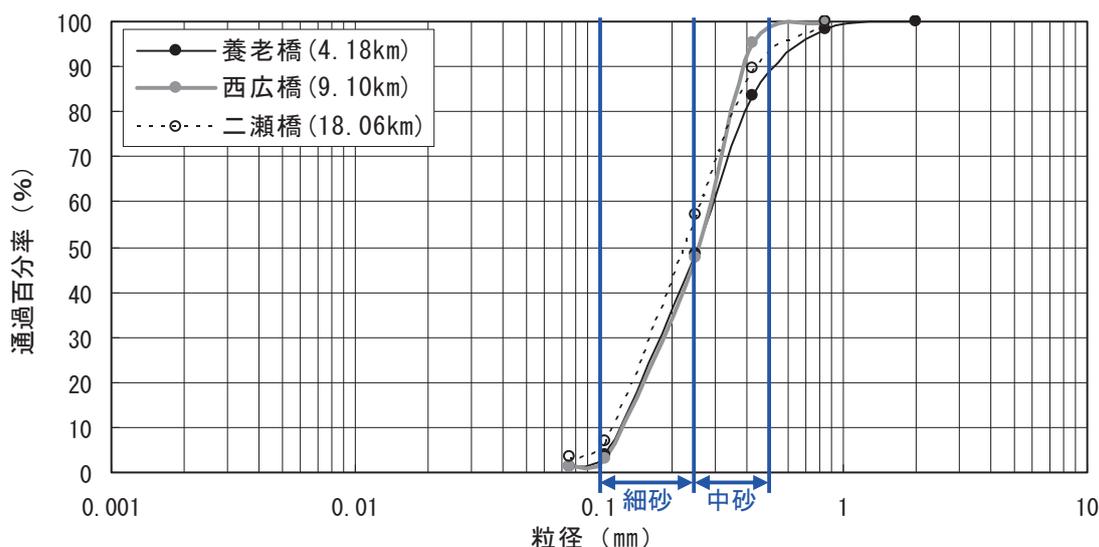


図2.5.3.3 養老川中流部下流部の粒度分布図(2005年度調査)

[4] 河床材料

高滝ダム下流は、セグメントの差異に関わらず同様の粒度分布形の河床材料が堆積している。A集団は細砂および中砂である。(細砂50%程度, 中砂45%程度)代表粒径 d_R (60%粒径)は, 0.3mmである。なおセグメント2-2-①にも砂が堆積しているがその層厚は薄く、河床には軟岩が露出している。

[5] 粗度係数

河床材料や河床の状況(現地調査)より、セグメント2-2-①の区間は河床が泥岩の河道であるが、河床の凹凸が見えなかったため、古いコンクリート水路より多少マンシングの粗度係数が大きいとし $n=0.022$ とした。セグメント2-2-②の区間は細砂中砂の河道であり、平均年最大流量時の河床形態はアップーレジーム(無次元掃流力 $\tau_* = 2$ 前後)と推定されたので、低水路の $n=0.015$ ($\phi = 24$ 程度)、高水敷 $n=0.035$ とした。表2.5.3.1に上記より設定した粗度係数を示す。

種々の河道特性量は、断面分割法に基づいた次元不等流計算を行い、低水路部分諸量を評価した。河口の出発水位は0kmに置き、東京湾平均潮位(A.P. 1.21m)とした。

表 2.5.3.1 設定低水路粗度係数

区 間	粗度係数
セグメント 2-2-① (30.90~17.85km)	0.022
セグメント 2-2-② (17.85~7.48km)	0.015

なお、1996年9月洪水で流量観測(安須橋14.3km 970m³/s)が行われており、この観測水位と水面勾配より河床に働く無次元掃流力を求めると $\tau_* = 5 \sim 6$ 程度となり反砂堆河床となり ϕ が20程度と推定されマンシングの粗度係数でいうと0.021となる。これを用いると不等流計算による水位とほぼ合致する。

[6] 水深と掃流力

平均年最大流量を用いて不等流計算を行い、水深等の水理諸量の算定を行った。ここでの粗度係数 n は、表2.5.3.1に示す値を用いた（感潮区間0～7.48kmは上流のセグメント2-2-②と同様の値を用いた）。

図2.5.3.4～図2.5.3.7に平均年最大流量時の水深 H_m 、水深代表粒径比 H_m/d_R 、摩擦速度の2乗 u_*^2 および代表粒径 d_R に対する無次元掃流力を示す。水深は全区間（感潮区間を除く）でほぼ2～2.5m程度である。

無次元掃流力は、セグメント2-2-①区間で平均4.0、セグメント2-2-②区間で平均2.1となっており、一般的な沖積河川と比べて大きな値である。なお、セグメント2-2-②区間の無次元掃流力の値は河床の状況がアッパーレジームとなる掃流力である（山本，2010）。

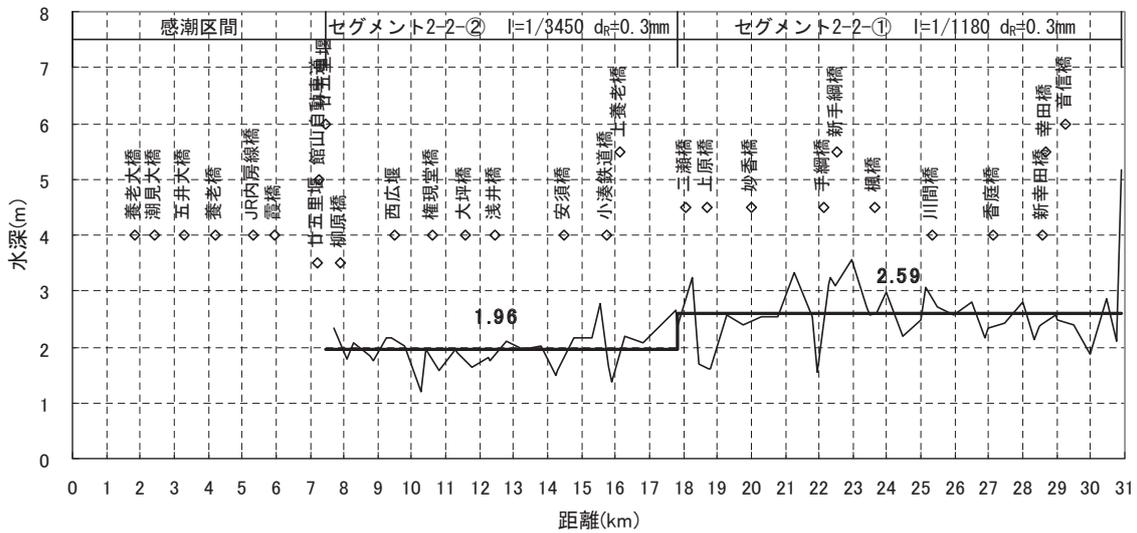


図2.5.3.4 平均年最大流量時の水深縦断面図

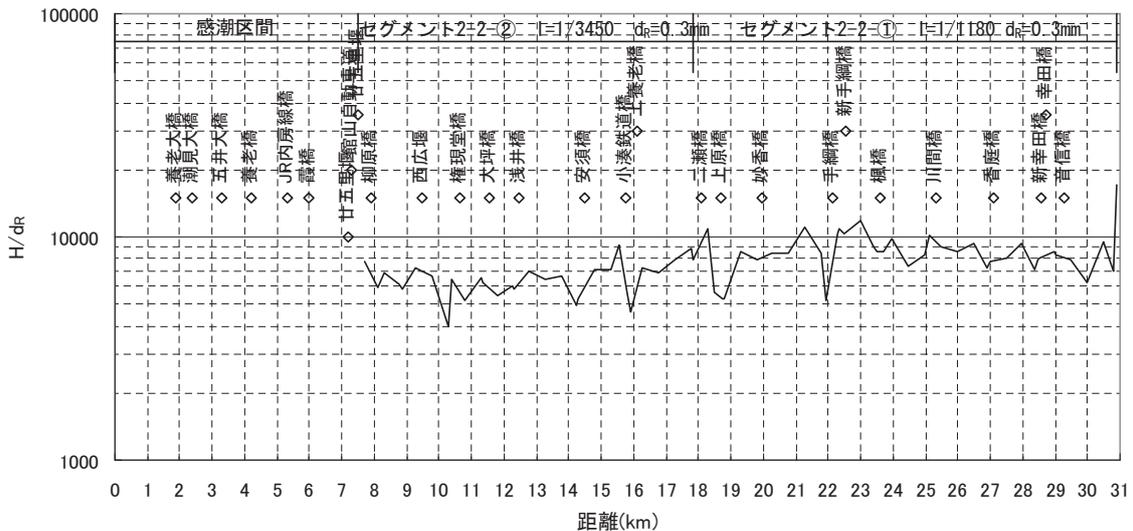


図2.5.3.5 平均年最大流量時の水深粒径比縦断面図

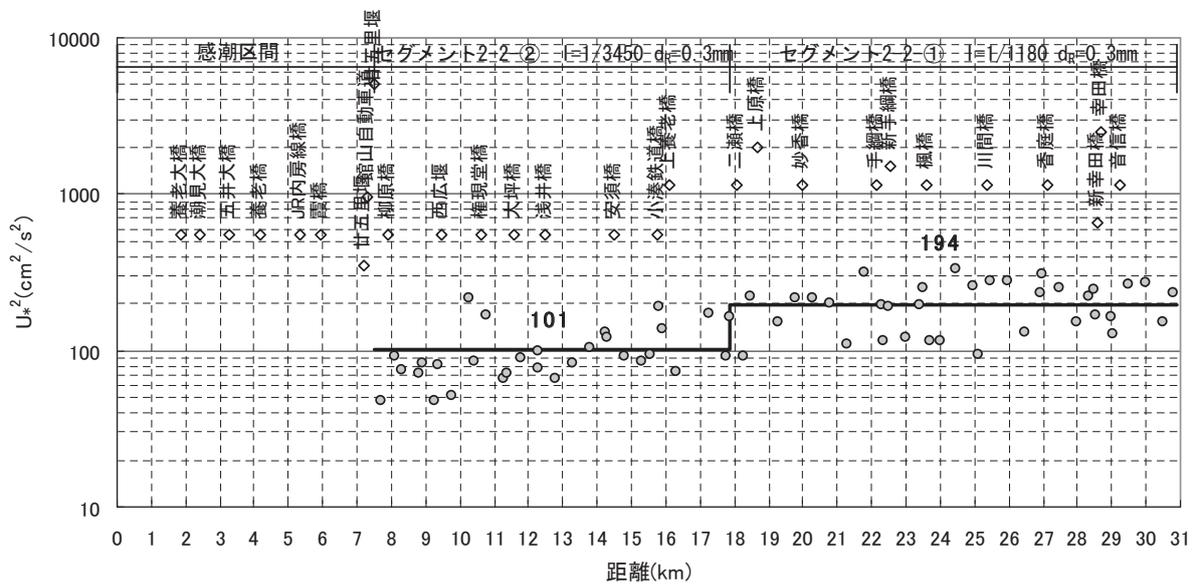


図2.5.3.6 平均年最大流量時の摩擦速度(2乗)縦断面図

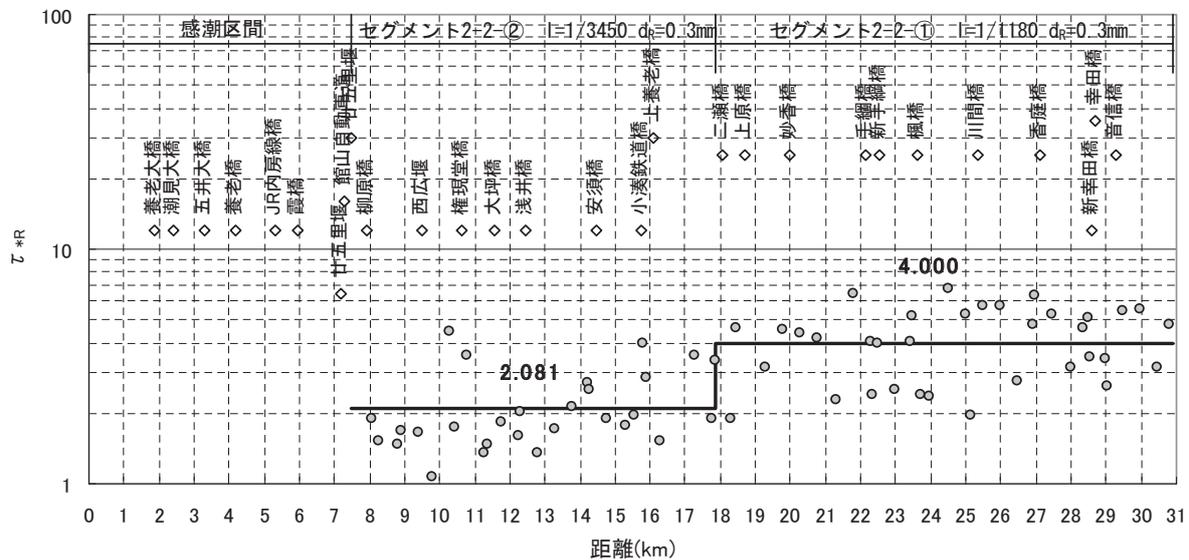


図2.5.3.7 平均年最大流量時の無次元掃流力縦断面図

[7] 川幅と川幅水深比

堤防間幅と低水路幅の縦断変化を図2.5.3.8に、低水路幅水深比の縦断方向変化を図2.5.3.9に示す。

セグメント2-2-①の区間では平均年最大流量時の川幅水深比が10～20程度であり、砂州が発生しない領域である。一方、セグメント2-2-②の区間は川幅水深比が20～40となり砂州では交互砂州が発生しない領域であるが、流量がこれより小さいと川幅水深比が大きくなり砂州が発生する。

一般に川幅水深比が10～40の河道は、砂州が発生しなくても蛇行の発達が著しいものとなる(山本, 2010)。旧流路跡を追跡すると、セグメント2-2-②の区間では蛇行している区間が多い。セグメント2-2-①の区間では穿入蛇行が著しく、セグメント2-2-②の区間よりも蛇行度が大きい。

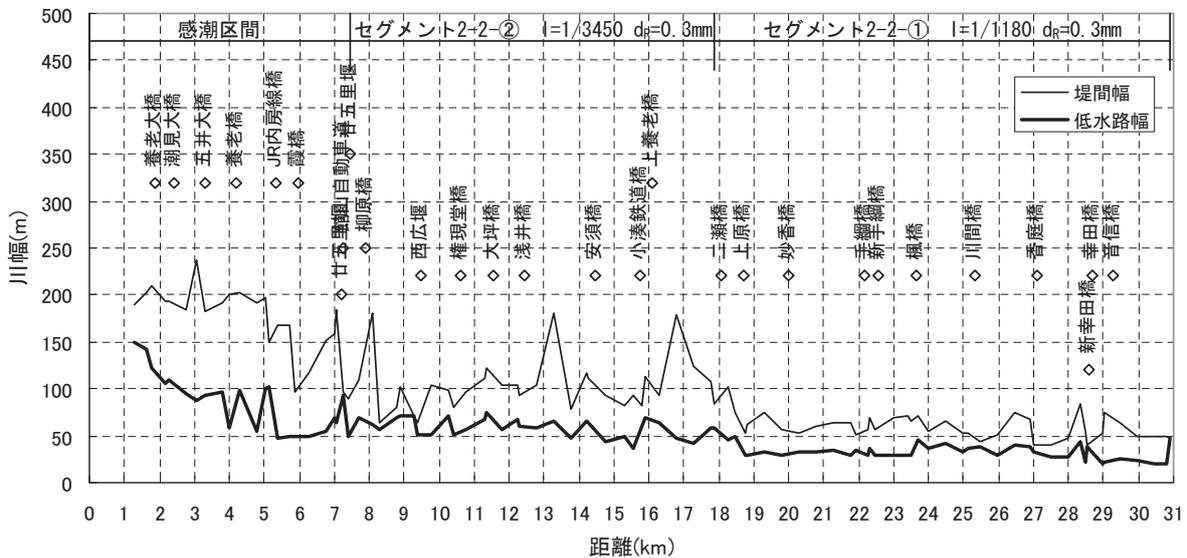


図2.5.3.8 平均年最大流量時の低水路幅縦断図

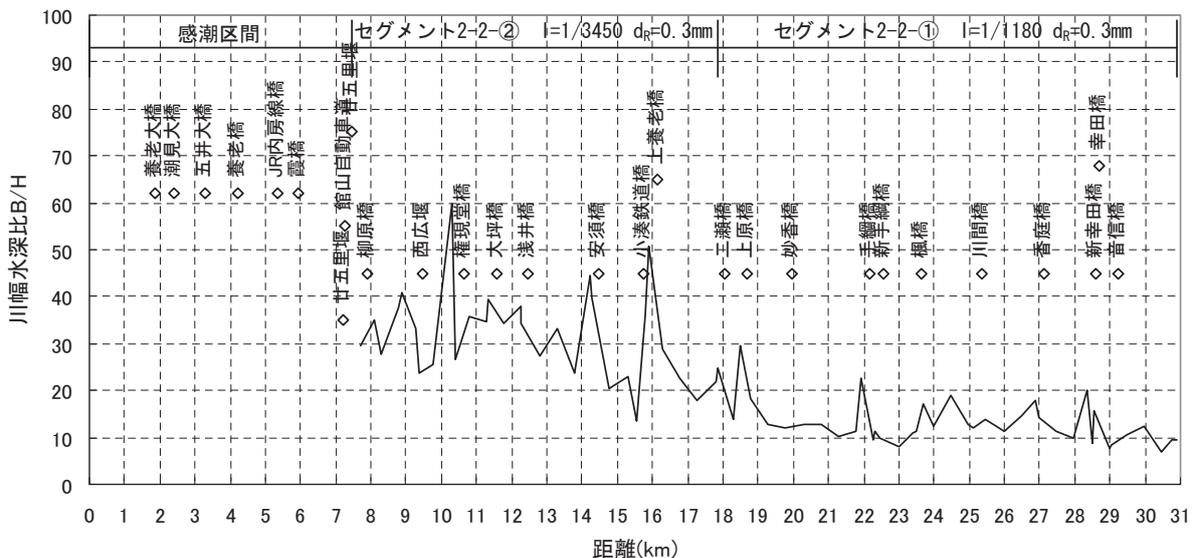


図2.5.3.9 平均年最大流量時の低水路幅水深比縦断図

[8] 河道横断形状と深掘れ深

平均河床高および最深河床高縦断図を図2.5.3.10に示す。また、 ΔZ (平均河床高 - 最深河床高) 縦断図を図2.5.3.11に示す。

感潮区間の廿五里堰下流では ΔZ が大きく、砂川であるセグメント2-2-②では西広堰部分を除けば1m以下、セグメント2-2-①の岩河床では ΔZ は小さいことが特徴である。

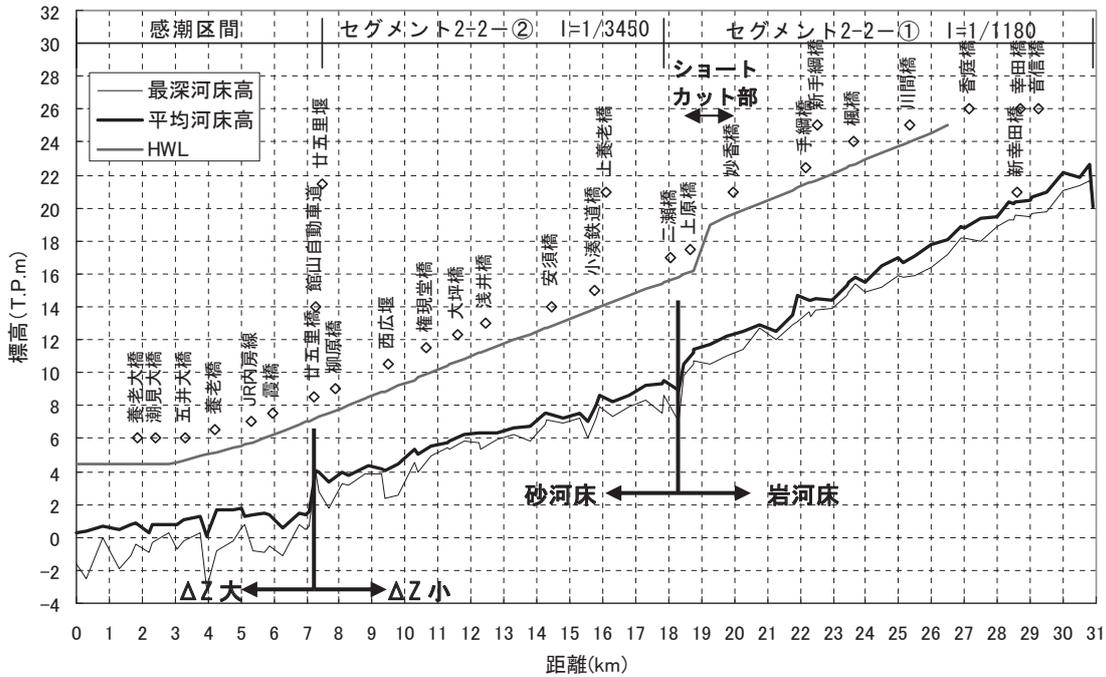


図2.5.3.10 平均河床高・最深河床高縦断図

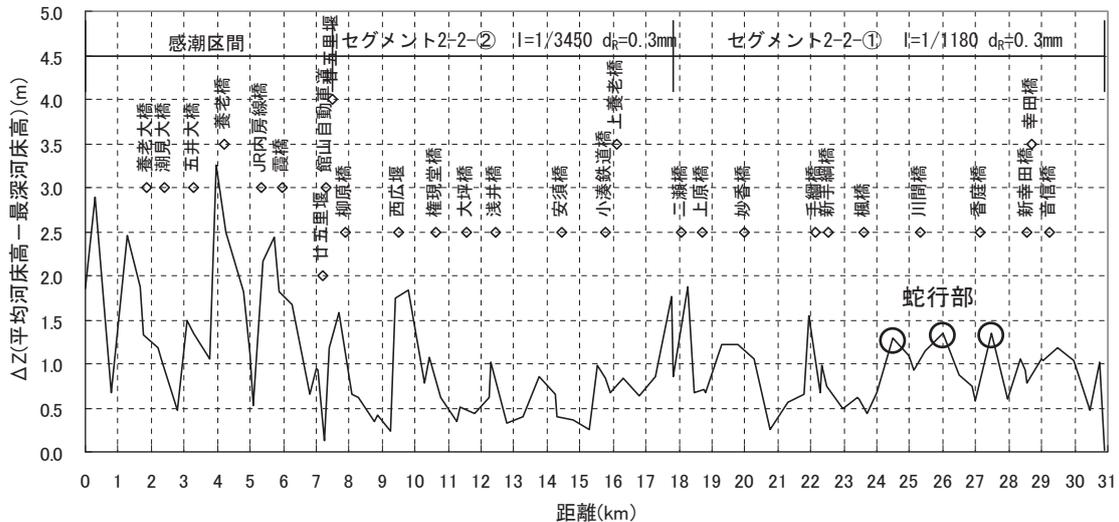


図2.5.3.11 局所洗掘深 ΔZ 縦断図

以下にセグメントごとの ΔZ (深掘) の特徴を記す.

(1) セグメント2-2-①=30.90 ~ 17.85km

この区間の河道は、泥岩の河道である。横断形状は、**図2.5.3.12**に示すとおり単断面河道であり、かつ河床は平坦で台形を為している。河床が平坦で河道横断形状が台形を為すのは、軟岩河道の特徴の一つである。

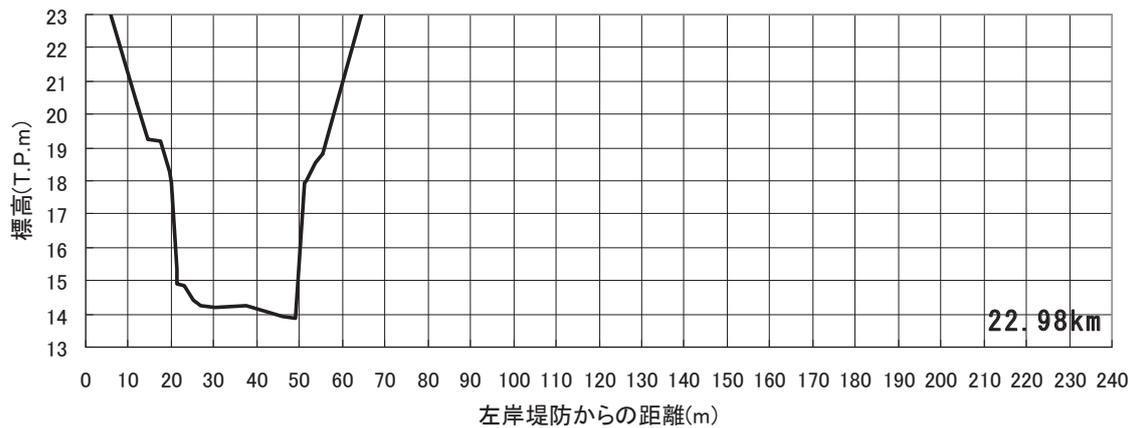


図2.5.3.12 セグメント2-2-①区間の横断形状(22.98km)

上記の特徴により、 ΔZ (平均河床高-最深河床高) は小さい。なお、湾曲部においても ΔZ は大きくない (1.2m程度)。

(2) セグメント2-2-②=17.85 ~ 7.48km

この区間の河道は、砂河川であり小出水で波高の小さい砂州を形成する区間である。砂州の波高が小さいことから、一般の沖積河川に比べ ΔZ は小さい (0.5 ~ 1.0m)。

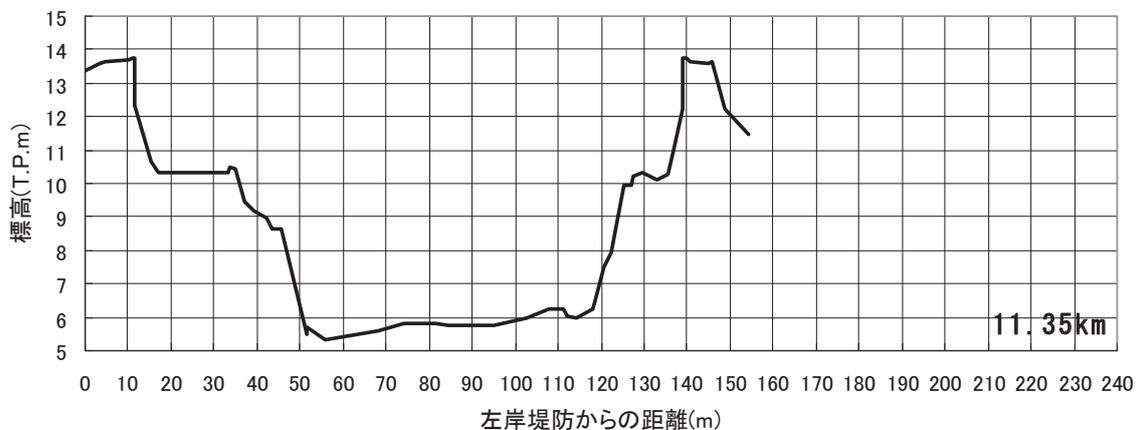


図2.5.3.13 セグメント2-2-②区間の横断形状(11.35km)

(3) 感潮区間=7.48～0km

この区間の河道は、川幅が急拡し河床勾配が緩くなることから堆積空間となっている。砂が堆積していることもあり、他の区間に比べ ΔZ が大きい(1～3m)。

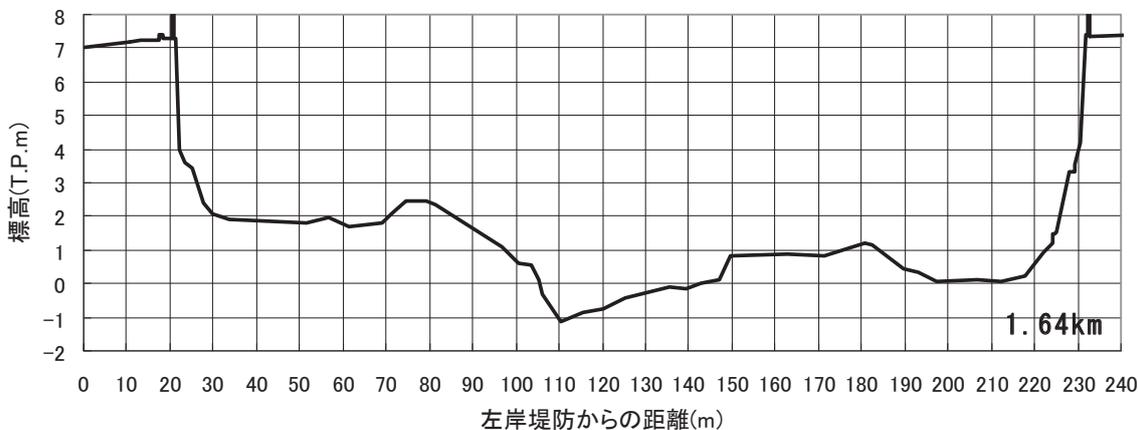


図2.5.3.14 感潮区間の横断形状(1.64km)

[9] 養老川の河道特性量のまとめ

表2.5.3.2に養老川下流部における河道特性量をまとめた。

表2.5.3.2 養老川の河道特性一覧表

距離 (km)	セグメント	河床材料 d_R (mm)	平均水深 H (m)	水深 粒径比 H/d_R	エネルギー 勾配の 逆数	河床勾配 の逆数	摩擦 速度 U_*^2 (cm^2/s^2)	無次元 掃流力 τ_{*R}	平均 堤間幅 (m)	平均 低水路幅 (m)	川幅 水深比 B/H	平均 年最大 流量 (m^3/s)	粗度 係数
17.85～30.90	2-2	0.3	2.59	8645	905	1780	194	4.000	125	32	12	194	0.022
7.48～17.85	2-2	0.3	1.96	6527	1753	3450	101	2.081	58	64	32	278	0.015

※年最大流量はセグメント内の最下流端の流量を記載

日本の一級河川の沖積河道区間において平均年最大流量 Q_m 時(回帰年が2～2.5年)に低水路河床に働く平均掃流力と代表粒径 d_R の関係は図2.5.3.13のとおりである。ここでは掃流力 τ を水の密度 ρ_w で除した摩擦速度の2乗 $U_*^2 = gH_m I_b$ で表してある。 g は重力加速度、 H_m は平均水深である。この図に養老川の摩擦速度の2乗 U_*^2 と代表粒径 d_R の関係をプロットした。

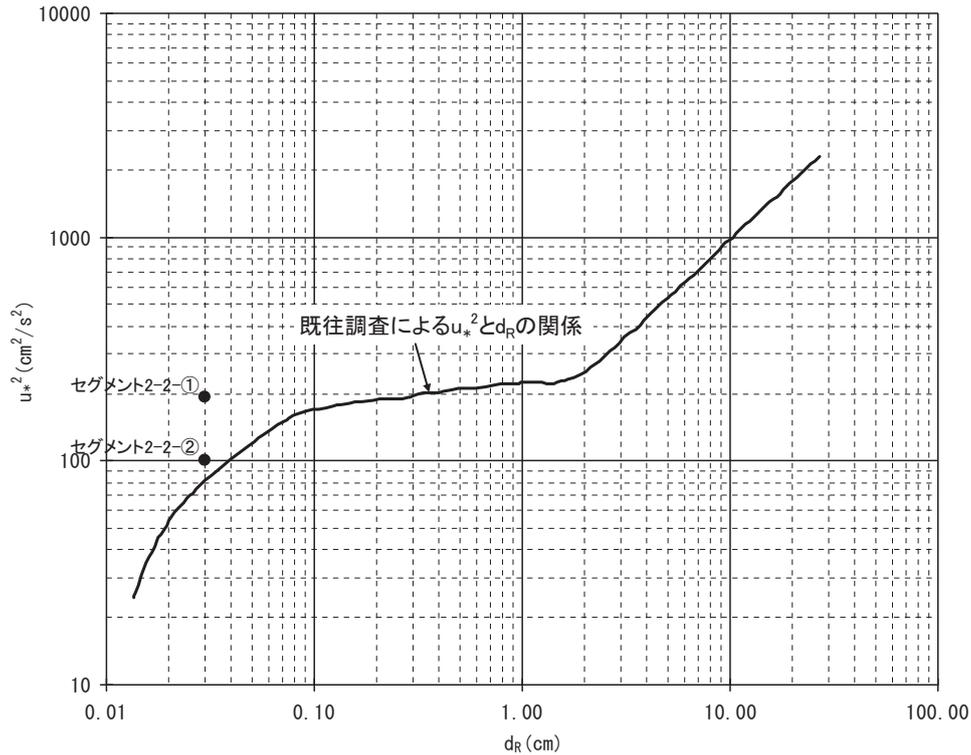


図2.5.3.15 養老川の河床材料代表粒径と掃流力の関係

セグメント2-2-①の区間においては、摩擦速度の2乗の値が日本の他の河川との乖離が大きいが、この区間は泥岩が露出している区間が多く、沖積地河川のように河道スケールを代表粒径（河床状況）によって説明できるわけではないことを示している（軟岩の耐侵食力が川幅等の河道特性を規定している）。

セグメント2-2-②の区間は砂河川であり、摩擦速度の2乗の値は日本の他の河川とほぼ同様の値となった。この区間は、沖積河川としての河道特性を有しているものと判断される。

2.5.4 粘性土・軟岩の露出実態

(1) 高滝ダム (31.00km) 上流区間

高滝ダム上流区間の地層は上総層群であり、谷幅の狭い山間地を流下している。この間は、河岸・河床のいたるところで砂岩・泥岩が露出している。場所によっては、ポットホールが形成されており（写真2.5.4.1）、さらに流下方向へ線状に侵食（縦筋溝）されており、主流線部が差別的に侵食されている箇所もある（写真2.5.4.2）。また、既にテラス化されているところも見られ、（写真2.5.4.3）河岸段丘の始まりの様子を示している。



写真2.5.4.1 養老川上流部の河床のポットホール(大國橋)(2009年10月)



写真2.5.4.2 養老川上流部の河床状況(日の崎大橋)(2009年10月)



写真2.5.4.3 養老川上流部の河道内のテラス化の状況(里見橋)(2009年10月)

細砂・中砂(0.3mm程度)の砂分は、**写真2.5.4.4**のように湾曲部では内湾側にポイントバーとして堆積しているところ、高滝ダム湖の背水の影響を受ける区間を除けば、河床に堆積していない。



写真2.5.4.4 養老川上流部の湾曲部の砂の堆積状況(左:小山橋,右:待場橋～里見橋間)(2009年10月)

(2) 支川梅ヶ瀬川周辺 (図2.5.1.2に位置を記載)

砂岩層が未固結のために泥岩層が突出して砂岩層がくぼむという特徴がある。泥岩と凝灰岩の互層でも、泥岩が突出し、凝灰岩がくぼみ、凹凸の差は砂岩泥岩互層とあまり変わらない。

沿川には泥岩・砂岩の互層からなる地層が多々見られ、脆く崩壊し易い地層であると考えられる(写真2.5.4.5)。



写真2.5.4.5 泥岩・砂岩の互層のオーバーハング状況(梅ヶ瀬渓谷)(2009年10月)

(3) セグメント2-2-①区間(高滝ダム(31.00km)～二瀬橋区間(18.06km))

この区間は、穿入蛇行区間であり単断面河道となっている。また、河川改修等による人為的な改変が行われている区間であり、妙香橋～上原橋間の蛇行部は1989年よりショートカット工事が始まり、1994年に概成した(写真2.5.4.6)。ショートカット部では護床工が設置されており、その下流が侵食され河床低下が見られる。

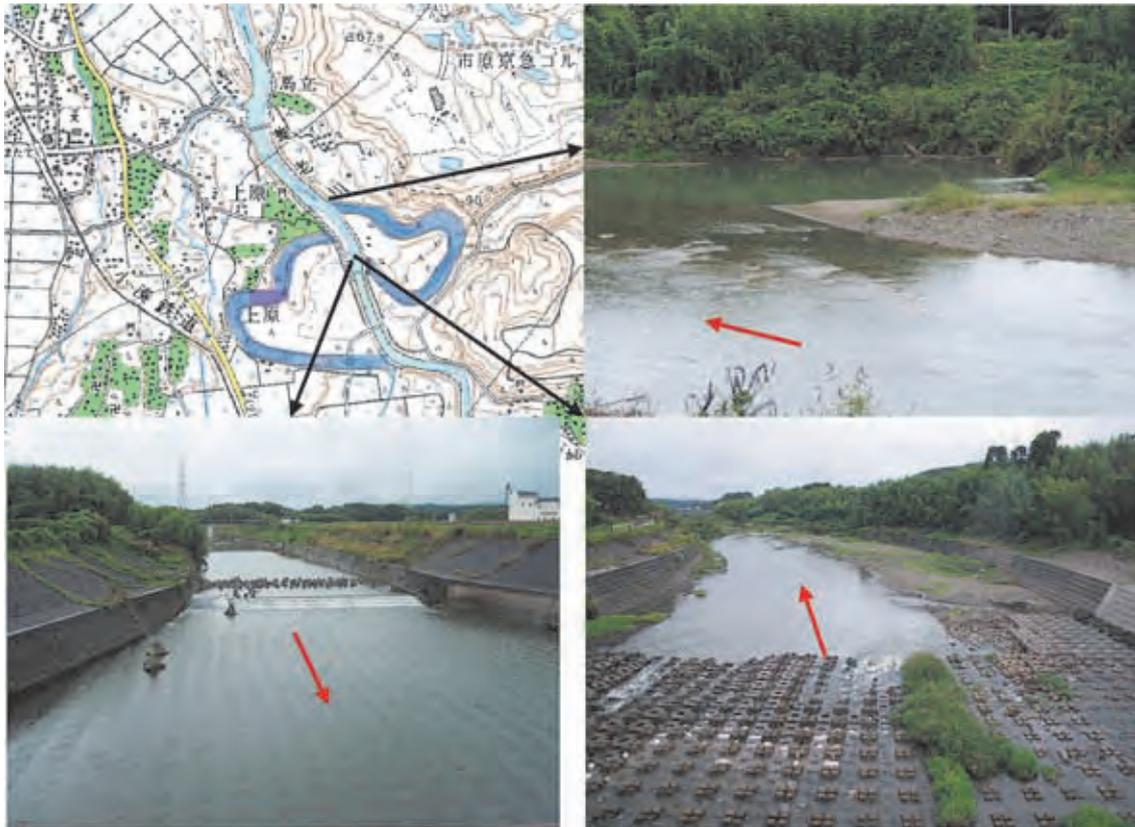


写真2.5.4.6 ショートカット部の河道状況, 左上図において下が上流(2009年10月)

この区間でも、河床に砂岩・泥岩などの軟岩の露出が見られ、砂州の形成は全く見られない。なお、河道特性量 B/H が10～20であることから、河床に砂があったとしても砂州が形成されない河道特性である。(河岸はほとんどの区間で護岸が設置されている)劣化した泥岩も多々見られる(写真2.5.4.7)。



写真2.5.4.7 養老川中流部の河床状況(左:手綱橋・右:上原橋(劣化した泥岩))(2009年10月)

また、河床低下が著しい。軟岩河床の橋脚露出状況から判断すると1.5m程度は河床低下していると推測される（写真2.5.4.8）。



写真2.5.4.8 養老川中流部の橋脚の露出状況(楓橋)(2009年10月)

(4) セグメント2-2-②区間(二瀬橋(18.06km)～甘五里堰(7.48km))

この区間は平野部を流下しており、築堤河川となっている。取水堰が設置されており、湛水区間が少なからず存在する。

二瀬橋下流においては、軟岩の露出はほとんど無い。河床には砂が堆積しており、小出水で形成された波高の小さい砂州が形成されている（写真2.5.4.9）。平均年最大流量程度の洪水時の川幅水深比が20～40程度であるので、洪水時には砂州は消滅しよう。ただし湾曲部におけるポイントバーの形成はありえる。



写真2.5.4.9 養老川下流部の河床状況(左:浅井橋,右:大坪橋)(2009年10月)

(5) 感潮区間(甘五里堰(7.48km)～河口)

この区間は、河口域から続くデルタ平野を流下している。河床には軟岩の露出は見られない。砂・シルトの分布が見られる。河岸は矢板等の直立護岸で固められている。なお、西広堰は非かんがい期においては全開である。

2.5.5 河道スケール規定要因

軟岩露出区間の河道スケール規定要因について、縦断形状と地質、下刻速度について記述する。

(1) 縦断形状と地質の関連性

図2.5.5.1は養老川の縦断図を示している。31km地点から河口までは、比較的緩やかな川である。流域の勾配は、河口から7km(廿五里橋)は1/8300程度、7kmから18km(二瀬橋)は1/3450程度と比較的平坦である。19kmより上流は1/11200程度と急になり、高滝ダム上流は1/70以上とさらに急になり源流部近くでは滝を形成している。

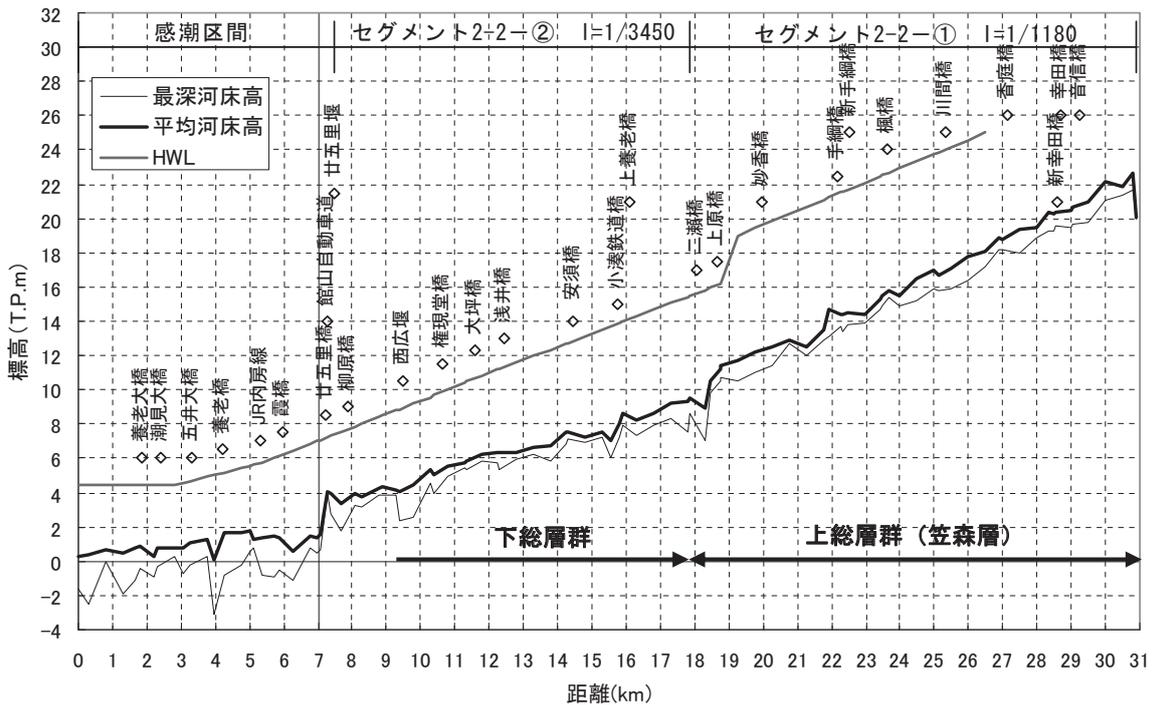


図2.5.5.1 養老川の縦断図

ここで、養老川の縦断勾配の変化点と周辺の地形図との関係を見ると、図2.5.1.2のようになる。つまり、下流側の勾配変化点7km、中流部の変化点18kmはそれぞれ、下総層群の始まり、上総層群(笠森層)の始まりと対応しており、高滝ダムは上総層群(笠森層と万田野層の境界)の狭窄部となっている。以上より、養老川の縦断勾配の変化の大部分は地質の違いおよびその耐侵食性の違いにより生じていることがわかる。

(2) 下刻速度の分析

養老川の上流までに見られる段丘面は、南総面以降の面である。南総面は、いわゆる立石ローム層という火山灰層でI面およびII面に分かれる。南総I面は、始良丹沢パミスという火山灰鍵層を火山灰層下部にはさむ面で、南総II面はI面より新しく房総の立川ローム層上部にみられるソフトローム層までをのせる面である(千葉県自然史, 1997)。

南総I面から現在の河床までの比高は70m近くもあり、その間に7段の段丘面がある。2万年前から現在にかけて、養老川は中流上流では下刻または側刻繰り返しつつ総計70mほどの下刻を行い、7段の段丘をつくったことになる。2万年で70mの低下であるので、養老川の下刻速度は年間3.5mmと評価される。

なお、高滝ダム付近は10万年で120m上昇(年間1.2mm上昇)したが、川は年間3.5mmで低下し上総層群を下刻している河川である(流域は上昇しているが、川の下刻速度が流域の上昇速度より大きい)。最古の段丘は1万5千年前に形成されたもので、最終氷期の時期に当たるものと推定される。

ある時から勾配変化点が見れているが、露出する岩質による側刻と下刻速度の変化や地殻変動の変化等の要因が考えられる(⇒5.2.4)。

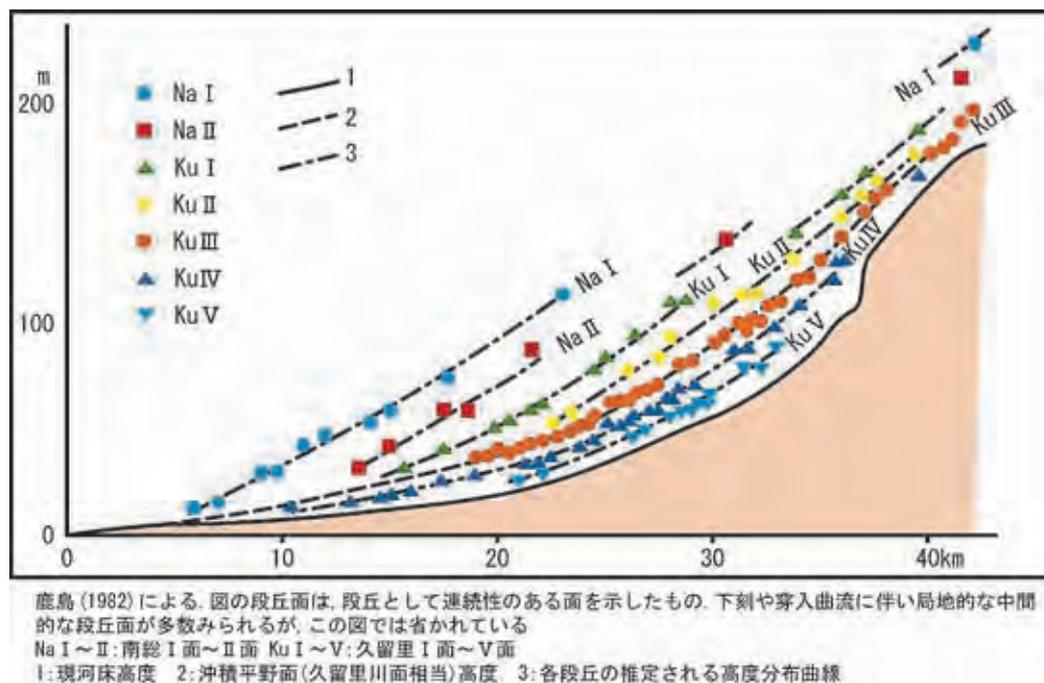


図2.5.5.3 地質年代と養老川の縦断図(千葉県自然史,1997)

(3) 軟岩の耐侵食力

下総層群の軟岩が露出している17.85～30.90km区間の平均年最大流量時に働く掃流力は、 19.5N/m^2 ($u_*^2=195\text{cm}^2/\text{s}^2$)程度であり、大洪水で 39N/m^2 で流速にすれば4m/s程度であろう。(水深は平均年最大流量の2倍とした)

軟岩は、4m/s程度の流速では急激に破壊されない弱侵食層と言えよう。

2.6 雄物川 22 ～ 45km 区間の新第三系中新統を流れる区間の河道特性と河道変化

2.6.1 河川の概要

雄物川は、その源を秋田・山形県境の大仙山（標高920m）に発し、奥羽山脈から発する皆瀬川、横手川等の支川を合わせながら横手盆地を北上し、玉川を合流した後、進路を北西に変え、新第三紀の山地、丘陵に挟まれた狭い沖積谷を流下し、河口より12km付近から秋田平野に入る（図2.6.1.1）。その後、秋田市新屋で旧雄物川を分派し、本川は放水路を経て日本海に注ぎ、旧雄物川は秋田港を経て日本海に注ぐ、幹川流路延長133km、流域面積4710km²の河川である。

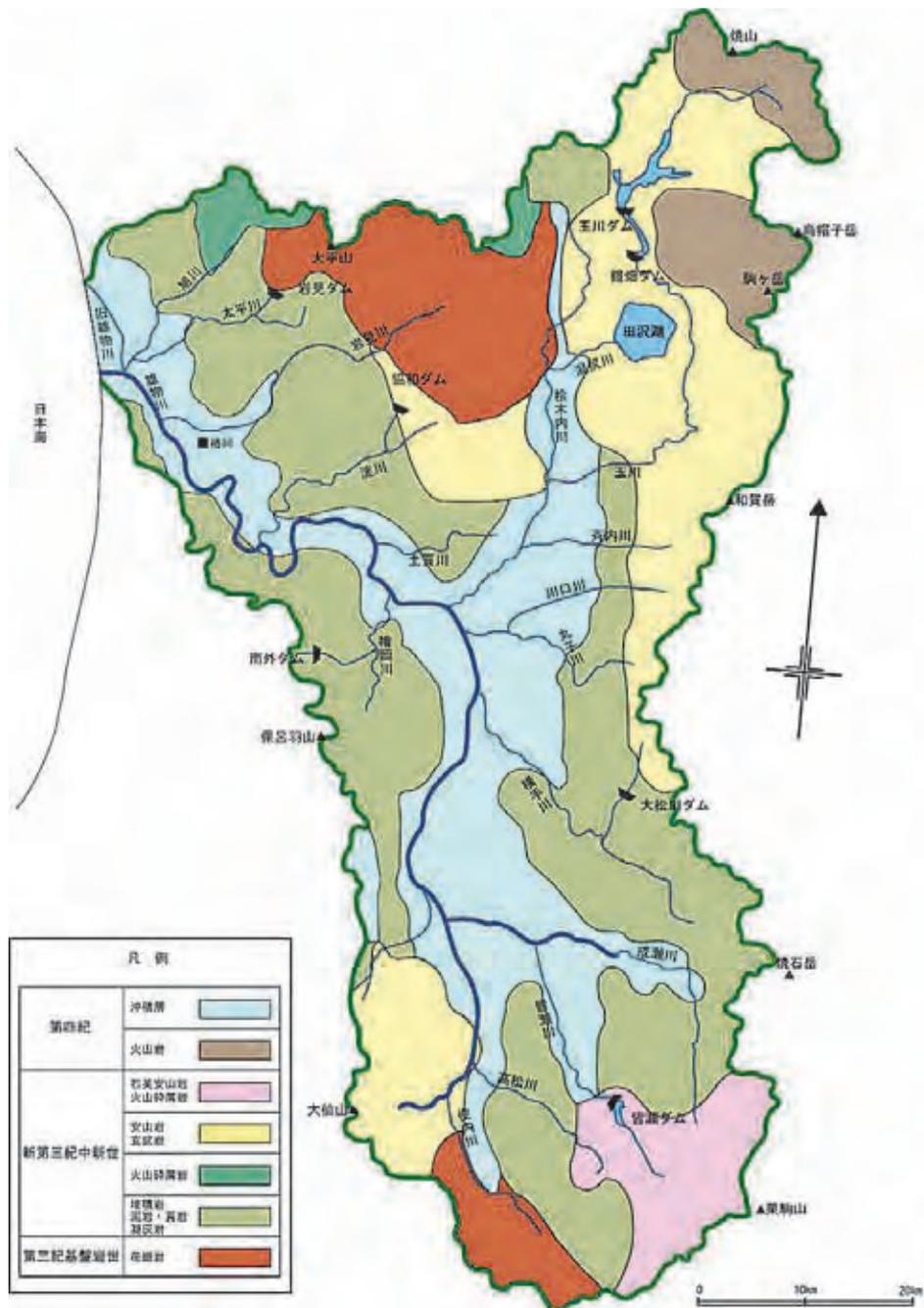


図2.6.1.1 雄物川流域地質図

(社会資本整備審議会河川部会河川整備基本方針検討小委員会資料, 2007.9)

雄物川距離標（以後、**図2.6.1.2**および**図2.6.2.4**における下段の値で表示する。25km地点はCS.240に相当）25～44km区間は谷幅が狭く、現沖積面は岩石段丘である。周辺の山地は新三系中新統の泥岩質凝灰岩からなる。なお、雄物川距離標25km地点は河口から13.1kmに相当する。

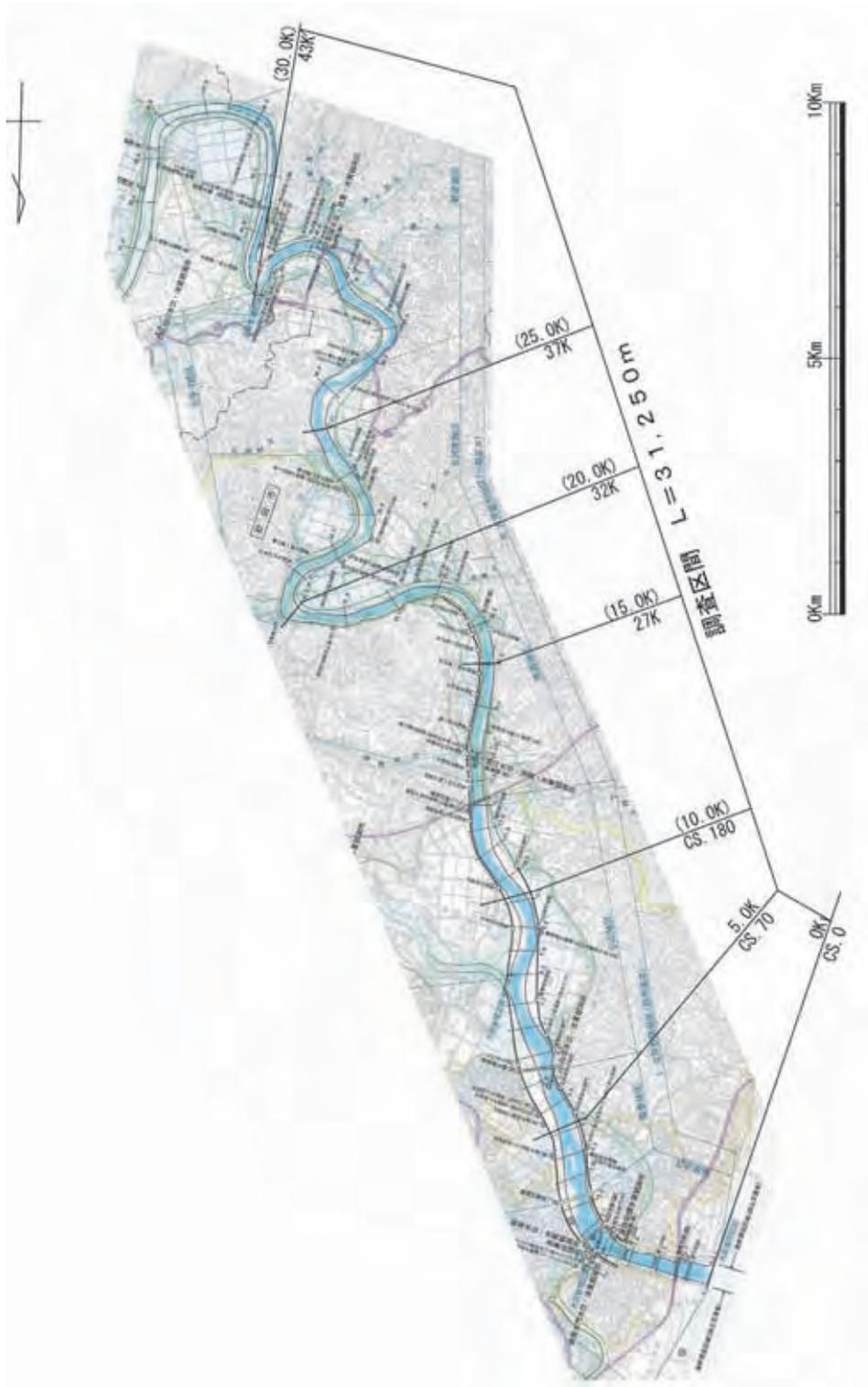


図2.6.1.2 下流部平面図

2.6.2 河道特性

本区間の河道特性量を椿川地点（25km）の1965～1989年の年最大流量を用いて平均年最大流量を $2083\text{m}^3/\text{s}$ と評価した。なお、**図2.6.2.1**に年最大流量の経年変化図を示すが、椿川地点の平均年最大流量は、1952～2006年の平均で $2050\text{m}^3/\text{s}$ 程度であり、10カ年平均は、 $1800\sim 2100\text{m}^3/\text{s}$ を推移している。ダム建設による流況の変化は特に見受けられない。

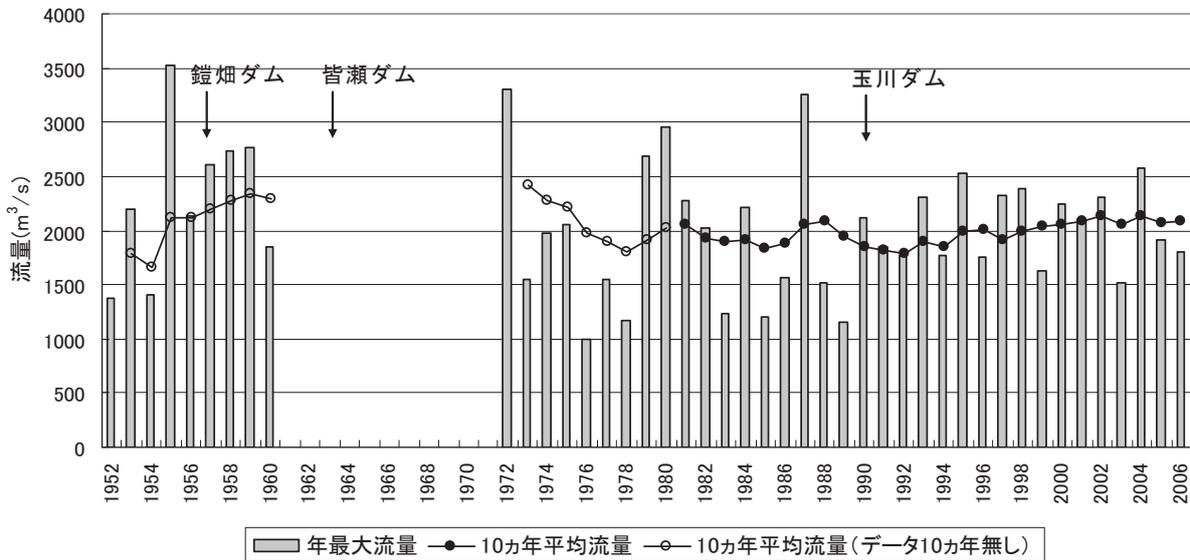


図2.6.2.1 年最大流量の経年変化(椿川地点)

平均河床高、最深河床高の経年変化（1971～1986年）は**図2.6.2.2**のとおりであり、1979年時の河道の堤間幅、低水路幅を**図2.6.2.3**に示す。

1979年時の河道に対する平均年最大流量時の河道特性量である摩擦速度の二乗および河床材料の d_{60} の縦断方向変化を求めると、**図2.6.2.4**、**図2.6.2.5**となる。

図2.6.2.6に29km、33.0km、37kmの河道横断形状を示す。29km地点は右岸と左岸の氾濫原の標高が異なりテラス面は侵食段丘面と言える。33km地点は右岸の崖を側方侵食中であり、左岸には三段の侵食平坦面が存在する。37km地点は右岸沿いを7～8m深く切れこんでいる。

32km付近の状況を**写真2.6.2.1**に示す。河道内における軟岩の侵食による河床高の差による、水面の色・模様の違いが観察される。

図2.6.2.2において平均河床高と最深河床高 ΔZ の値が大きい所は、湾曲部に相当する地点であり、少ないところは直線部である。 ΔZ の大きな所は、平坦河床であれば湾曲により流れが集中し流速が速くなり、**図2.6.2.6**の37km地点のように河床を切れ込み、その流速を遅くし、侵食力を緩和するのである。

図2.6.2.7は椿川洪水流量観測地点の横断図、**図2.6.2.8**は低水路部の河床材料、**図2.6.2.9**は径深と断面平均流速の関係である。また**写真2.6.2.2**は流量観測地点の直上流左岸河岸付近の泥岩の風化状況、**写真2.6.2.3**はその付近の河床の様子を示したものである。泥岩は乾燥収縮により角礫状に割れるがボロボロには崩れてはいない。水中では滑床状の平坦面を形成している。

平均年最大流量時の流速は $2\text{m}/\text{s}$ 程度であり、流速係数 ϕ は14程度となる。平水時には、河床

の岩質の差異による小段差による瀬が水面波より観察できる。河床の一部には堆積物が存在し、砂分が30%程度、4～50mmの礫（泥岩の破碎物を含む）が70%の二峰性の材料からなる。平均年最大流量時の水面位置は最も低い段丘平坦面相当水位となっている。

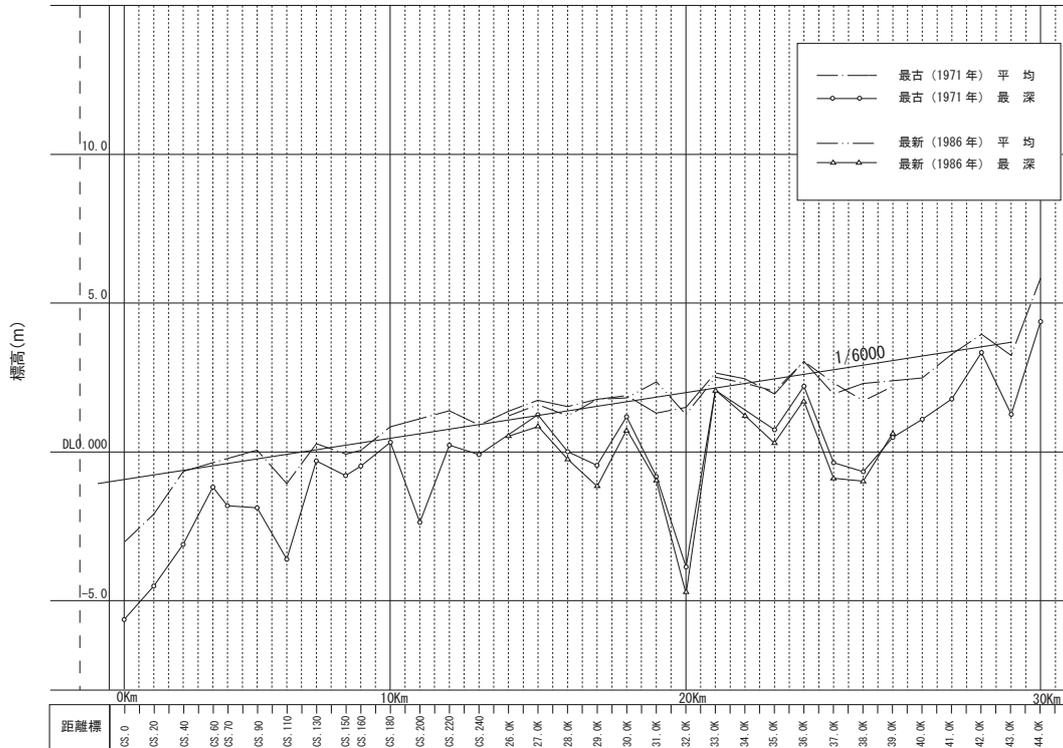


図2.6.2.2 平均河床高, 最深河床高の1971年～1986年の変化

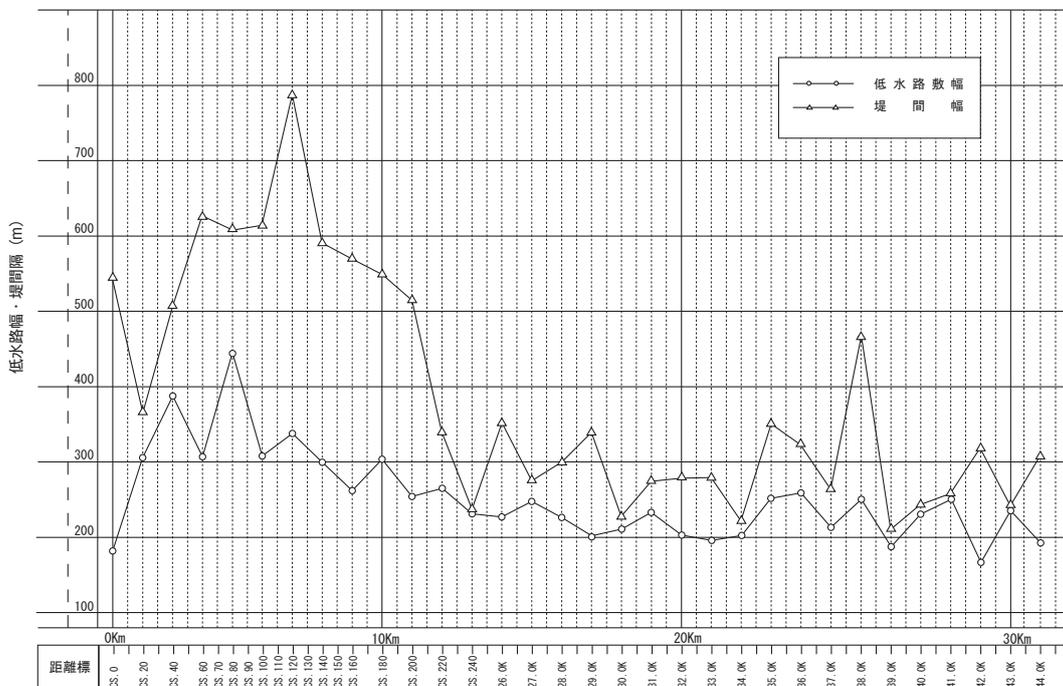


図2.6.2.3 堤間幅, 低水路幅縦断図

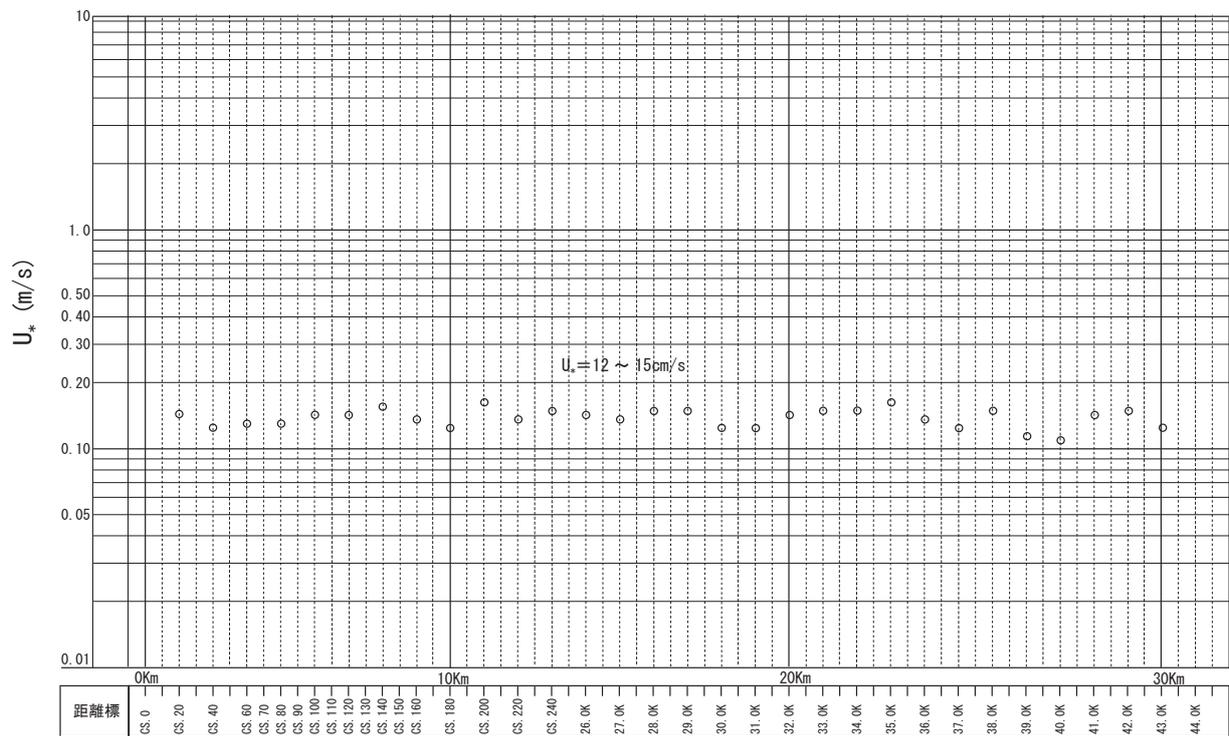


図2.6.2.4 平均年最大流量時の摩擦速度 (U_*)

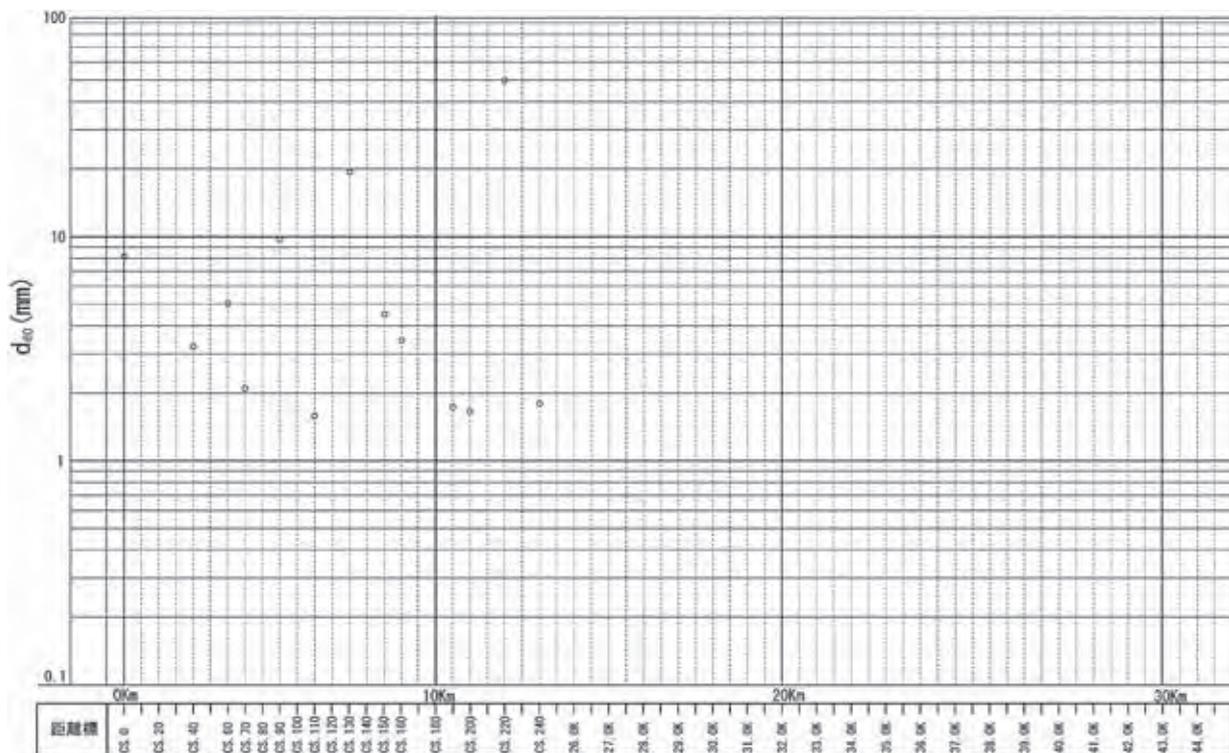


図2.6.2.5 d_{60} 縦断面図(1969年9月)

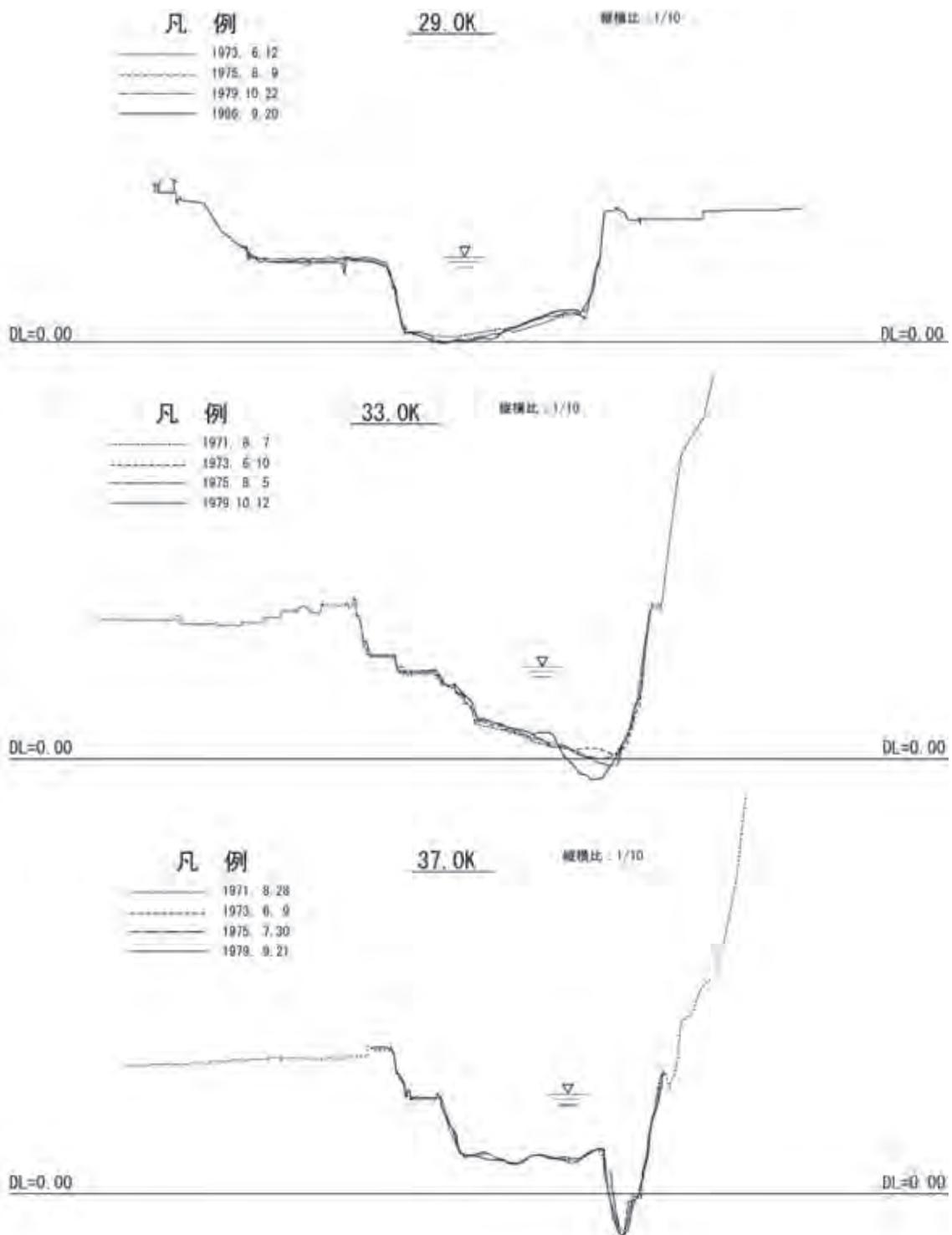


图2.6.2.6 河道横断面形经年变化图



写真2.6.2.1 32km付近の河道の状況(2008年11月)

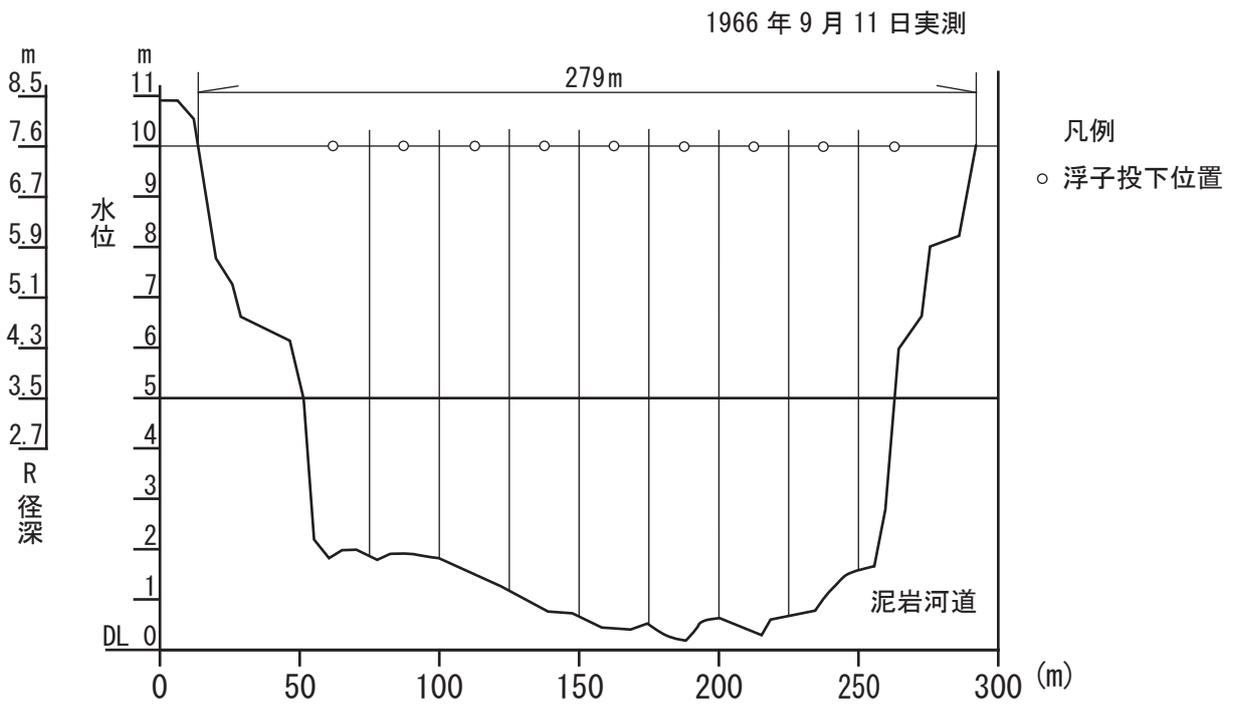


図2.6.2.7 椿川観測所横断面図(25km)

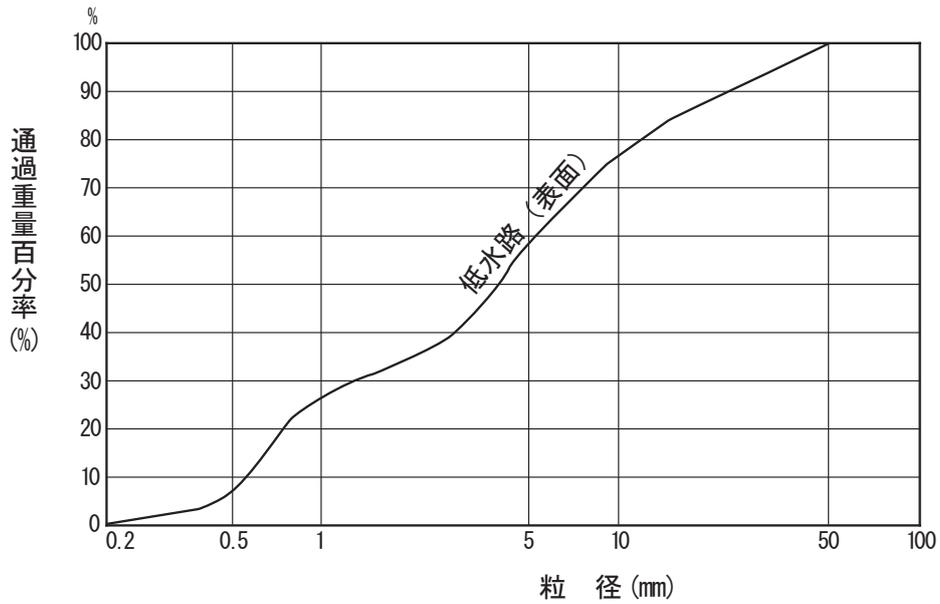


図2.6.2.8 河床材料粒度分布曲線(椿川観測所横断面図)

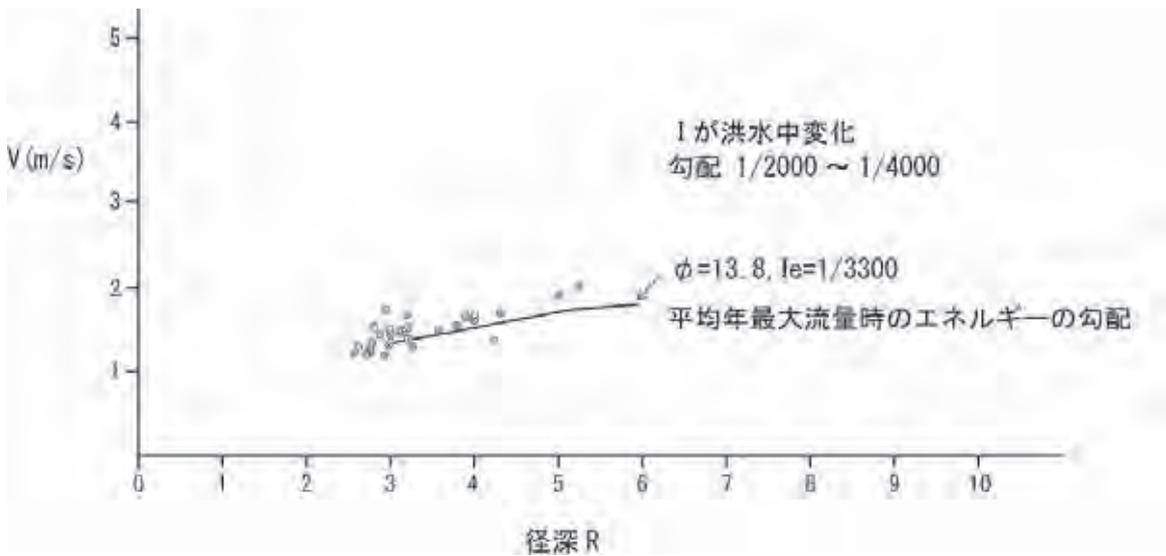


図2.6.2.9 椿川地点の径深Rと断面平均流速の関係(1952～1969年)



写真2.6.2.2 椿川流量観測地点の直上流右岸河床付近の泥岩の風化状況(2008年11月)



写真2.6.2.3 椿川地点右岸付近の河床の様子(岩盤である)(2008年11月)

2.6.3 泥岩の耐侵食力

本区間の平均年最大流量時に河床に働く掃流力は $15 \sim 22\text{N/m}^2$ ($u_*^2=150 \sim 220\text{cm}^2/\text{s}^2$) 程度, 大洪水で $30 \sim 40\text{N/m}^2$ であり流速にすれば, $2.5 \sim 3.0\text{m/s}$ 程度であろう. 新三系中新統の泥岩質凝灰岩の穿入河道は, 3m/s 程度の流速に耐えられる弱侵食層と言えよう.

2.7 粘性土・軟岩の露出地点の土質・岩質と河道変化

2.7.1 利根川125～130km区間（赤堀川掘削区間）における東京（下末吉）層の露出と河道変化

(1) 本区間の地形と地質

本区間付近の水害地形および明治初期の迅速図を図2.7.1.1に示す。

赤堀川の開削は江戸時代の東遷事業の要であった。1621年（元和7）に7間幅で開削され、以後1635年（寛永12）に3間拡幅（合計10間）、1654年（承応3）にさらに3間掘削し、この時点で利根川の水が常陸川に注ぐようになったといわれている。さらに、元禄年間（1688～1703）に幅27間、深さ2丈9尺、1809年（文化6）に40間に拡幅されている（建設省関東地方建設局、1987）。

明治20年頃の迅速図によると、赤堀川の最も幅の狭いところは70～80mとなっており、1809年（文化6）の40間（78m）に対応している。赤堀川は赤いロームを開削したことからその名称がつけられたといわれている。現在の赤堀川は明治以降の改修により掘削等が行われており江戸時代の姿は残されていないが、127.5～128km区間には洪積層の平坦面が露出し、その面影を残している。

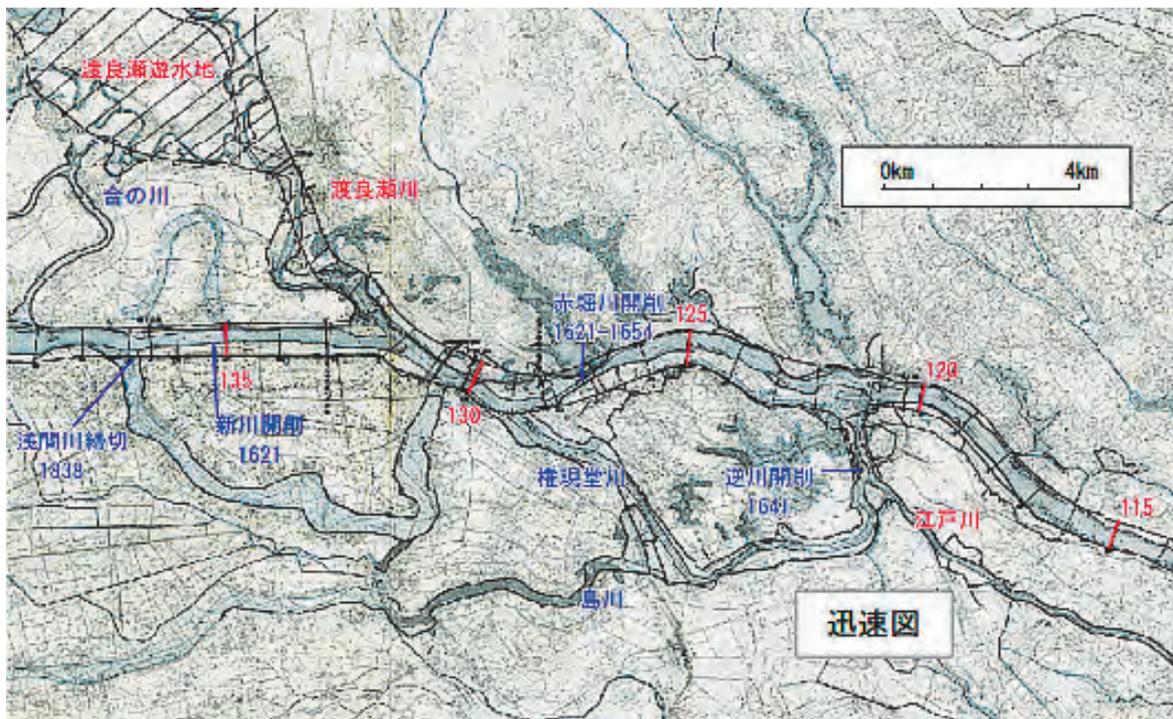


図2.7.1.1 明治初期の赤堀川掘削区間の地形(迅速図に付加)

図2.7.1.2に赤堀川付近の地形治水分類図を、図2.7.1.3には新幹線橋梁渡河部の地質層序図を示した。左岸および左岸の堤内地に関東ローム層が存在している。江戸時代の掘削部は左岸寄りの水路部分である。赤堀川付近の河床の様子を写真2.7.1.1～写真2.7.1.3に示す。

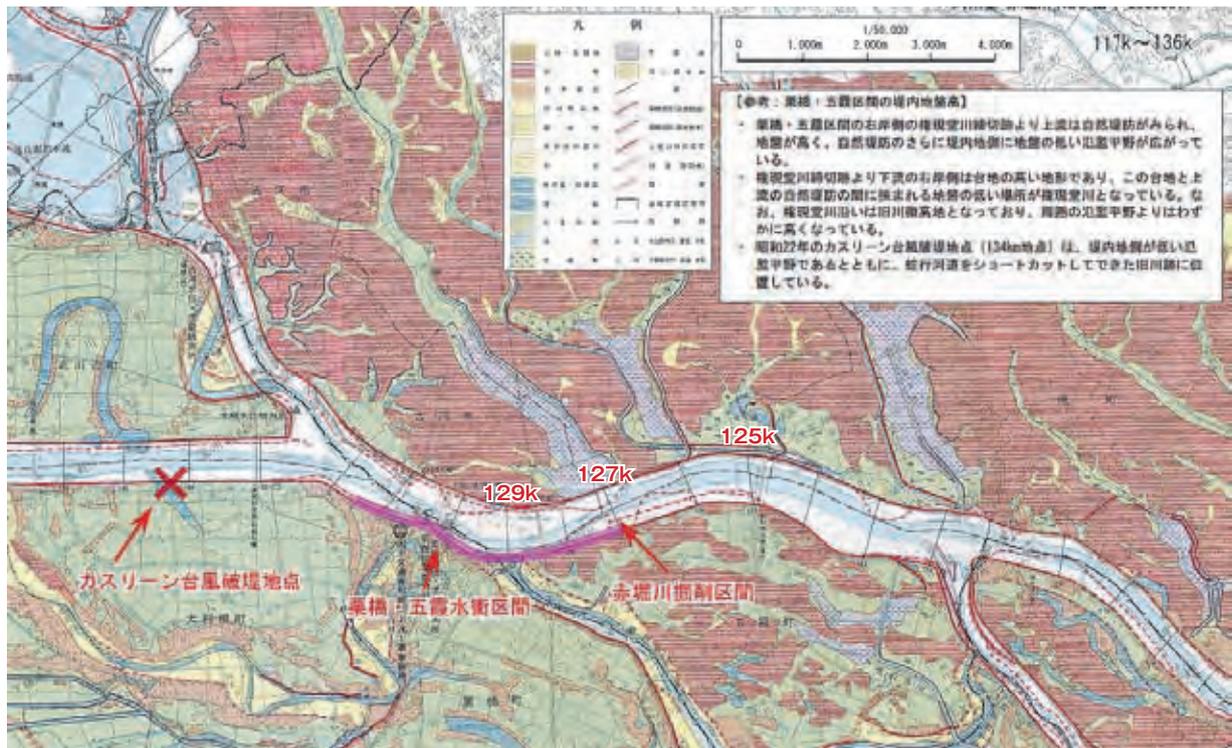


図2.7.1.2 赤堀川付近の地形治水分類図

(2) 河道特性

本区間の河道横断形状の変化を図2.7.1.4に示す。洪積層を流れると推定される127km, 127.5km, 128km地点において河床低下が進んでいる幅は70～100mであり、明治初期の川幅と同程度となっている。昭和30年代、昭和40年代に左岸側高水敷の掘削が計画河床高であるY.P.11m面に合わせて一部掘削され、128kmにはその平坦面が存置している。

なお、128kmの左岸堤防は1949年～1953年にかけて実施された新郷村引堤により、128kmより下流の右岸の堤防は1965年～1967年の五霞村引堤により、今の堤防位置となっている。この引堤に合わせて一部河道が掘削された。

赤堀川の区間の川幅は、移動床である上流および下流の川幅の半分程度しかない。当然洪積層は洪水によって侵食される。図2.7.1.5は当該区間を含む河道断面の平均河床高の時間変化を示したものである。上流の砂川区間の河床高(130km)は1969年から2001年において1.5mほど低下し、赤堀川の区間も同程度の低下であるが、河床は幅80～90mの溝状に掘れ、1961年に比べ2002年は127.5km地点で最大5m、128kmで最大4m低下した。平均年最大流量の約2倍の流量である6000m³/s以上の洪水により河床低下が進むようである。赤堀川区間上流の河床低下がまだ進行しているので、赤堀川区間の河床低下は今後も進もう。

1982年9月の洪水(栗橋10900m³/s)では平坦面上(Y.P.10m)の表面流速が2.8m/s程度に達している。

栗橋の10年に1度の確率規模の洪水は10900m³/sであり、不等流計算による水位評価によると、この流量時の127.5km地点の水位はY.P.18.11m、断面平均流速は2.72m/sと評価される。また、5年に1度の確率規模の洪水は8700m³/sであり、このときの水位はY.P.17.25m、断面平均流速は2.53m/sと評価される。

以上より、赤堀川の洪積層は流速が2.5m/s程度以上となると侵食が進むと評価される。

また、128kmの平坦面の高さは、1969年から2001年の32年間で1.8mの低下がみられ、これを1年あたりに換算すると毎年5.6cmの低下速度となる。なお、対象とする区間は地下水の汲み上げによる広域地盤沈下地区であり、この低下速度を128km左岸の高水敷の低下量から求めると、1969年から2001年の32年間で0.7m、毎年2.2cmの沈下速度であると推定される。

したがって、洪水による侵食の平均的な速度は地盤の沈下速度を除いて、 $5.6 - 2.2 = 3.4\text{cm/年}$ と推定される。最大低下速度は、128kmでは32年間で4m、毎年12.5cmであり、ここから地盤沈下の2.2cmを除くと10.3cm/年が最大の侵食速度と推定され、平坦面の約3倍の速度となっている。

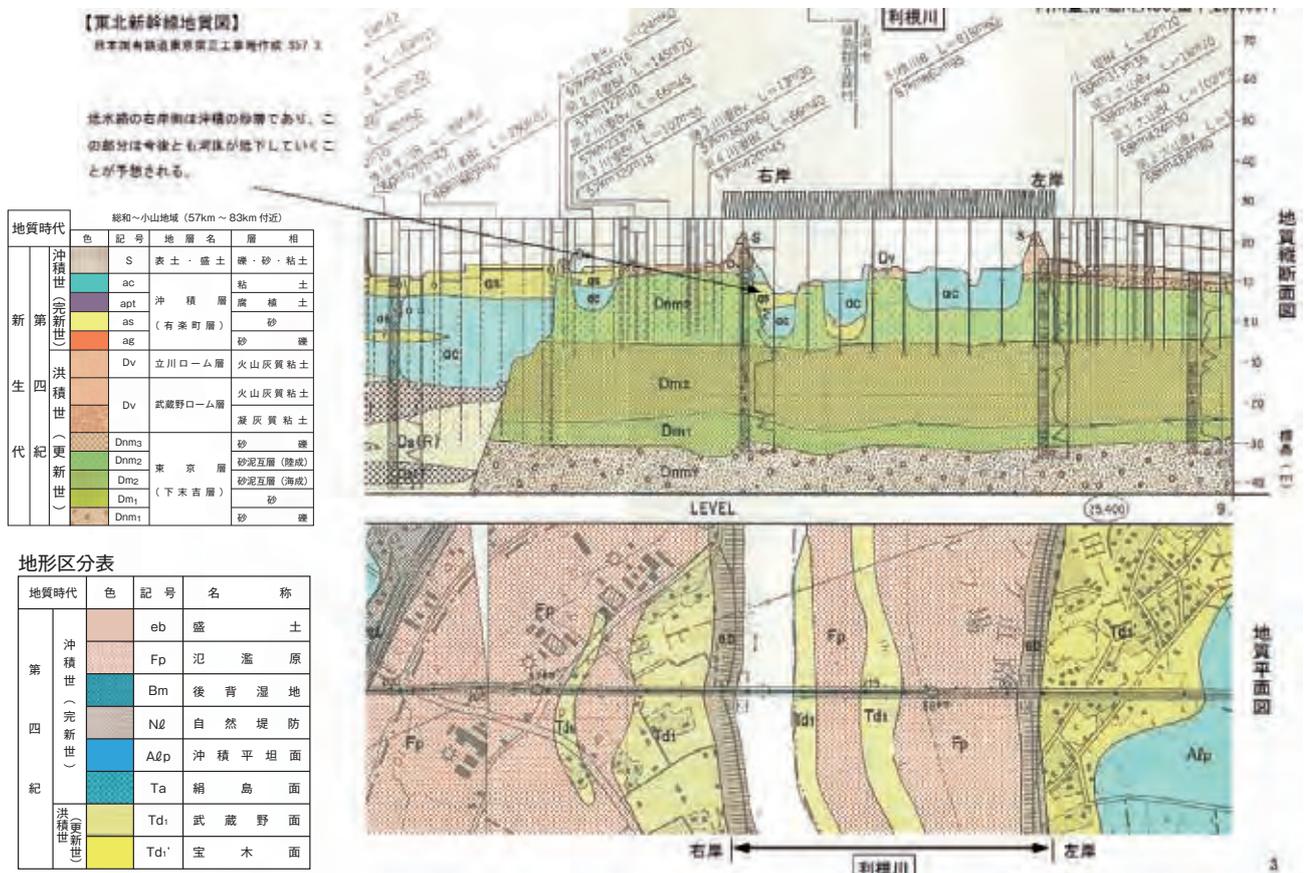


図2.7.1.3 東北新幹線橋梁部地質層序図 (JR東日本資料に付加)



写真2.7.1.1 東北新幹線橋梁付近の河床の様子(2005年1月)



写真2.7.1.2 東北新幹線橋梁付近の河岸に露出した武蔵野ローム層(2005年1月)



写真2.7.1.3 東北新幹線橋梁付近の露出した武蔵野ローム層(2005年1月)

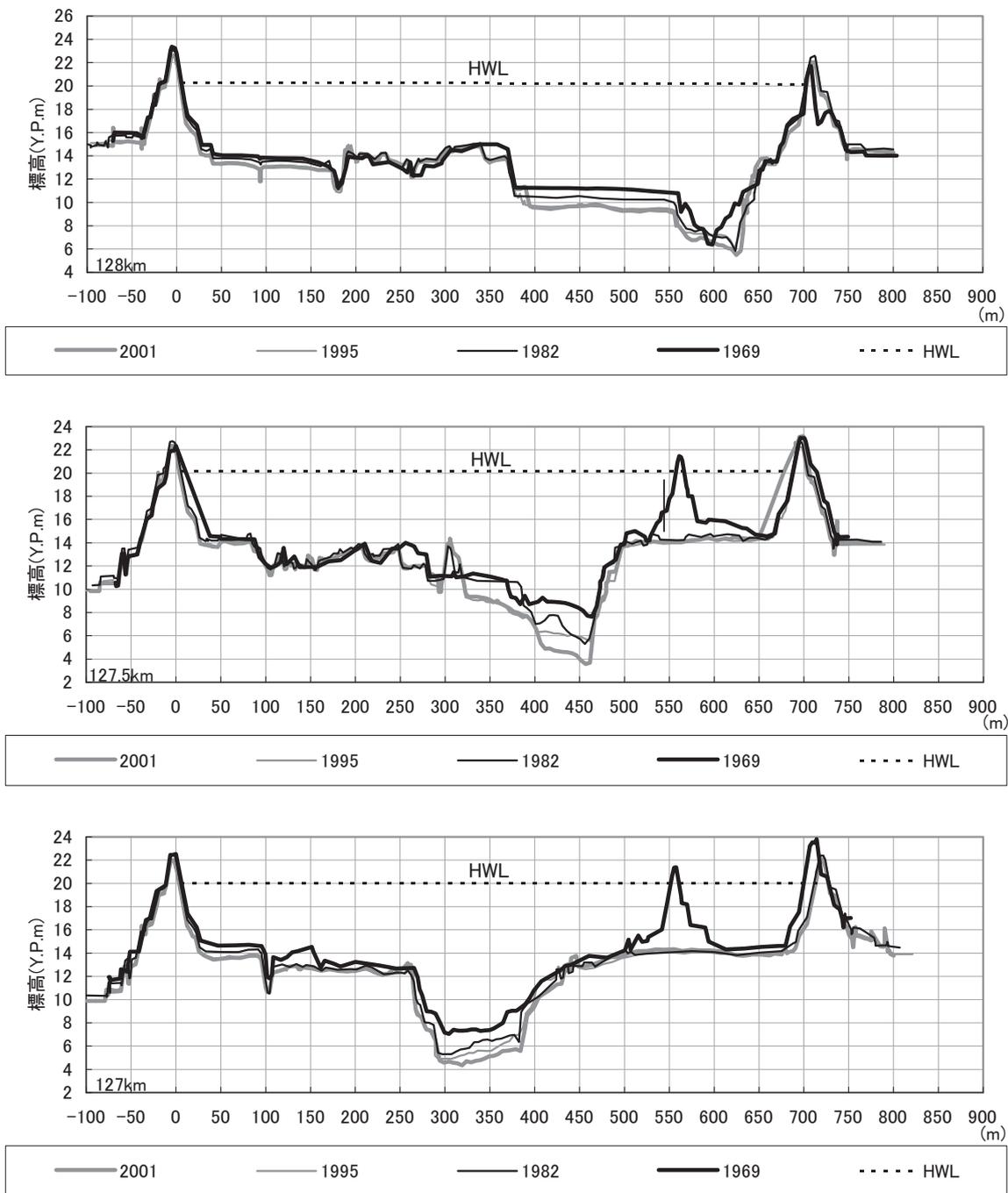


図2.7.1.4 赤堀川付近の河道横断形状の経年変化

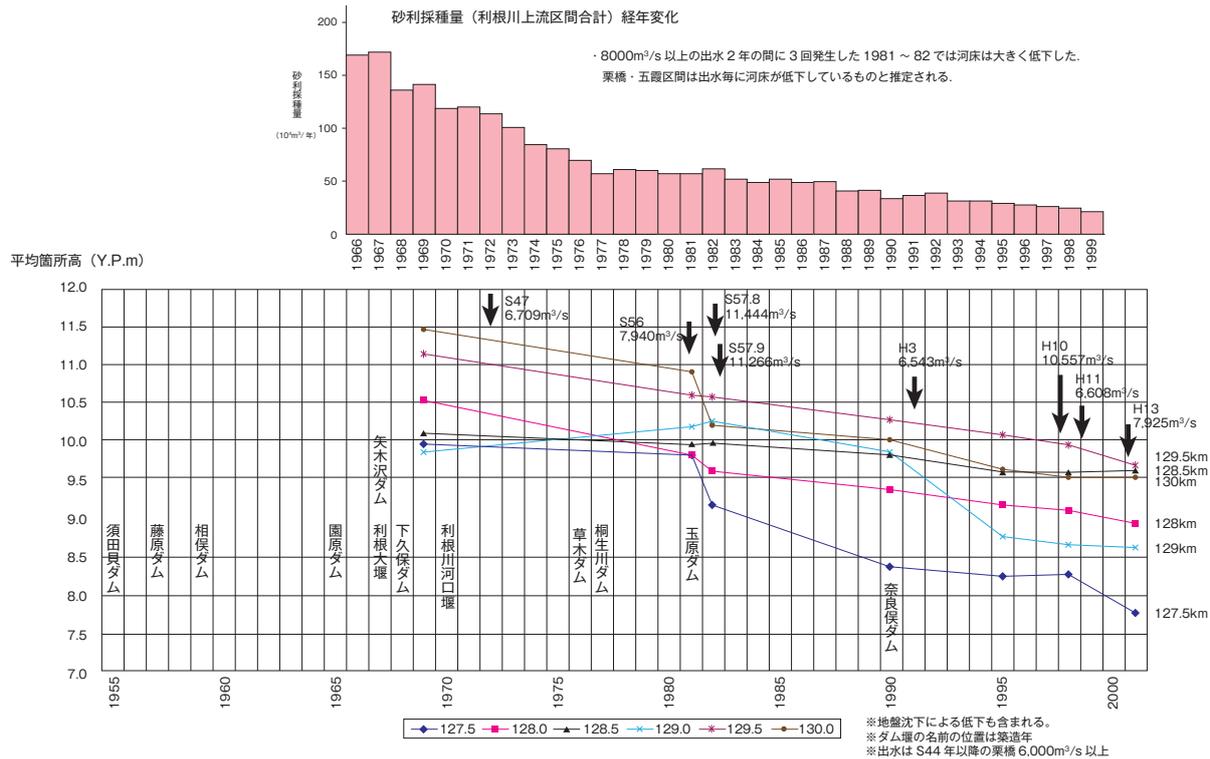


図2.7.1.5 赤堀川付近の平均河床高の経年変化

2.7.2 江戸川42～55km 区間における上部更新統の露出と河道特性

(1) 本区間の地質

江戸川は1641年（寛永18）に関宿から金杉間約18kmの洪積台地を開削したものであるが、開削部の上流および下流は台地の谷地の部分で、洪積台地を掘削した部分は、現河道の43～46km区間および51～54kmと推定されている。

図2.7.2.1に建設省関東地方建設局（1987）より両者の地形復元図と模式地質断面図を示す。

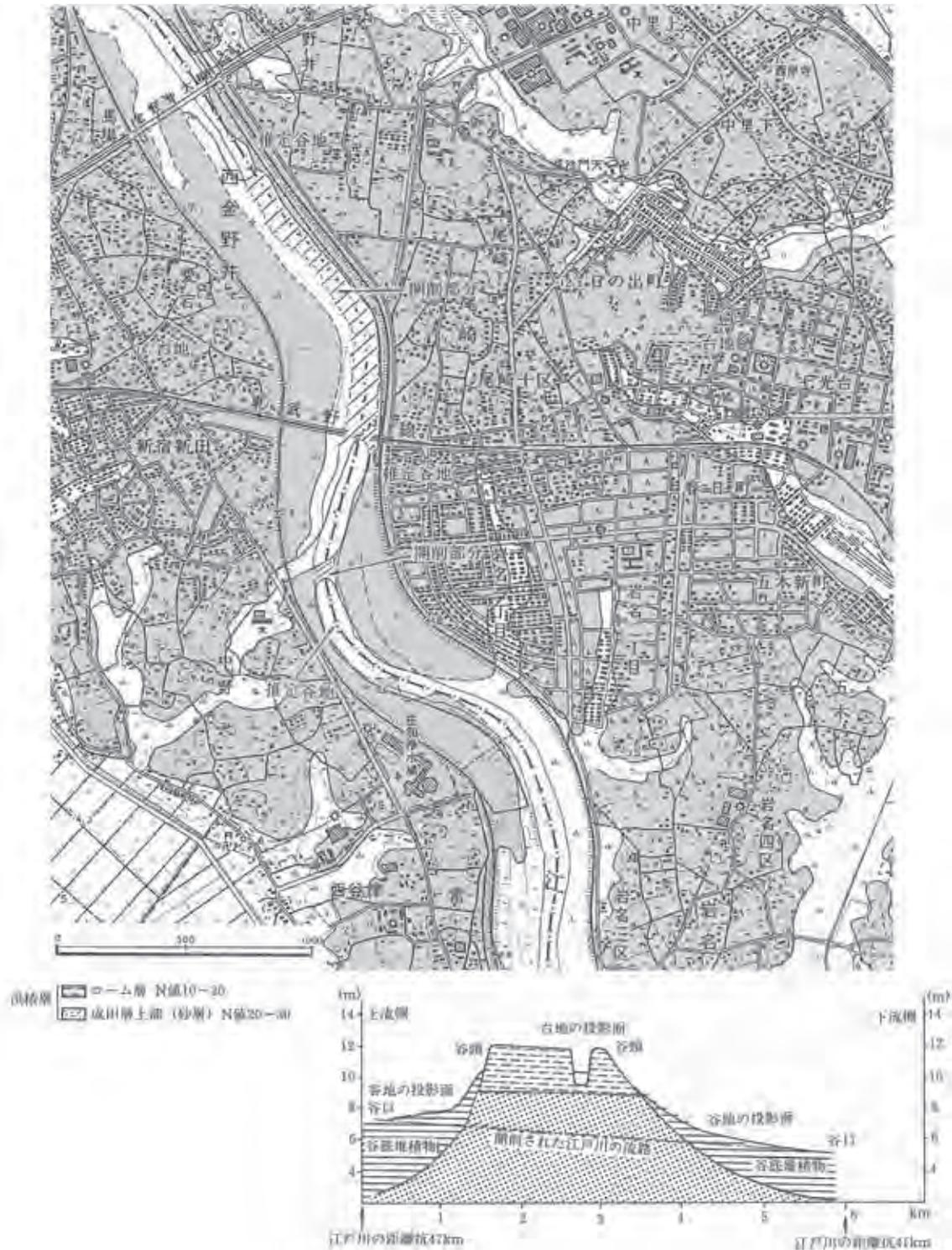


図2.7.2.1 江戸川(関宿～宝珠花間)開削地点旧地形復元図および模式地質断面図(利根川百年史,1987)

(2) 河道特性と河床変化

野田地点の1935～2001年の観測データより平均年最大流量は1231m³/sである。

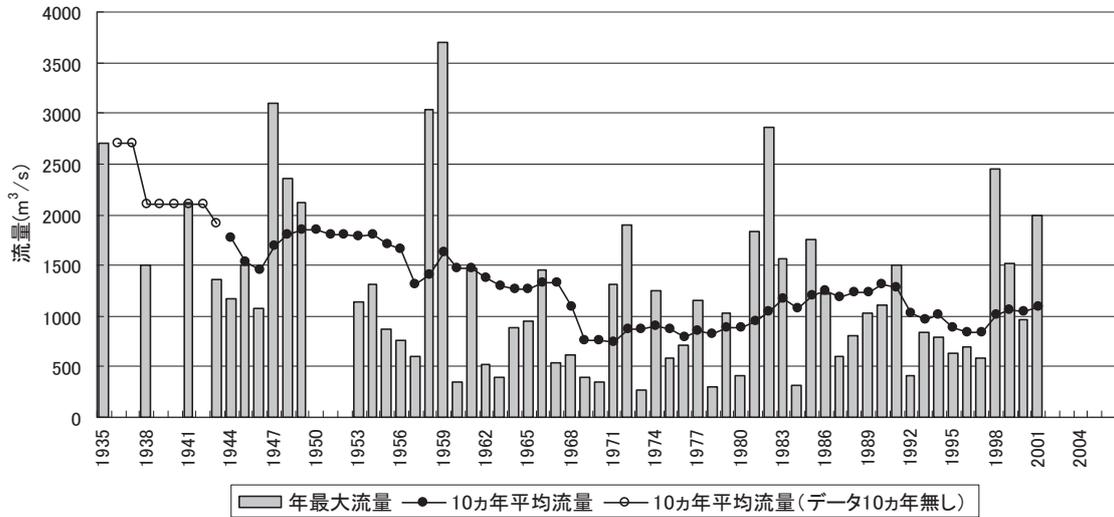


図2.7.2.2 年最大流量の経年変化図(野田地点)

図2.7.2.3は江戸川の平均河床、最深河床、平均年最大流量時の水位の縦断図である。図2.7.2.4は江戸川の低水路川幅の縦断変化図である。開削部分は川幅が多少狭く43～46km区間および51～54kmとも80m程度となっている。図2.7.2.5に河床材料の縦断方向変化を、図2.7.2.6に堤防下の地質縦断図を示す。

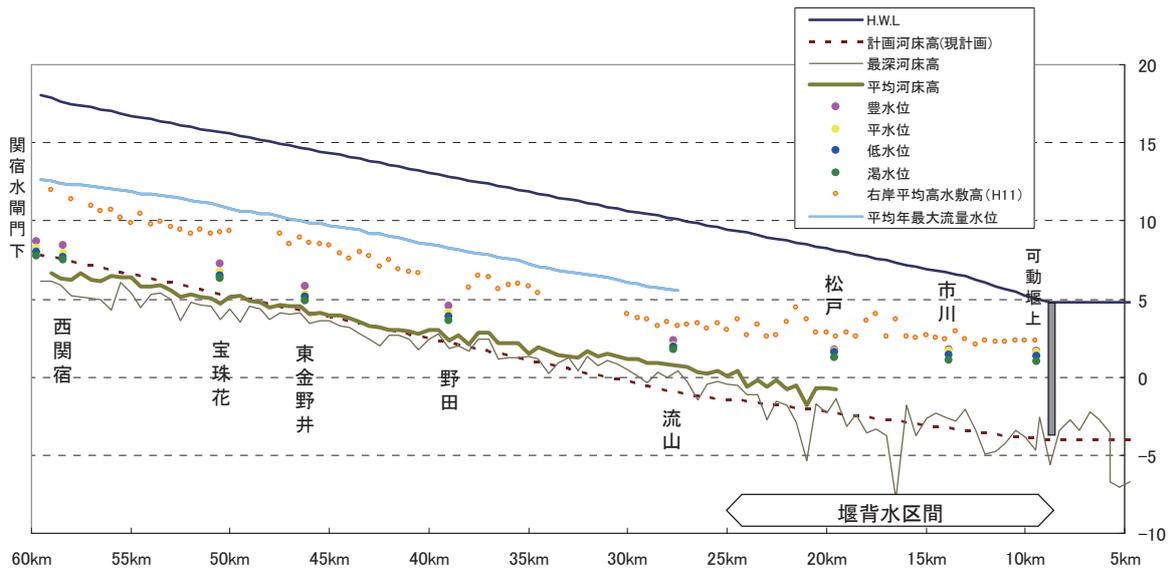


図2.7.2.3 年最大流量時の低水路水深((財)リバーフロント整備センター作成資料)

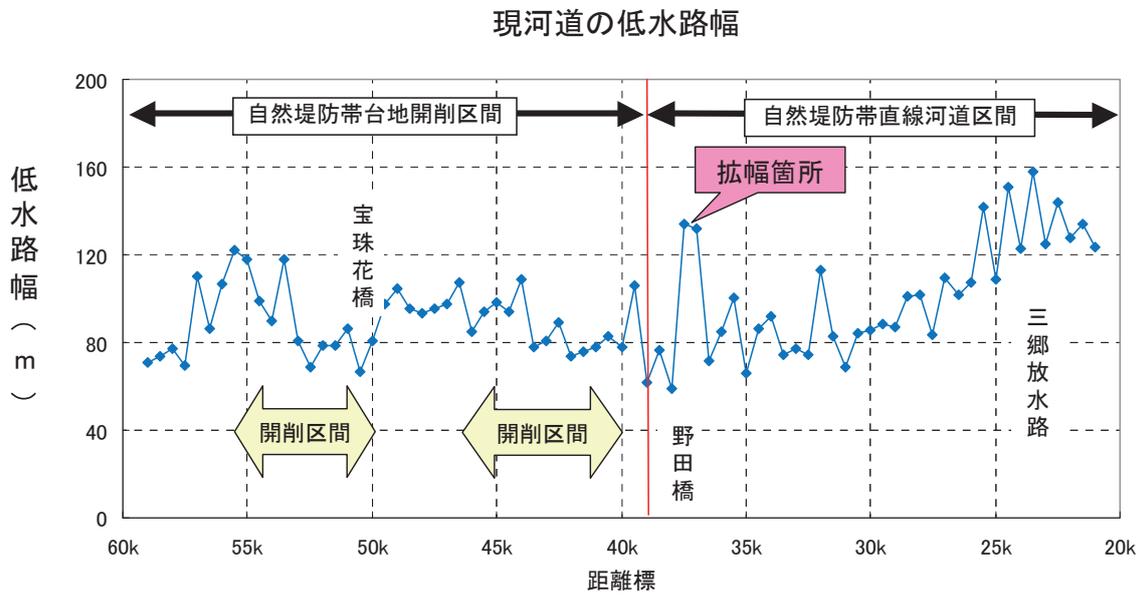


図2.7.2.4 現況河道の低水路幅((財)リバーフロント整備センター作成資料)

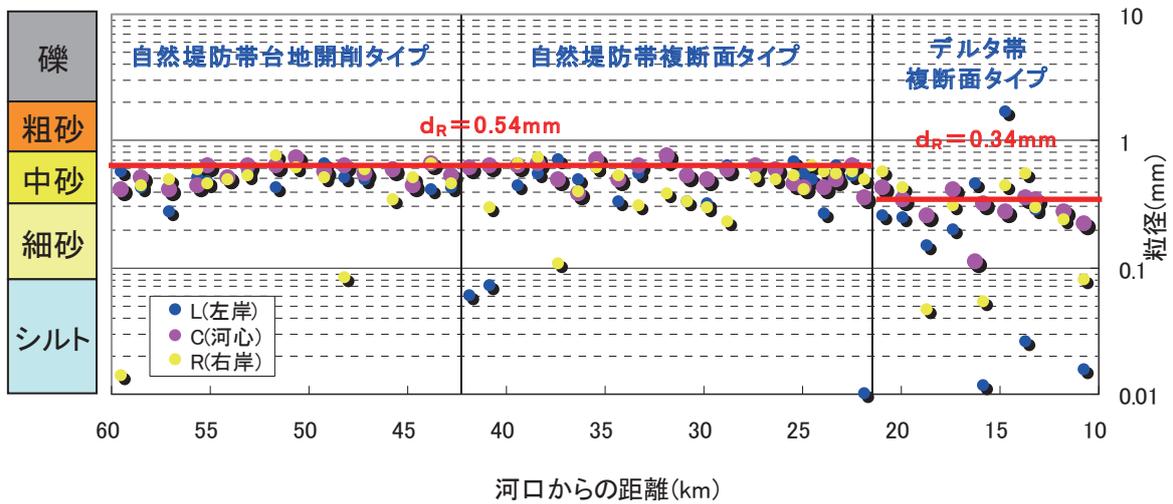


図2.7.2.5 代表粒径 d_R 縦断面図((財)リバーフロント整備センター作成資料)

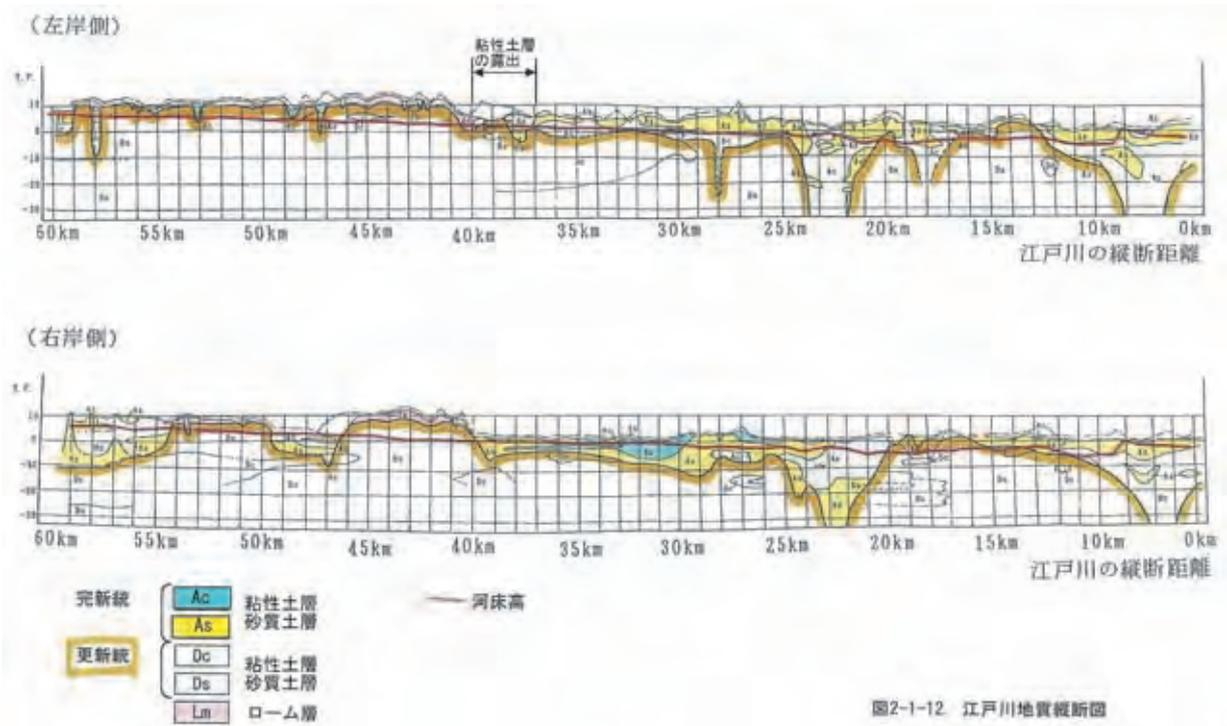


図2-1-12 江戸川地質縦断面図

図2.7.2.6 地質縦断面図(江戸川工事事務所作成資料より, 山本, 1991)

河床材料は0.54mm程度の中砂である。平均年最大流量時の河床波は河床に砂が十分にあれば遷移河床の状態と推定されるが、河床は侵食傾向にあり河床波を発生させるだけの砂層の厚さは無いと判断される。平均年最大流量時の低水路部の掃流力は $u_*^2=120 \sim 130\text{cm}^2/\text{s}^2$ 程度、流速は1.5～1.7m/s程度と評価される。

図2.7.2.7に本区間の河道横断形状図の変化を示す。2箇所の開削区間の洪積台地上面高は上流が12m、下流が14m程度であり、高水敷部分はそれぞれ10m、8mである。高水敷部分は流下能力の増加のため、一度平坦面として人為的に掘削されたことが推定される。低水路の横断形所は下に凸の台形状である。低水路河床は多少河床低下傾向にあるが、それほど大きなものでない。

1987年から2002年の15年間で、43～46km区間は最大20cm程度(2cm/年)であり、弱侵食層といえよう。51～54km区間は最大140cm(14cm/年)であり、中侵食層といえよう。

河岸付近の高水敷には氾濫堆積物による自然堤防の形成が見られる。

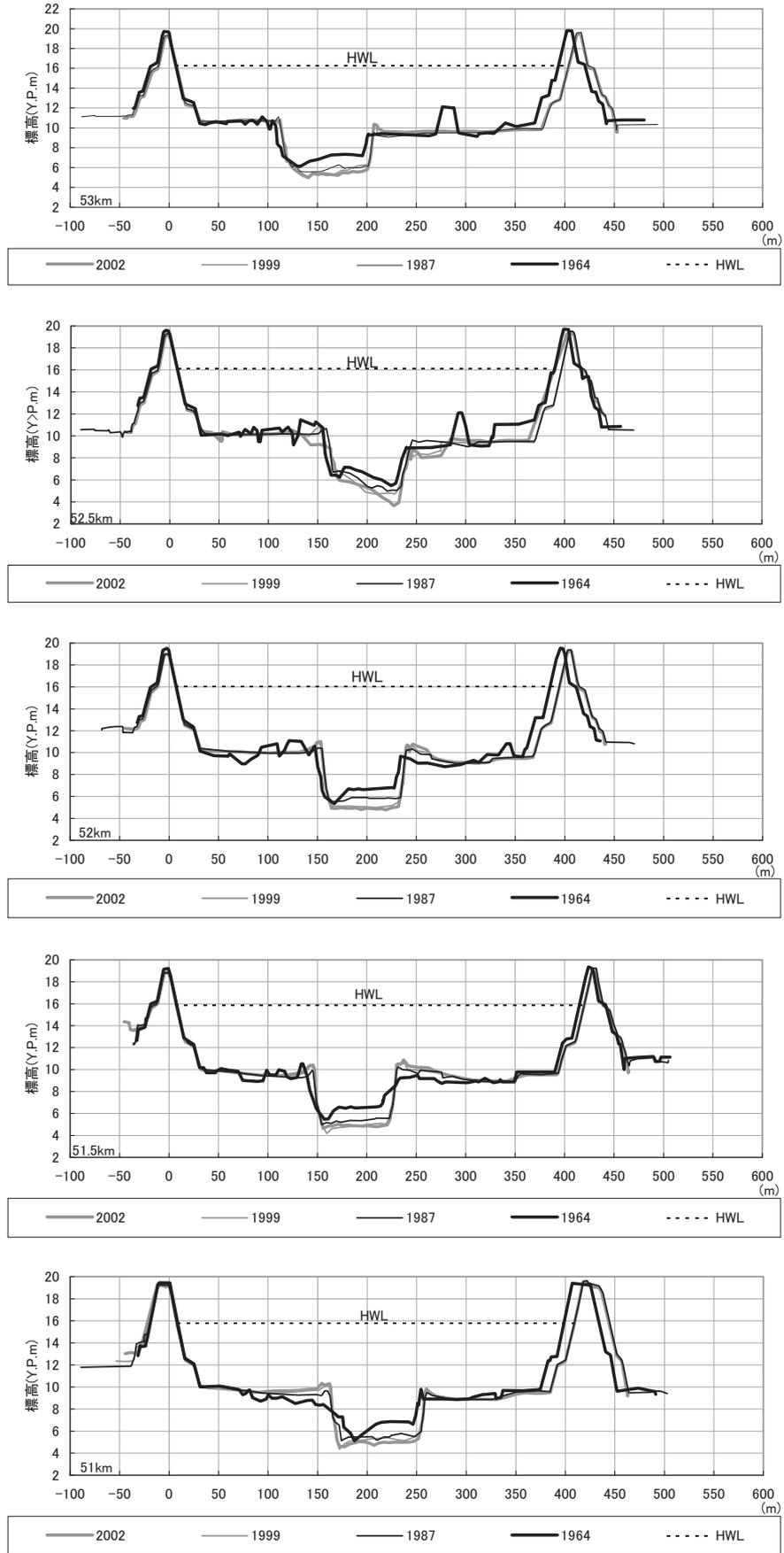


図2.7.2.7(1) 53～51km区間の横断面の経年変化

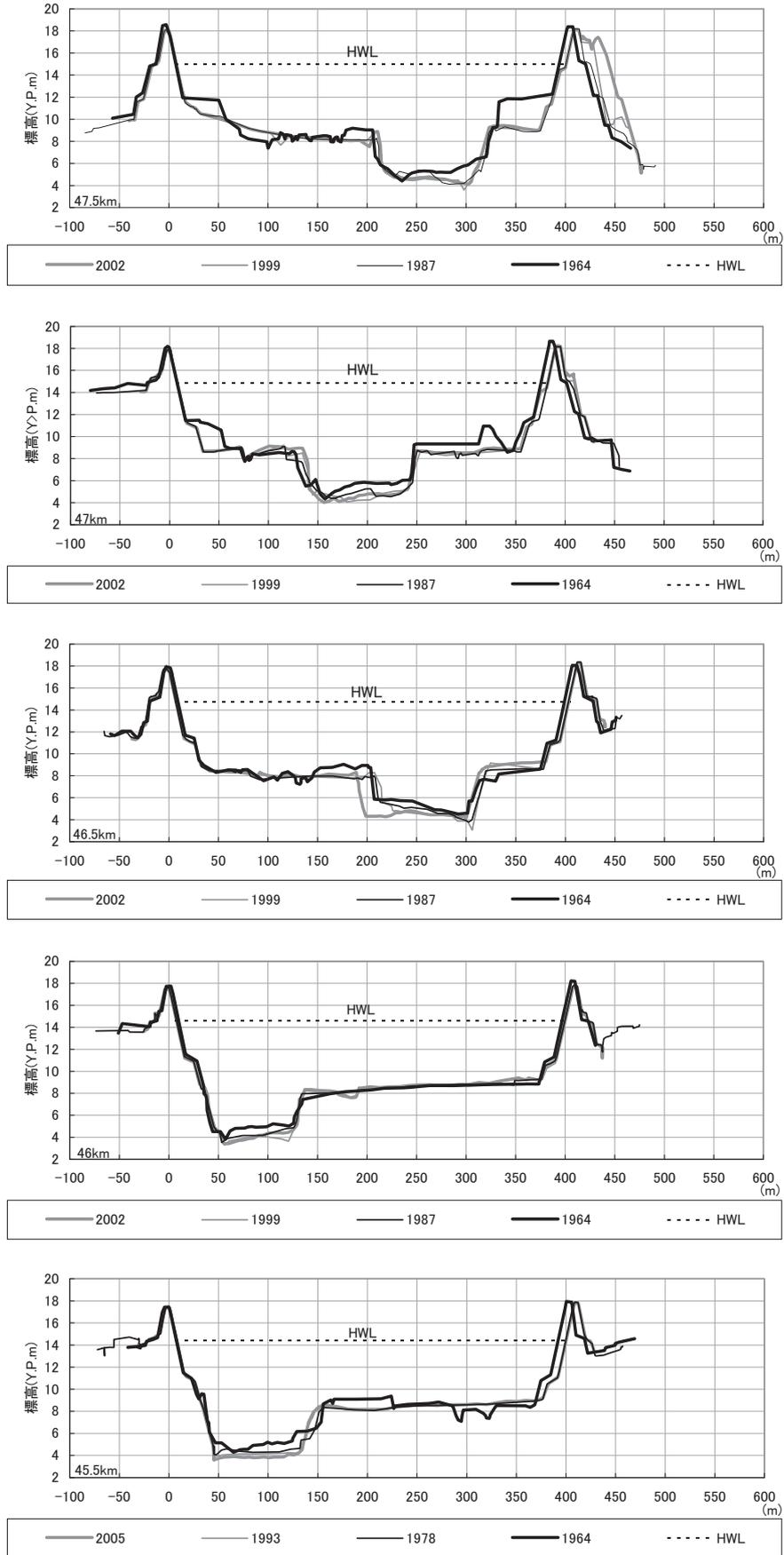


図2.7.2.7(2) 47.5～45.5km区間の横断図の経年変化

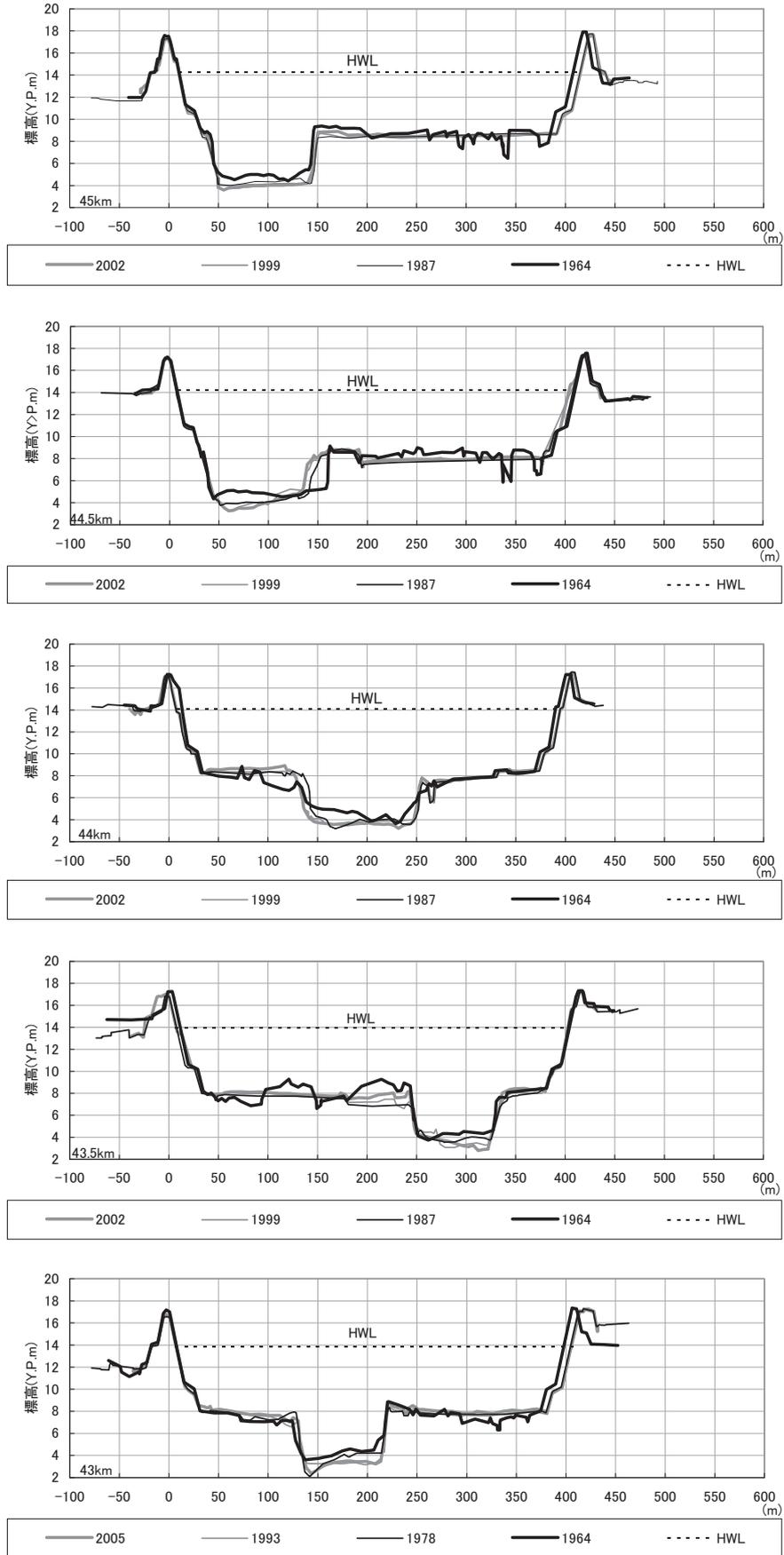


図2.7.2.7(3) 45～43km区間の横断面の経年変化

(3) 河岸・河床の状況

2009年12月9日、江戸川43～46km区間および51～54kmの河岸・河床状況の調査を行った。

43～46km区間においては、右岸河岸に更新統の堆積物を見つけられなかったが、42.8km地点の河川工事に伴う高水敷掘削部の露頭を撮影した**写真2.7.2.1**に示すように、氾濫堆積物に下に更新統の堆積物が存在している。左岸43.5km地点には更新統が河岸の露出している。その堆積物を**写真2.7.2.2～2.7.2.6**に示す。水際帯の堆積物は流下方向および垂直方向に変化し、この付近の更新統の物性値を一つに代表することができない。堆積物は粗砂、細砂、粘土、腐植土と性質の異なる堆積物からなり、乾燥収縮形態、強度、透水係数、侵食形態に差異がある。堆積物の風化は進んでいない。後期更新世の7万年前以降に堆積した河成および沼・湿地成の堆積物と判断される。

51～54kmにおいては、50.25km左岸に**写真2.7.2.7**のように更新統の露出している状況が確認しえた。

本区間の上部更新統の堆積物は、総体で見た場合、沖積河川セグメント2-2の河岸より多少耐侵食力があるが、個々の単層には耐侵食力が小さいものもある。



写真2.7.2.1 43.2km右岸の更新統の堆積物(2009年12月)



写真2.7.2.2 43.5km左岸の更新統の砂層(2009年12月)



写真2.7.2.3 43.5km左岸の更新統の粗砂(2009年12月)



写真2.7.2.4 43.5km左岸の更新統の粗砂:水際部は溝状微地形が存在(2009年12月)



写真2.7.2.5 43.5km左岸の更新統の砂層の水際部溝状侵食:河岸からの浸透水が関係すると判断(2009年12月)



写真2.7.2.6 43.5km左岸の更新統の腐植土(2009年12月)



写真2.7.2.7 50.25km右岸の更新統の露出状況(2009年12月)

メモ 江戸川16.5km付近の上部更新統の露出

図2.7.2.8は江戸川16.5km付近(河床勾配はほぼ水平, $d_R=0.28\text{mm}$)の平面図であり, **図2.7.2.9**は16.5kmの横断図である.16.5km地点は河道の中央のみが大きく掘れる不自然な地形となっている.河床が砂層であれば,このような横断形とはなり得ないので,河床に難侵食力があると推定される.事実,電気探査による地質構造の調査によると**図2.7.2.10**のようである.同図の砂層と洪積層の境界面は,あらかじめ比抵抗値とボーリング資料より比抵抗と土質の関係を調べておき,その結果を用いて引いたものである(山本他,1990).この溝状の深掘れ部は航路用に人為的に掘削したものである.

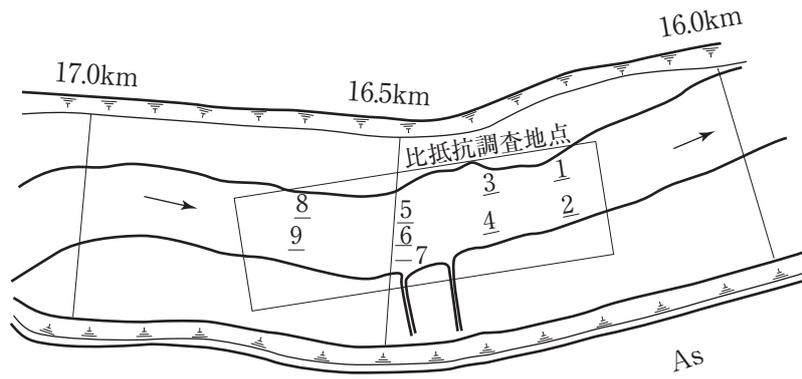


図2.7.2.8 16.5km地点の平面図(山本他, 1990)

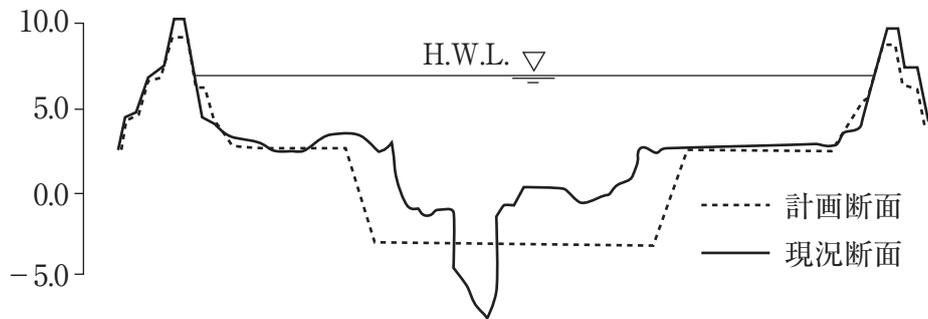


図2.7.2.9 江戸川16.5km地点の横断面(山本他, 1990)

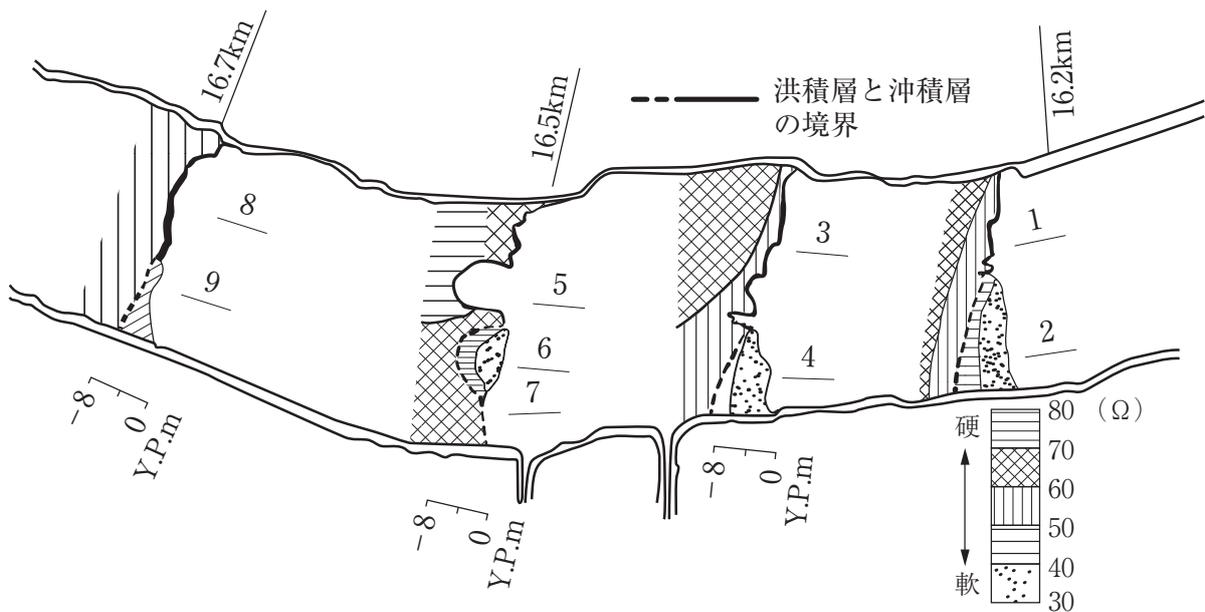


図2.7.2.10 江戸川16.5km周辺の電気探査結果(山本他, 1990)

2.7.3 富士川下流部における岩淵溶岩の露出と河道変化

富士川下流の河道特性と岩淵溶岩露出部の河道変化形態を記述する(山本他, 1993)。

(1) 河川の概要

富士川は流域面積3571km², 流路長128km, 計画流量は北松野(河口より10.5km)で確率年1/150の16600m³/sである。平均年最大流量は、北松野地点の1960～2004年の平均で4100m³/sである。

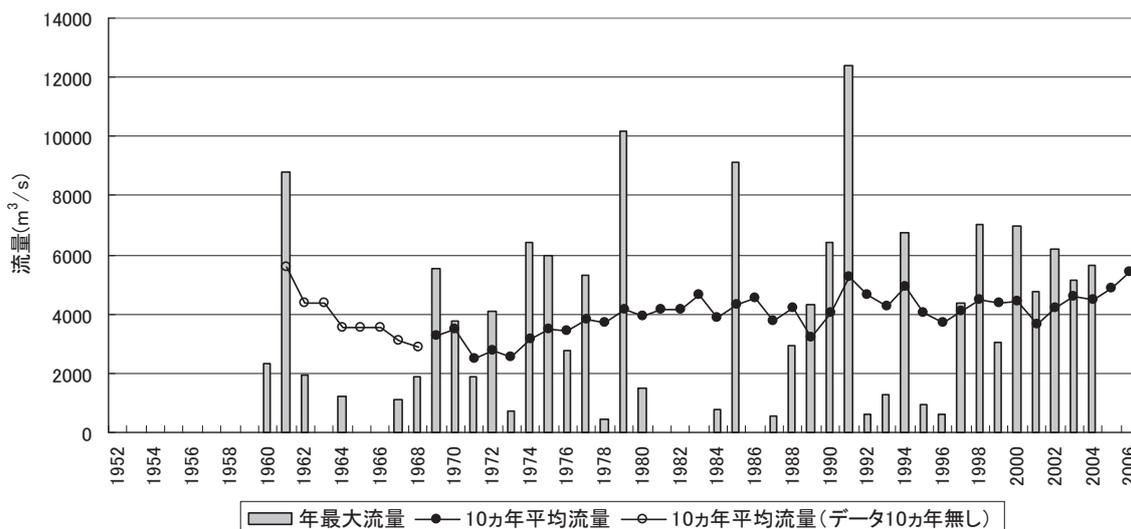


図2.7.3.1 年最大流量の経年変化(北松野地点)

(2) 扇状地の地形と地殻変動

富士川扇状地は、図2.7.3.2に示すように河口より5.2kmを扇頂とし、海岸を扇端とする。河川はもともと岩本(4.5km付近)と水神(3.8km)の小丘の間を東流し河道変遷していたものを、江戸時代になり加島地方の氾濫原を新田開発するため古郡孫太夫三代が1615年から1681年までの間に水神上流の左岸側に雁堤を築き、富士川本流を水神社の西側に流すようにしたものである。雁堤は水神社が存在する左岸の小丘から堤防を広げ岩本地点の山裾に山付けしたものである。また水神地点に四ヶ郷堰が設け用水を供給した。

ボーリング調査や安政の大地震(1854年)の記録によると、図中に示す位置に富士川断層が存在すると推定される(西側が上昇、東側が下降)。富士川の右岸側に蒲原丘陵が広がるが、この丘陵と扇状地の境界部には2段の河岸段丘が存在し、高位面は低位面より10m高く、約30mの高さにあり小池面といわれ、6000年前に離水した段丘と考えられている。富士川を横切る大淵溶岩の富士川断層を挟む相対的変位差104mとこの溶岩下の木片の年代測定結果13760年前(B.P.)より、断層を挟む地盤の垂直変位速度は平均1000年で7～8mとなる(甲府工事事務所, 1979)。

安政の地震では富士川左岸は、木島まで最大3丈(9m)ほど隆起し、東側では水神の下、宮下まで約700mが2尺(0.6m)程降下し水流が逆落としになったという。さらに翌年には左岸堤防が200間に亘って決壊し、流域10ヶ村の民家が流出した。

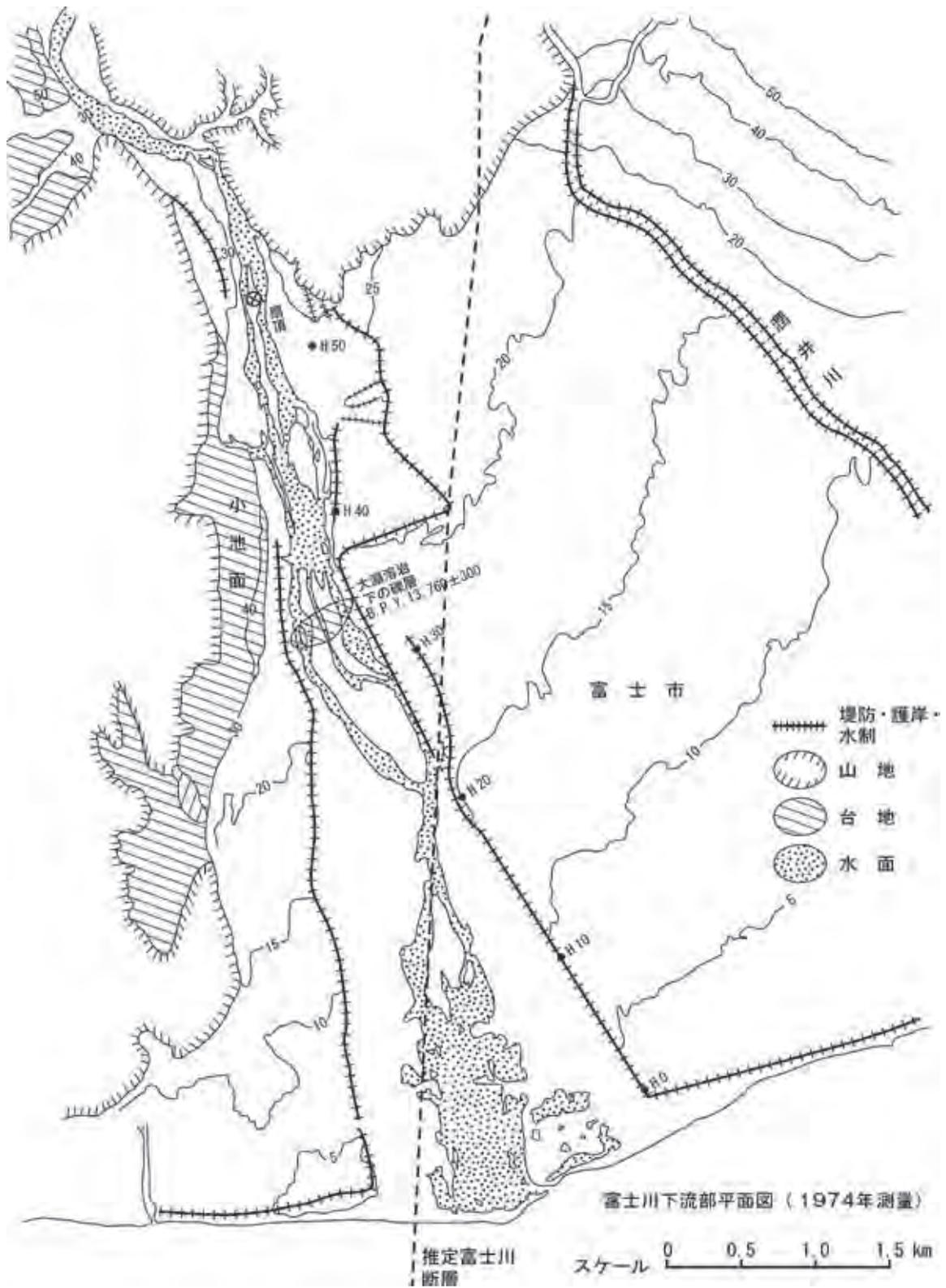


図2.7.3.2 富士川下流部の扇状地地形図

(3) 大淵溶岩の露出と河床変動

堤防間平均河床高と最深河床高の変化を図2.7.3.3に示す。1960年代および1970年代前半に富士川では大量の砂利採取が行われ、この採取によって河床高が低下し、また川幅も減少した。この掘削により岩淵溶岩が露出し、そこが床止め機能も持つようになった。3.7kmに存在する四ヶ郷堰の天端高は取水のため維持された一方、その上流も河床掘削のため掘削されたため堰下流への砂利供給が急減した。3.2～3.4kmの存在した溶岩は冷却過程において節理構造が発達していた。溶岩岩脈の下流が洗掘され、溶岩のブロックが流出し始めた。それが1965年から1970年の時代であった。図2.7.3.4に示す最深河床高の変化図によく示されている。

写真2.7.3.1は1983年の岩淵溶岩部および溶岩流出部上流に存置する溶岩の様子を写したものである。河道の中心部の溶岩が流出し、そこが残りの溶岩で縮流される形となり5m程河床低下した。前年の8月2日には台風10号による増水により直下流の東海道線富士川鉄橋は橋脚の洗掘により落橋している。写真は流出した溶岩巨礫の河床の存在状況である。

写真2.7.3.2および写真2.7.3.3は2010年5月時点の岩淵溶岩部および溶岩流出部上流に存置する溶岩の様子を写したものである。なお、写真2.7.3.1の左写真と写真2.7.3.2の右写真がほぼ同一位置を撮影したものである。

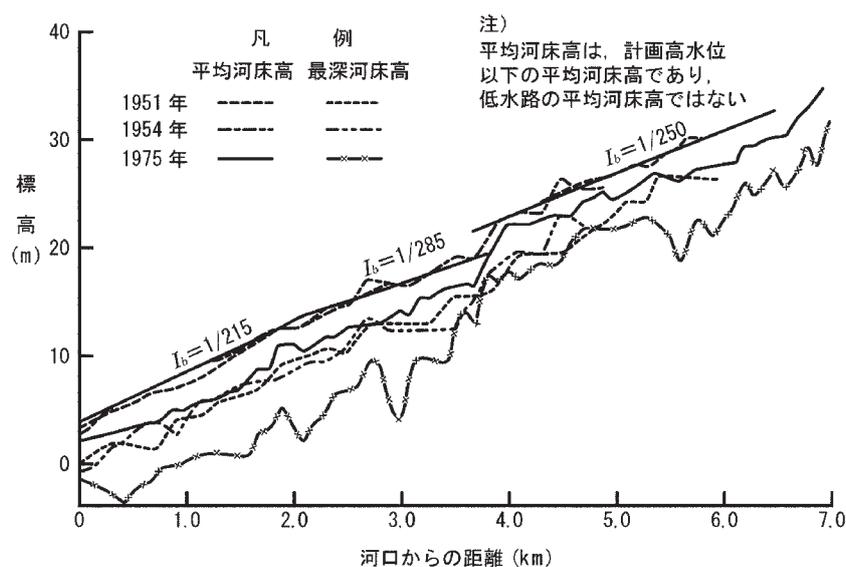


図2.7.3.3 堤防間平均河床高と最深河床高の経年変化

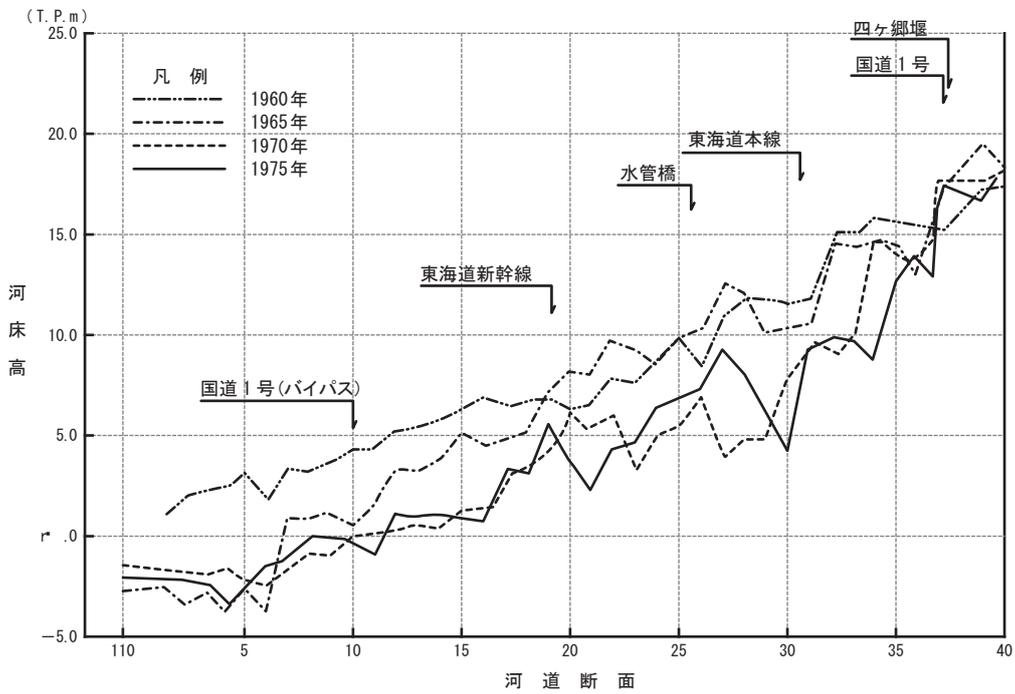


図2.7.3.4 富士川下流部の最深河床高の経年変化

溶岩流出部



上流



写真2.7.3.1 岩淵溶岩および溶岩流出上流の河道の状況(1983年12月)

溶岩流出部上流左岸



溶岩流出部



写真2.7.3.2 流出溶岩部の河床低下と破壊された溶岩ブロック(2010年5月)



上流



写真2.7.3.3 溶岩流出部上流に存置する溶岩上の縦筋とポットホール(2010年5月)

2.7.4 木津川0～6km区間における沖積粘性土の露出と河道変化

(1) 河川の概要

木津川は、布引山地に源を発し、服部川、名張川などを合わせながら山間部を西進し、平野部に出てからは北上して、宇治川、桂川と合流し淀川となって大阪湾に注ぐ一級河川である。流域は近畿地方のほぼ中央、三重県、奈良県、京都府の1府2県にまたがり、流域面積は1596km²であり、約89%を山地が占めている。沿川は名張市、上野市、島ヶ原村、笠置町等4市18町村から構成され、流域内人口は約39万人、中・下流域では京阪神地域のベッドタウンとして宅地、工業用地等への開発が進んでいる。

主要な支川である名張川の最下流部には、1969年に管理開始された高山ダムがあり、さらに上流の青蓮寺ダム、室生ダム、比奈知ダムとともに木津川および淀川の洪水調節のほか、灌漑用水、阪神地区の上水道用水に供給している。

流域には風化花崗岩地帯が多く、上流域や支流から流入する多量の土砂が洪水の度に流送され、25kmより下流は多列砂州が発生する砂河川（多少礫が混じる）であった。なお、最近20年ぐらいの間で砂州域に植生域が発達し、単列的な砂州形態に変化しつつある。



図2.7.4.1 木津川流域図

(2) 河道および河川環境に与えた人為的インパクト

名張川の最下流部に位置する高山ダムは、1969年に竣工した有効貯水量49200千 m^3 の多目的ダムである。

高山ダムの集水面積は615 km^2 で木津川流域山地面積の約42%を占めている。また、近年10カ年の年間流入量が約489.7百万 m^3 であることから、ダム回転率は約8.6回/年となる。木津川の河道および生態環境の変化に対するインパクトとしての位置付けは大きい。

(3) ダムの建設による流況の変化と土砂環境の変化

1) 流況の変化

淀川合流点より15.9km上流の飯岡地点における、ダム建設による流況の変化を比較すると表2.7.4.1のとおりである。平均年最大流量は、ダム建設前の1956年から1969年で2333 m^3/s が完成後1970～2001年で1775 m^3/s (ダム完成前の約76%)となり、約550 m^3/s の減少(24%減)となっている(図2.7.4.2)。

表 2.7.4.1 流況表 (飯岡地点 15.9k)

項目	ダム設置前 (m^3/s)	ダム設置後 (m^3/s)
平均年最大流量	2333	1775
豊水流量	47.82	39.88
平水流量	29.36	23.01
低水流量	20.03	15.82
渇水流量	11.83	10.51

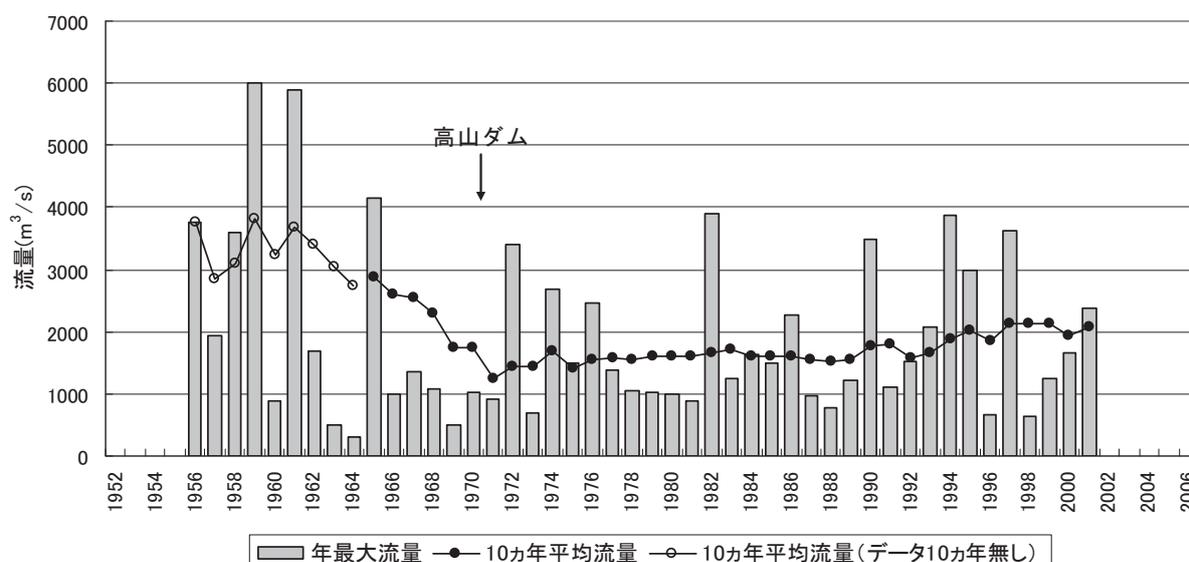


図2.7.4.2 年最大流量の変化(飯岡地点)

2) 土砂環境の変化

高山ダムの回転率は、約8.6回/年であることから、ダムによる土砂の補足率は90～95%程度と推定される。高山ダムの集水面積が、木津川全体の約37%を占めるため、木津川河道の土砂環境に及ぼす影響は大きい。

砂利採取は1958年頃より開始され、それとともに木津川の河床低下が急速に始まり、1971年までに平均河床で約2mの低下となっている。砂利採取は1971年に禁止され、平均河床の低下は止まっているが、最深河床の低下は続いている。

(4) 0～6km区間の河道特性量とセグメント区分

淀川合流点0～37km区間を河道形状、河床材料等の河道特性量より、表2.7.4.2に示す3区間にセグメント区分できる。

表 2.7.4.2 代表区間のセグメント区分

区 間	37～26km	26～6km	6～0km
項 目			
代表粒径	粗砂混じり砂利 (4cm)	砂利混じり粗砂 (2mm)	2mm
平均河床勾配	1/1100	1/1160	1/1030
セグメント区分	2-1～2-2-①	2-2-②	2-2-③

(5) 縦断形状・平面形状・横断形状の変化

1～5km区間のダム建設前の低水路幅は200～350mであったが、ダム建設後の1998年には100～280mに縮小した。1km地点における河道形状の変化を、図2.7.4.3に示す。なお、1965年時点において河床低下がすでに生じている。

平均河床勾配は1/1330から1/1030に変化した。河床は淀川の河床低下の影響を受けて、勾配が急になっている。うろこ状の砂州は消失し、砂州の固定化が進んでいる。河床材料はあまり変化していない。現在、本区間は旧氾濫原の粘性質堆積物を切り込んでおり（中塚，2004）、川幅の大幅な縮小と河岸の固定化が生じている。1.0km断面の低水路幅は210mから100mに減少している。

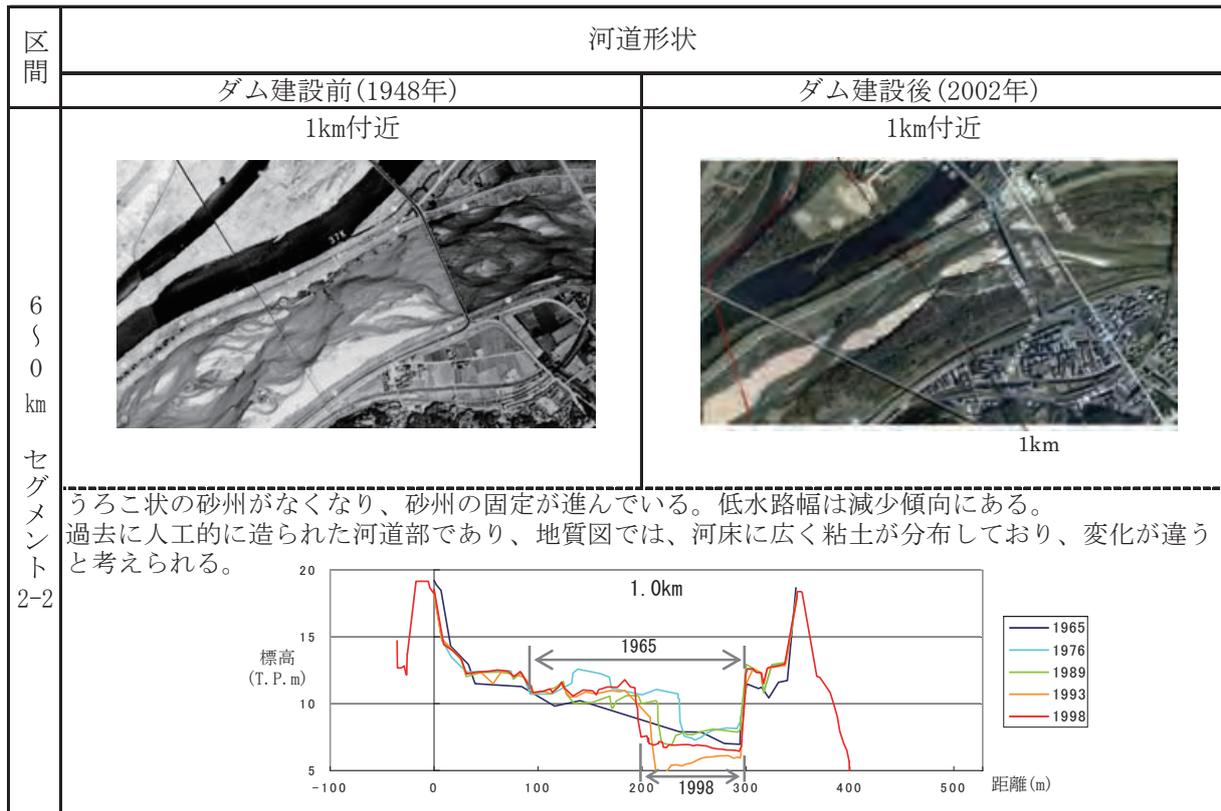


図2.7.4.3 平面形状と横断形状の変化

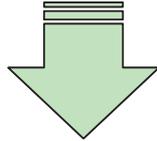
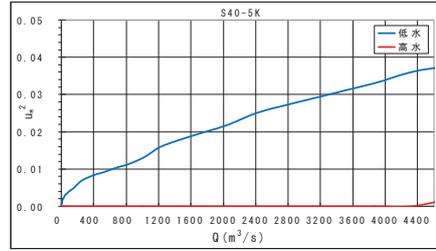
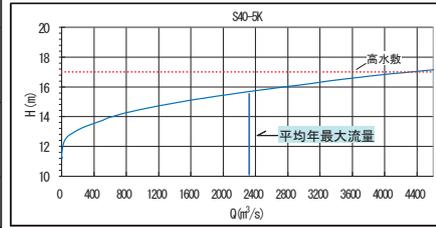
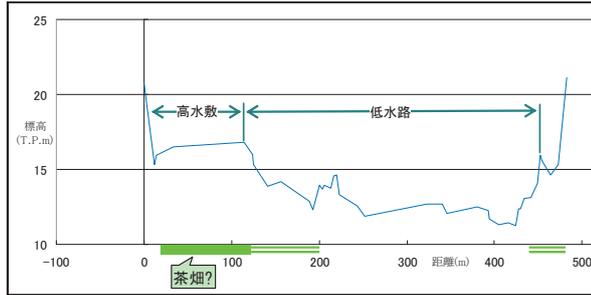
(6) 木津川5km付近の後背湿地堆積物の耐侵食速度

淀川河床低下により後背湿地堆積物が露出した。平均川幅が縮小し、縮小した川幅は10年以上保持されている(宇多他, 2001)。

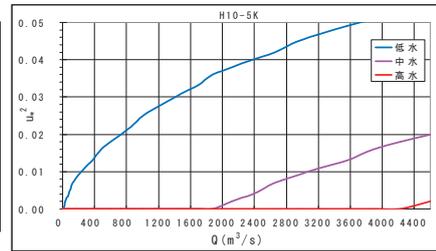
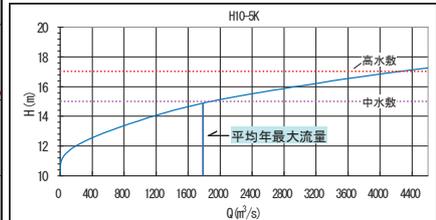
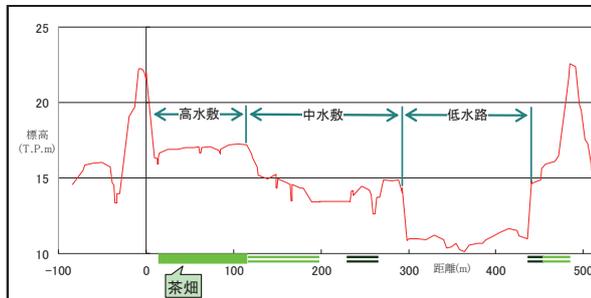
ダム建設前の1965年と後の1998年の横断図を用いて、低水路部に働く掃流力を評価した。図2.7.4.4に評価結果を示す。図中の水位(H)と流量、あるいは水位(H)と掃流力(τ)の関係曲線は、代表断面地点の計画高水勾配(I)を用い、1mごとに水位を仮定してH-Q曲線はマンニング式($Q=1/n \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$)、H- u_*^2 曲線は掃流力算定式($u_*^2=ghI$)より作成したものである。ここに、n:粗度係数、A:河積、h:水深、g:重力加速度、R:径深である。

平均年最大流量時の断面平均の摩擦速度の2乗は、 $240\text{cm}^2/\text{s}^2$ から $340\text{cm}^2/\text{s}^2$ に増加した(山本他, 2005)。後背湿地堆積物の露出により河岸の耐侵食力が大きくなり、狭い河道幅となったのである。ダム建設後 $4000\text{m}^3/\text{s}$ 弱の洪水を3回経験している。3.5~4.0m/s程度となると推定される。後背湿地堆積物(粘性土)は3.5m/s程度では急激な侵食は生じないと判断される。1.25km地点左岸は写真2.7.4.1のように乾燥収縮による縦クラックや河岸前面の洗掘による滑り沈下が生じている。現在の川幅は安定的なものではなく、川幅拡大過程にあるといえる。

ダム
建設前
(1965年)



ダム
建設後
(1998年)



ダム建設後に中水敷が新たに形成された。中水敷までの流量は、平均年最大流量とほぼ同程度となっており、流量の変化が河川断面を変化させたと予想される。掃流力に関しては、中水敷の掃流力が約1,800m³/s程度から発生している。
また、中水敷で植生の発達(草本の増加)がわずかにみられる。

図2.7.4.4 横断形状の変化と流量, 掃流力の関係 (u_*^2 の単位は m^2/s^2)



写真2.7.4.1 木津川1.25km 御幸橋上流(2010年4月)

(7) 想定される河道変化プロセス

- ① 当該区間はセグメント2-2の終端部の区間にあたり、土砂の供給はある。
- ② 1870年代以降に形成された河道であり、河床の浅いところに沖積粘性土層（氾濫原堆積物）が存在していた。
- ③ 淀川本川の河床掘削による4mにも及ぶ河床低下により本区間は勾配が急になり、砂採取とあわせて、粘性層が露出し、そこを切り込むようになった。
- ④ ダム建設による流量の減少とともに、取り残された河岸沿いの部分は冠水頻度が低下し、細粒成分の堆積空間となった。そこには草本類が進入し、さらに細粒物質の堆積を助長した。
- ⑤ 切り込まれた河道部分（低水路）では、うろこ状の砂州が消失し、みお筋が固定化された。
- ⑥ 高水敷化された部分には、さらに細粒分が堆積して堆積厚が増加した。
- ⑦ その結果、中水敷が形成された。

2.7.5 信濃川大河津分水路第二床止め工下流の軟岩の露出と河道変化

(1) 河川の概要と改修の経緯

信濃川の大河津分水路は、越後平野の燕市（旧西蒲原郡分水町）から弥彦山地を貫いて日本海に至る長さ10kmの掘り込み河道である。分水路は1896年（明治29）7月、いわゆる「横田切れ」を契機に越後平野を氾濫から守るために設けられた。分水路は山地の掘削が困難のことと掘削量の削減のため、下流ほど勾配が急でかつ川幅が狭い形状で設計され、分派点には洪水および低水管理のため自在堰（分水路側）と洗堰（旧本川側）が設けられた（**図2.7.5.1**）。

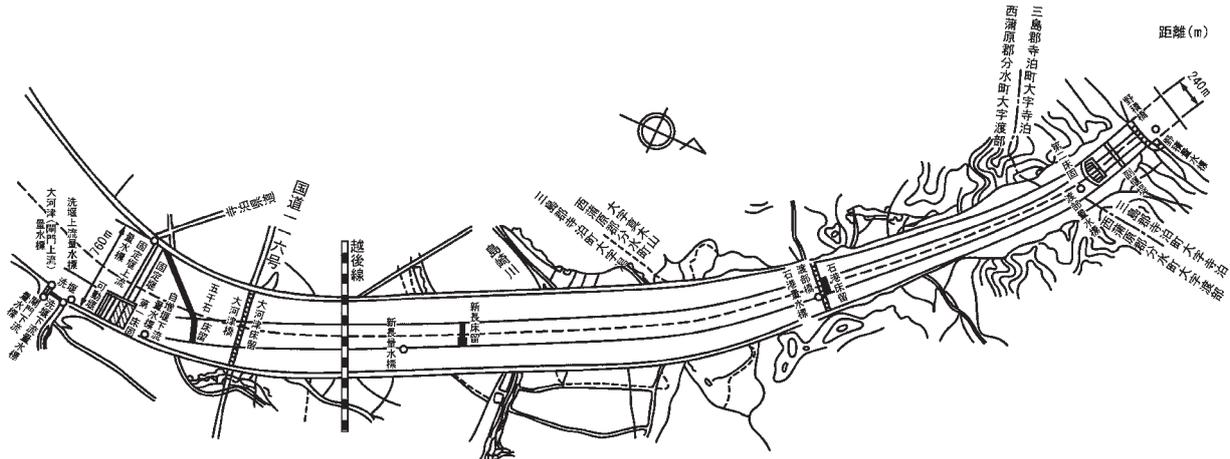


図2.7.5.1 信濃川改良工事計画平面図(北陸地方建設局, 1989)

分水路は通水後、**図2.7.5.2**に示すように河床低下が急激に進行し、1927年6月に自在堰が陥没した。この復旧工事で自在堰は可動堰に改築され、分水路内には河床低下を防止するために第1、第2床固を始めとする床固工群（五千石、大河津、新長、石港）が設けられた。第2床固は、分水路の全落差の約半分の5mの落差を負担する**図2.7.5.3**、**図2.7.5.4**に示す形式で河口部の新第三系の岩盤上に設けられた。しかし、第2床固から落下する流水により、水叩き直下流の河床が侵食され洗掘が徐々に進行し、その洗掘深は1960年代後半（昭和30年代初め）には約20mに及んだ。洗掘の進行に伴って種々の対策がなされたが効果は少なく、昭和40年代に落差水流のエネルギー量を軽減させる目的として、第2床固下流250m地点に副堰堤が設けられた（**図2.7.5.5**、**図2.7.5.6**）。副堰堤の設置により第2床固下流の河床低下は一応防止されたものの、その後の大洪水によって河床は再び低下傾向となった。その維持対策検討のため水理実験（1990、山本他）が為された。その検討結果より新第三系の堆積岩の耐侵食力が評価された。

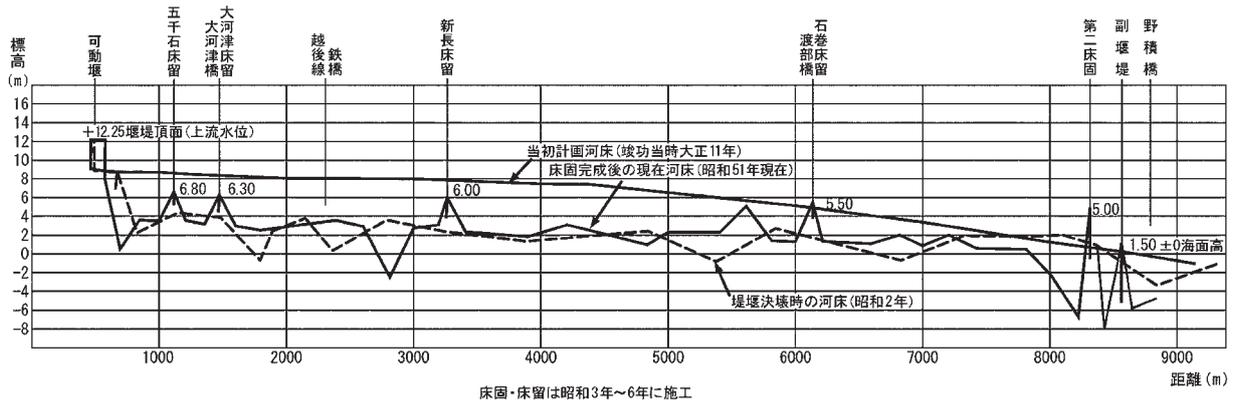


図2.7.5.2 信濃川改良工事縦断面図(北陸地方建設局, 1989)

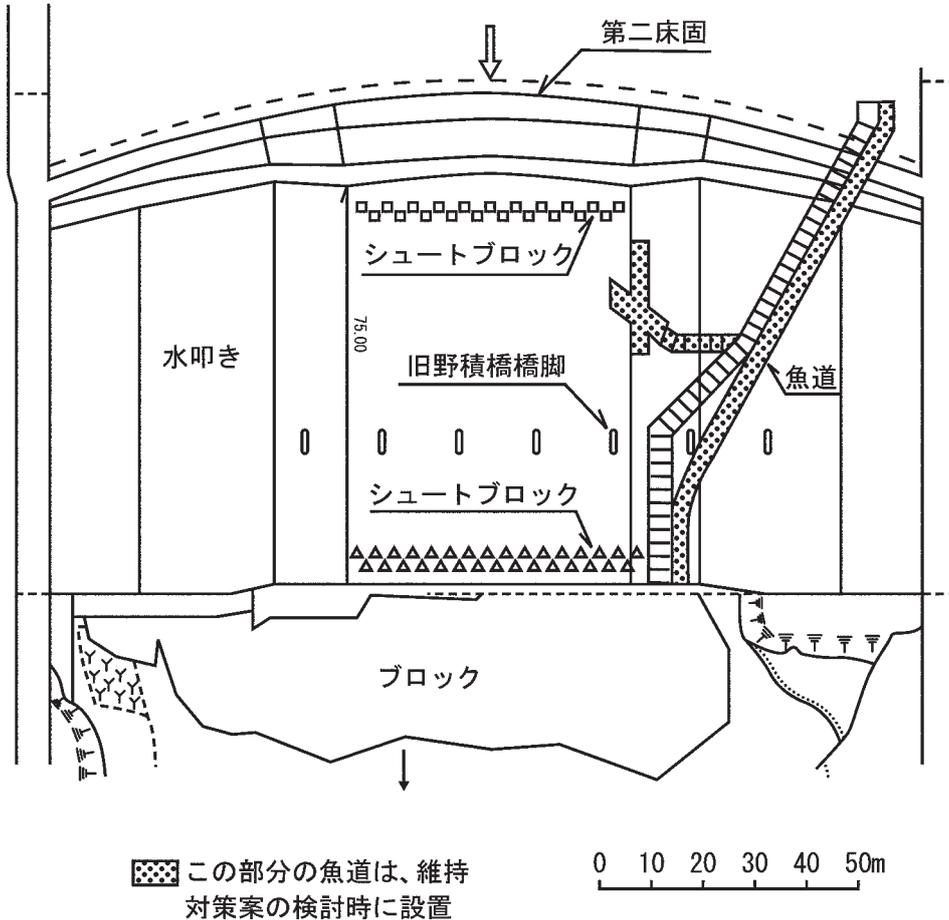


図2.7.5.3 第二床固平面図

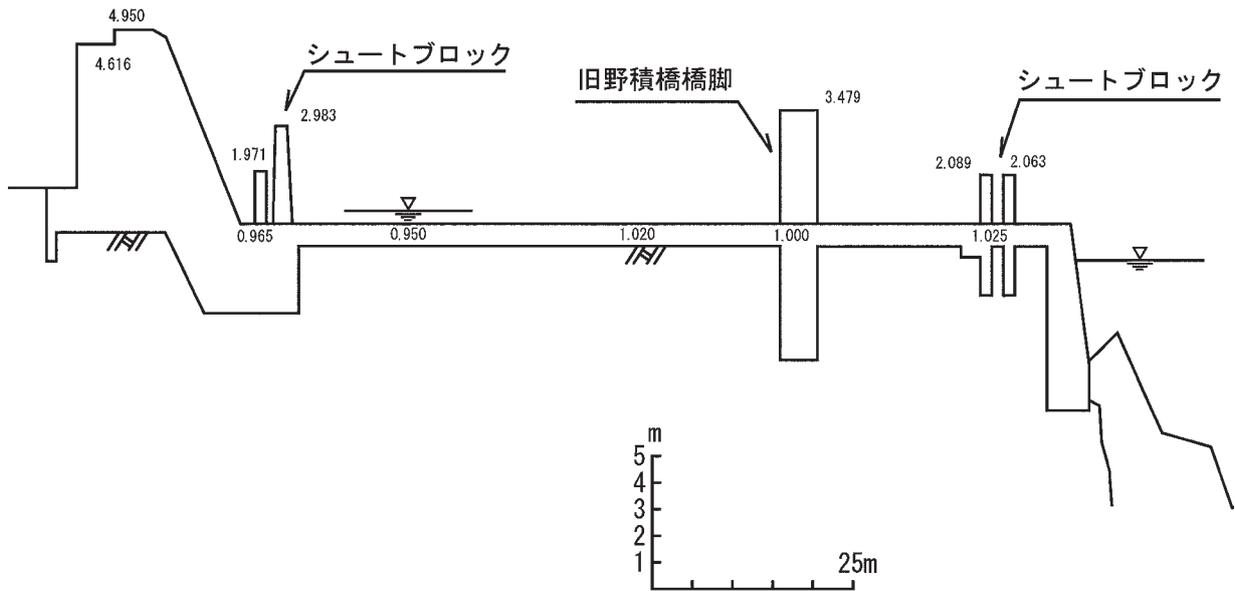


図2.7.5.4 第二床固縦断面図

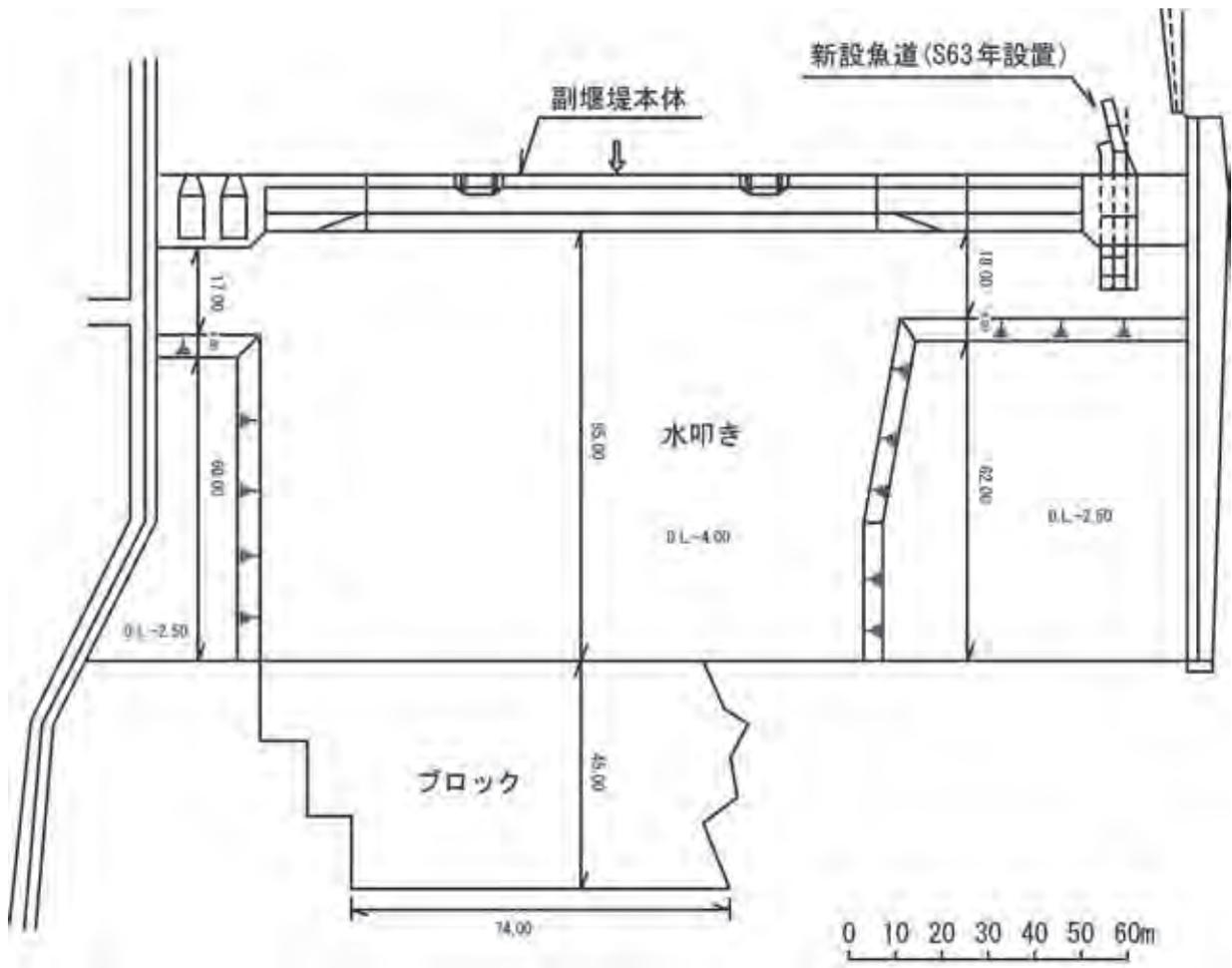


図2.7.5.5 副堰堤平面図

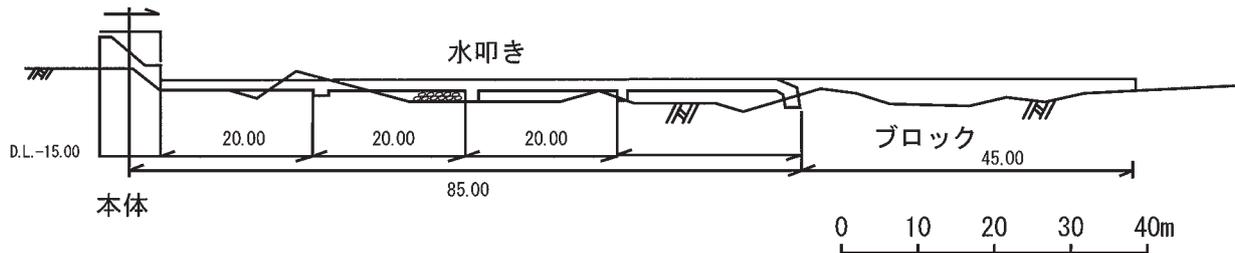


図2.7.5.6 副堰堤縦断面図

(2) 河道特性と地質

ここでは、分水路の上流の本川長岡地区（分派点より19km）までを含めてその河道特性を示す。

図2.7.5.7は河道の摩擦速度、川幅、水位、平均河床高、最深河床高の縦断方向変化、図2.7.5.8に河床材料の縦断方向変化を示す。

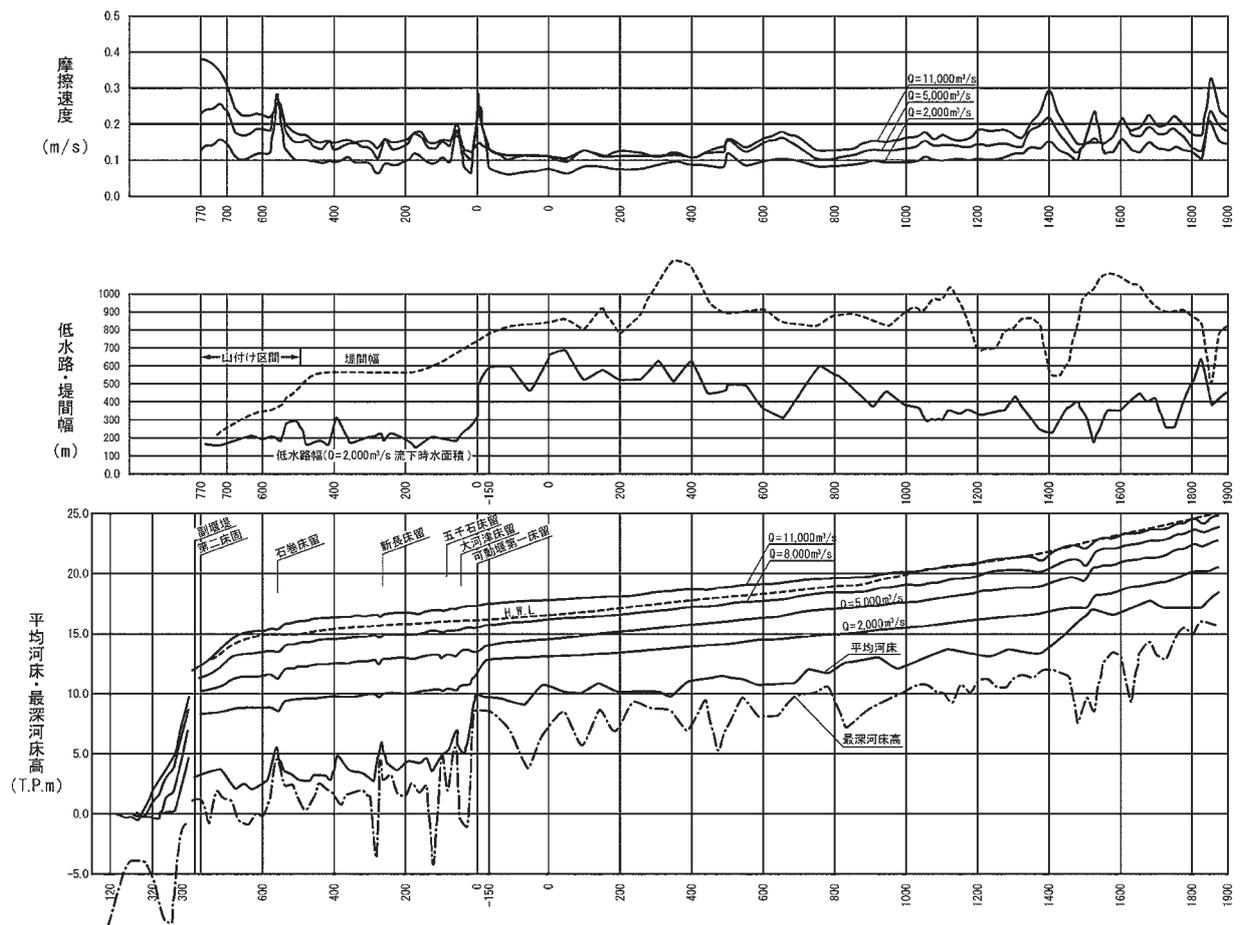


図2.7.5.7 1985年頃の河道の河道特性

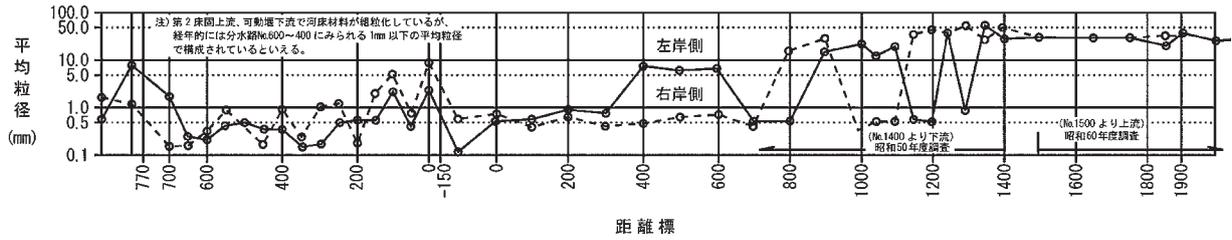


図2.7.5.8 河床材料平均粒径縦断面

河口部河道は、海岸に平行な低い山脈を切り開いて作られている。この山脈の地質はほとんどが新第三系の堆積岩である。分水路の北側には火成岩が形成された弥彦山があるがそれに繋がる山脈は新しく褶曲運動をしつつある背斜部である。河口部河道は、背斜軸の若干西より（海寄り）にある。図2.7.5.9に河口部地質図を示す。第2床固は寺泊層に乗っている。対象岩石の供試体に浸して土質試験を行い、固結度を求めたところ、供試体は水溶化し固結度を失い、支持強度が著しく低下するスレーキング（乾燥させ水につけると岩石が膨潤する）を起こした。

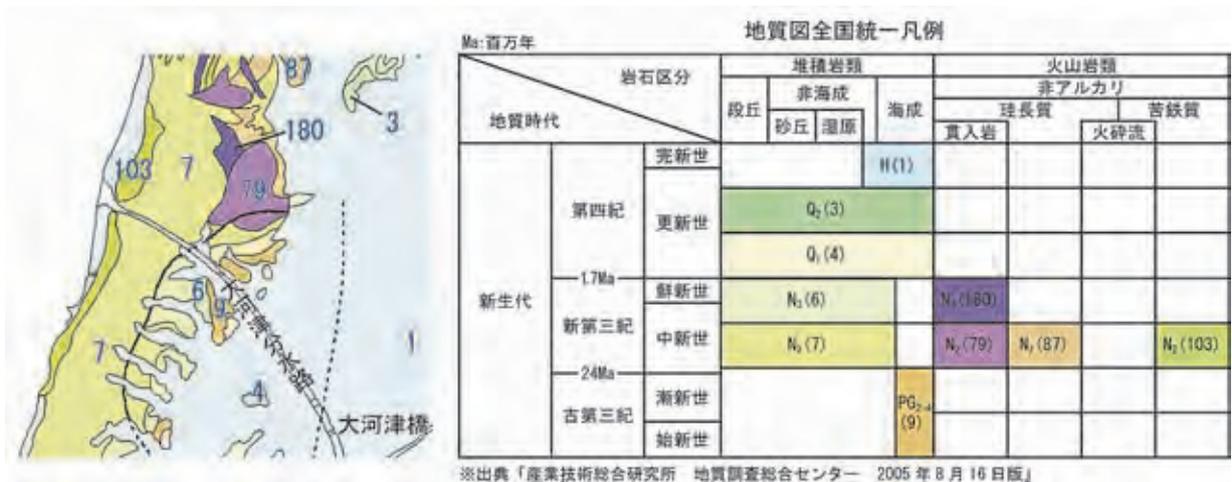


図2.7.5.9 大河津分水路河口部地質図(産業総合研究所 総合地質図データベース)

この新第三系の岩石がどの範囲に分布しているかを信濃川工事事務所が電磁誘導式の地層探査機を載せた舟を曳航して調べた。調査の結果、河口部河道はA層、B層の2つの地層に分類され、A層は現世の砂層、B層は新第三系寺泊層の軟岩である。図2.7.5.10に分水路河口部の地質構造概略図を示す。大洪水にはA層は流送されB層が露出し、洪水後に波に寄り砂が河口部河道に持ち込まれるのである。図2.7.5.11に軟岩(B層)の等深線図を示す。

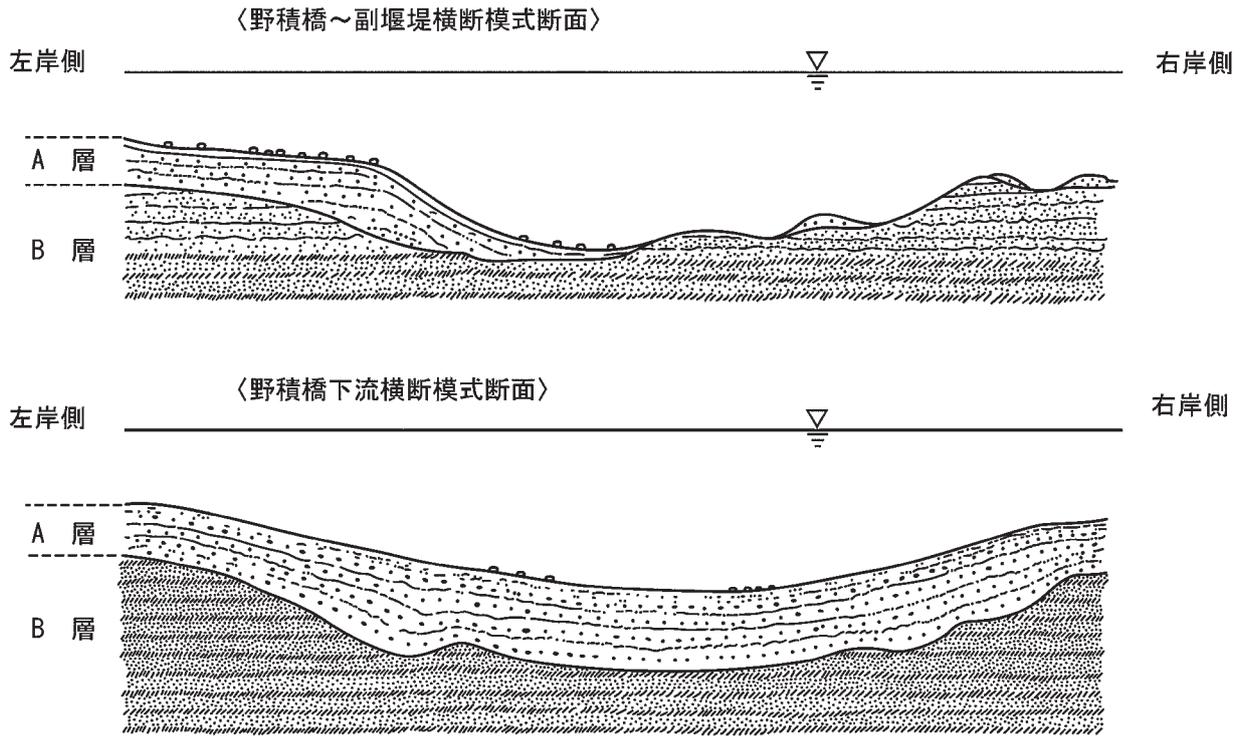


図2.7.5.10 分水路河口部の地質構造概要図

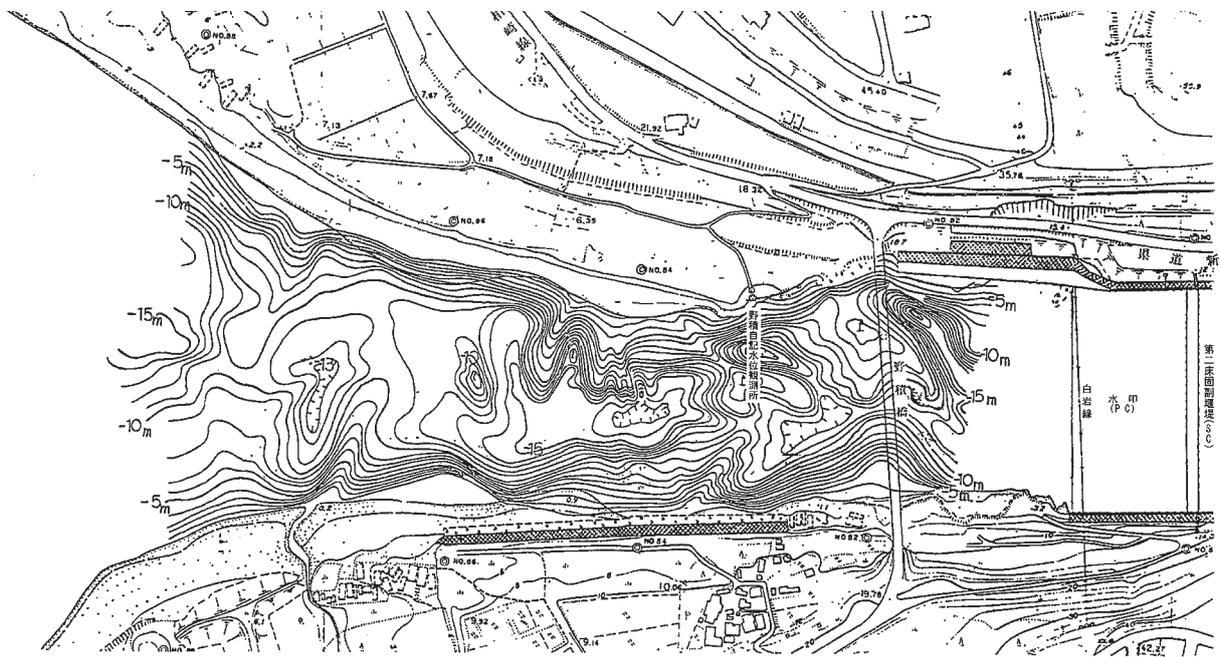


図2.7.5.11 軟岩(B層)の等深線図

(3) 河床の経年変化と新第三紀層の耐侵食流速

第2床固下流河道の最深河床の経年変化を図2.7.5.12に示す。1933年にT.P. - 6mであった河床は、床固設置後、その直下で洗掘が進行し1961年にT.P. - 20mまで低下した。この間、補強のためコンクリートブロックが投入された。図2.7.5.13は小千谷地点での年最大流量の変化を示したものである。両者を見ると洗掘の進行と最大流量には相関が見られず徐々に進行している(河床が上昇している年がある。漂砂の堆積あるいはコンクリートブロックの投下によるものであろう)。最大流量が4000m³/sの融雪出水規模のものであることから、必ずしも大出水で洗掘が進行したのではなく、融雪出水程度の洪水で徐々に洗掘が進行してきたことが分かる。

1965年から1972年にかけて第2床固下流に洗掘対策として副堰堤が建設され、これと同時に第2床固下流の洗掘部は埋め戻され異形コンクリートブロックが敷設された。

1981年および翌年、9000m³/sを超える出水があり、洗掘部で約3mの河床低下、副堰堤下流も河床低下が生じた。

副堰堤建設後を対象とした水理模型実験による底面付近の流速評価、河床変化実態より、侵食された軟岩(耐侵食性の弱い部分)の侵食限界領速は約3.0m³/s程度と評価された。なお3.6~3.8mの流速でも侵食が進行しない河床部分がある。

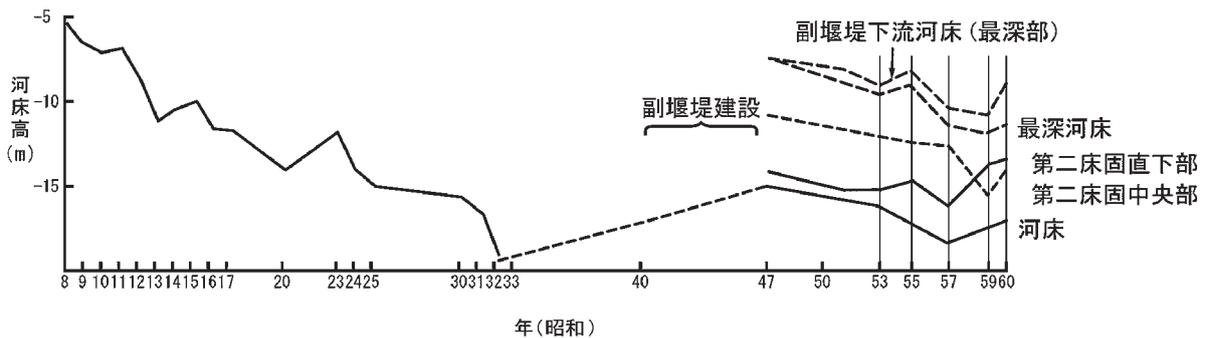


図2.7.5.12 第二床固下流河床(最深部)の経年変化

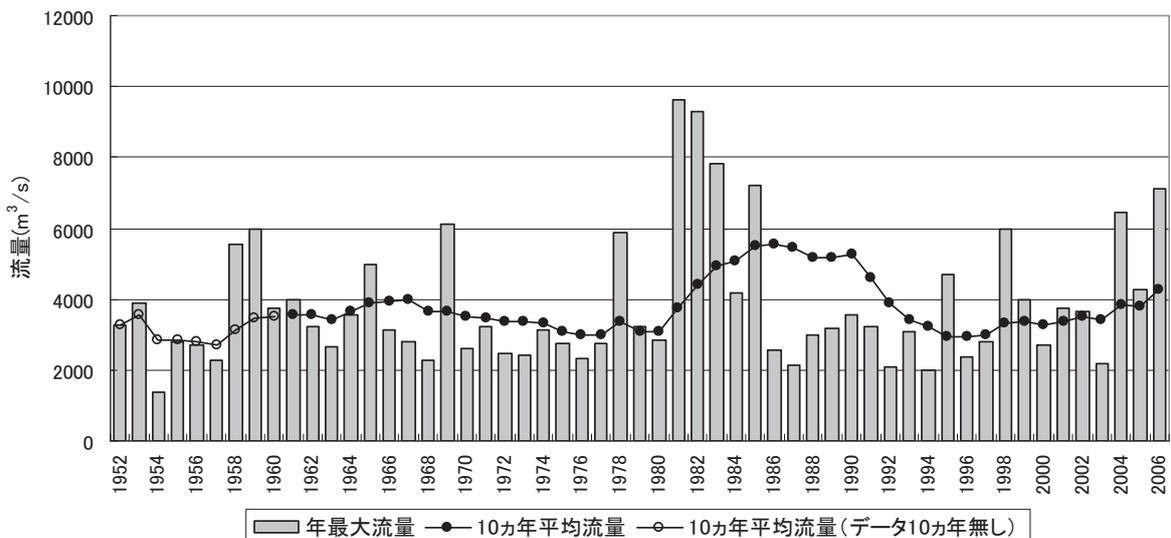


図2.7.5.13 年最大流量の経年変化(小千谷地点)

2.7.6 久著呂川における下部更新統凝灰岩の露出と河床変化

(1) 河川の概要と改修の経緯

久著呂川は、鶴居丘陵を流下し、釧路湿原に北側から流入する釧路川の右支川であり、流域面積は148.0km²、幹川流路延長60.2kmの河川である。上流域は森林、中流域・下流域は牧草地が多く、最下流は釧路湿原を流れている。

久著呂川流域の開拓は1904年（明治37）の入植に始まった。河川の改修は久著呂川新水路工事（雪裡川に合流していた久著呂川を直接釧路川本川に合流するように切り替え）が1931年に完成した。中流・下流域では1960年代から農地開発事業により牧草地が造成され、1966～1980年には明渠排水事業による排水路整備が進み、これと合わせて本格的な河道整備（河道の直線化と拡幅）が行われた。

また、中流域では1979～1985年にかけて災害復旧工事が行われ、1990年までは砂利採取が行われていた。

(2) 地形・地質

久著呂川周辺の表層地質を図2.7.6.1に示す。

久著呂川の上流域は鶴居山地、中流域は鶴居丘陵、下流域は釧路低湿地（釧路湿原）になっている。

上流域には、この地域の基盤岩である新第三系中新統の火山岩類が分布する。中流域では第四系更新統の釧路層群（塘路層）が分布し、その上を阿寒火山活動の噴出物であるクチョロ火山灰層、阿寒溶結凝灰岩層が覆っている。釧路層群は浅海成の堆積物である。

中流域の地質縦断図を図2.7.6.2に示す（佐藤他、1976）。

中流域では後述するように河床低下が生じた。河床低下前の河床には礫層が1～2m程度堆積していたといわれ、河床低下区間上流の現河床では5～40mm程度の円礫を主体とする礫が確認できる。河床の礫層の下位には、釧路層群の固結度の低い、砂質凝灰岩、シルト質凝灰岩、軽石質凝灰岩、火山灰質砂、粗粒砂が確認されている。

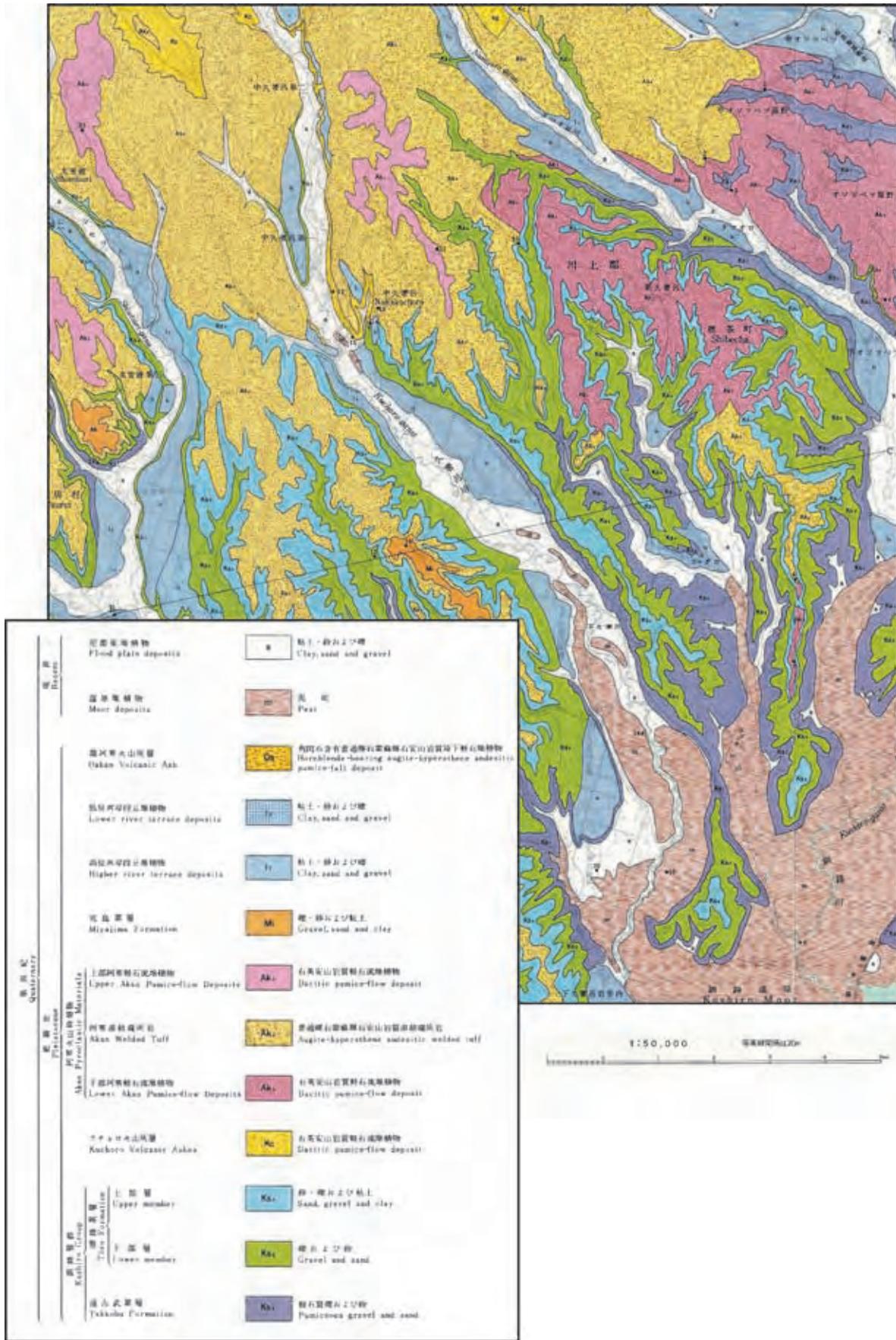


図2.7.6.1 久著呂川周辺の表層地質図(佐藤他, 1976)

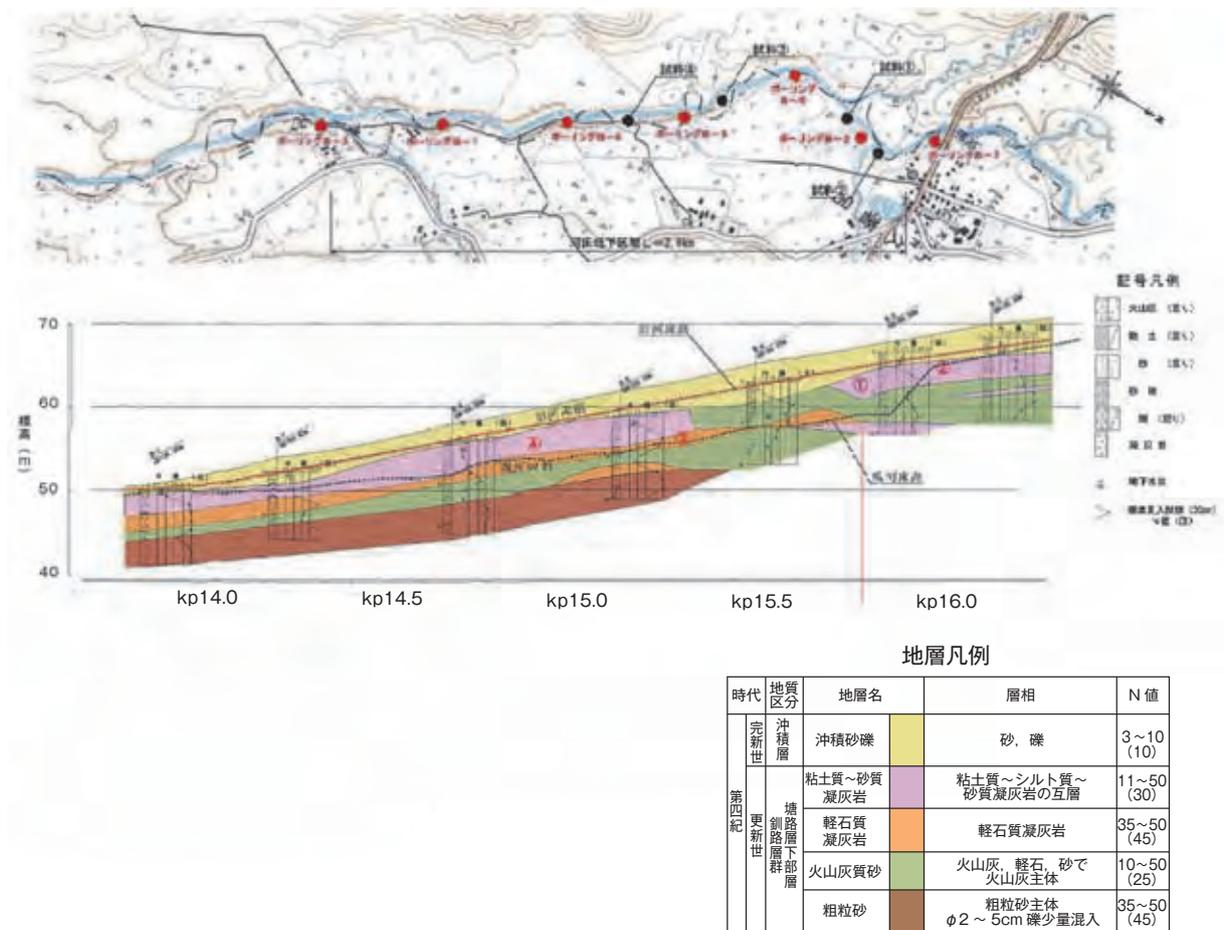


図2.7.6.2 久著呂川中流部の地質縦断面図(釧路湿原自然再生協議会, 2004)

(3) 河道特性

久著呂川では、**図2.7.6.3**に示すように、蛇行していた河道のショートカット等が行われ、1985年に完了した。

1955年(明渠排水事業前)の中流域の河床勾配は1/200～1/236であったが、ショートカットにより、②区間(河床低下が生じた区間)では流路延長が2.76kmから2.00kmになり(760m短縮)、河床勾配が1/200から1/150になった。その下流の①区間(顕著な河床低下が生じていない区間)では、流路延長が4.31kmから3.40kmになり(910m短縮)、河床勾配が1/236から1/185になった。

河床低下後の①区間の勾配は1/195であり、ショートカット前の勾配に近くなっている。

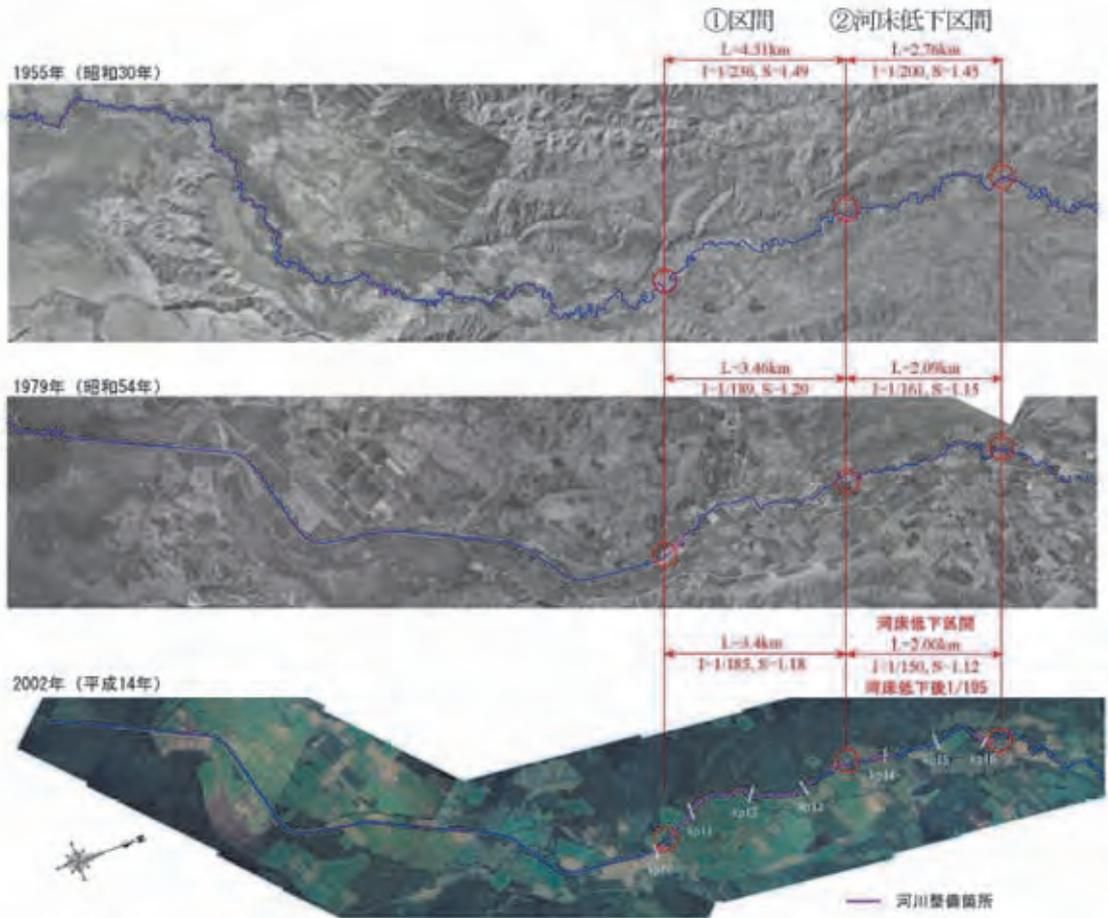


図2.7.6.3 久著呂川の変遷(河道と周辺の変化)(釧路湿原自然再生協議会, 2004)

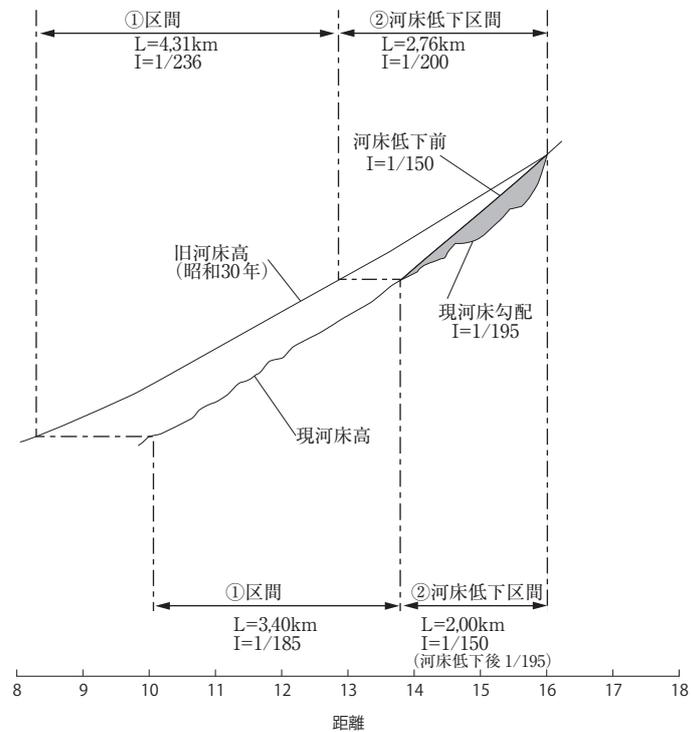


図2.7.6.4 流路延長・河床勾配の変化(釧路湿原自然再生協議会, 2004)

(4) ②区間における凝灰岩の露出と河床低下

1995年までは著しい河床低下は起こっていないが、河岸には凝灰岩が露出し河床低下の兆候があった。急激な河床低下が進行したのは1993年頃からと推定されている。

図2.7.6.5には河床高の縦断変化(侵食の状況)を示す。最も河床が低下した地点では、1979年(改修工事中)と比較して、河床が4m程度低下している。

写真2.7.6.1～**写真2.7.6.3**に河床低下の状況および河床低下区間の上下流の河道の状況を示した。

写真2.6.7.1は、**写真2.6.7.2**の50m程度上流(河床低下が生じていない区間)の河道の様子である。丘陵の谷底を流れる皿上の河道であり、河床は数cmから10cm程度の礫で覆われている。

写真2.7.6.2は、沈下区間の最上流部で、コンクリート接続ブロック護床工の左岸側が侵食され、ブロック積の護岸が崩落している。河床に礫は見られず、流水部では砂質凝灰岩、シルト質凝灰岩が溝状に侵食されている。**写真2.7.6.3**は、侵食が最も著しい箇所(**写真2.6.7.2**の50m程度下流)の様子である。砂質凝灰岩が深く侵食され、流水部が洗掘されて河岸には大きな穴が開き、上部の土塊が崩落している。河岸の最上部には、旧河床の堆積物と思われる礫層が1m程度確認できる。この礫層は、久著呂川が火山裾野の下刻過程において侵食された火成堆積物中の火山礫が残留礫として集中したものと考えられる。

釧路湿原自然再生協議会(2004)では、河床低下のプロセスを**図2.7.6.6**のように推定している。河川整備前は河床が砂礫で覆われていたが、河道断面、河床勾配の変化に伴って、掃流力が増加し河床礫が掃流・輸送され、滯筋部の河床礫が薄くなり、一定規模以上の洪水で河床礫が一掃され、河床に露出した凝灰岩の侵食が進行したものと考えられている。

河床に露出した凝灰岩(砂質凝灰岩、シルト質凝灰岩、軽石質凝灰岩、粘土質凝灰岩)の侵食抵抗を調べるために、浸水による崩壊実験、凍結融解による崩壊実験、流水による崩壊実験が行われている(釧路湿原自然再生協議会、2004)。

浸水崩壊試験では、3日風乾後に水浸させると24時間後には原形をとどめないほどに崩れることが確認されている。

また、凍結融解を与えた崩壊実験(凍結(-10℃, 24時間)と融解(20℃, 24時間)の繰り返し)では、砂質凝灰岩では2サイクル目で原形をとどめず、細粒分が多い試料でも3サイクル後には泥状化することが確認されている。

さらに、流水による崩壊実験(籠に入れた試料を流速一定の流れに曝し、供試体の重量の損失率を計測)の結果(**図2.7.6.7**)によれば、以下の事項が確認されている。

- ・いずれの試料も、流速1.6m/sの場合は、45時間程度でほとんどが流出する。
- ・軽石質凝灰岩は、特に流水に対してもろい。
- ・粘土質凝灰岩、シルト質凝灰岩は、流速が遅い場合には損失率が小さい。

久著呂川では、釧路湿原自然再生事業における湿原への土砂流入対策の実施計画書が2006年8月に策定され、土砂流入対策の一環として、落差工、床止工、拡幅等による河道安定化対策が進められている。

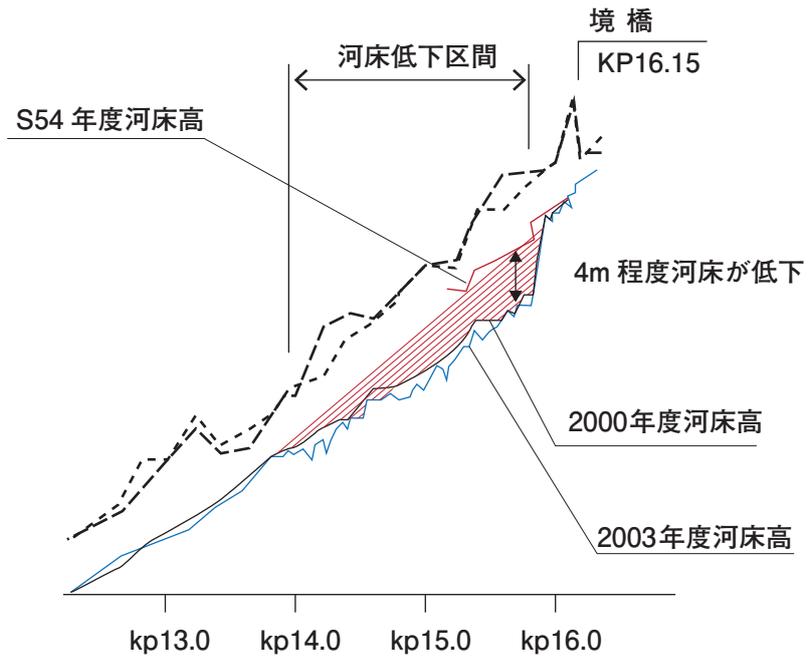


図2.7.6.5 河川改修後の河床高の変化(河床低下量)



写真2.7.6.1 著しい河床低下を生じていない箇所の状況(2002年5月)

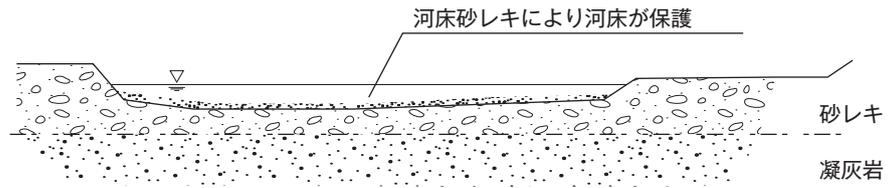


写真2.7.6.2 河床低下区間最上流部の状況(2004年7月)

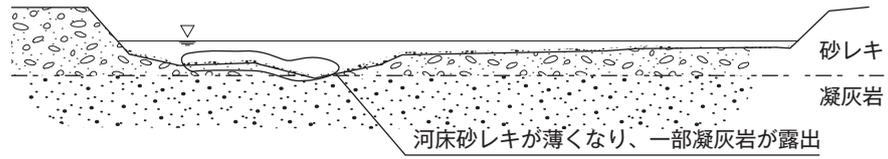


写真2.7.6.3 河床低下が著しい箇所の状況(2004年7月)

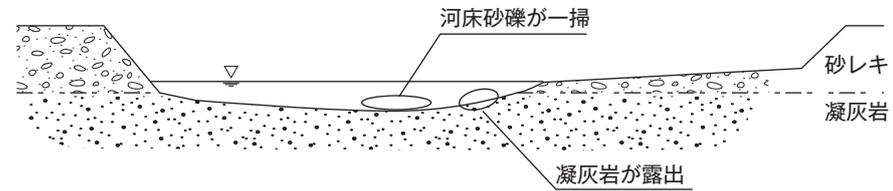
a. 開発前の状態 (I=1/200)



b. 流域の開発, 河川整備等により河道断面, 勾配が変化した状況 (I=1/150)



c. 川砂利の採取, 中小洪水の頻発により河床砂礫が一掃された状況 (I=1/150)



d. 洪水流が河床低下部に集中し, 河床が低下している状況 (河床低下後 I=1/195)

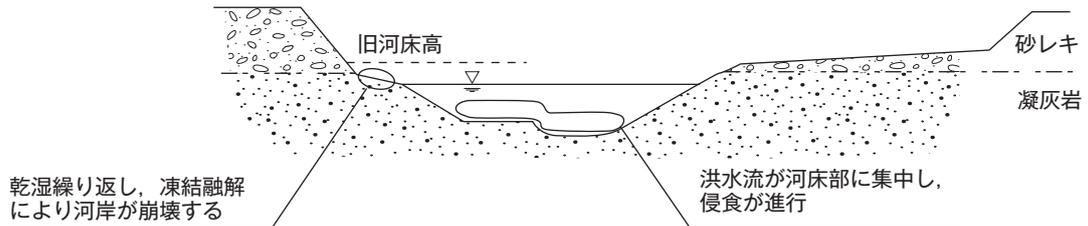


図2.7.6.6 河床低下の進行過程(推定)(釧路湿原自然再生協議会, 2004)

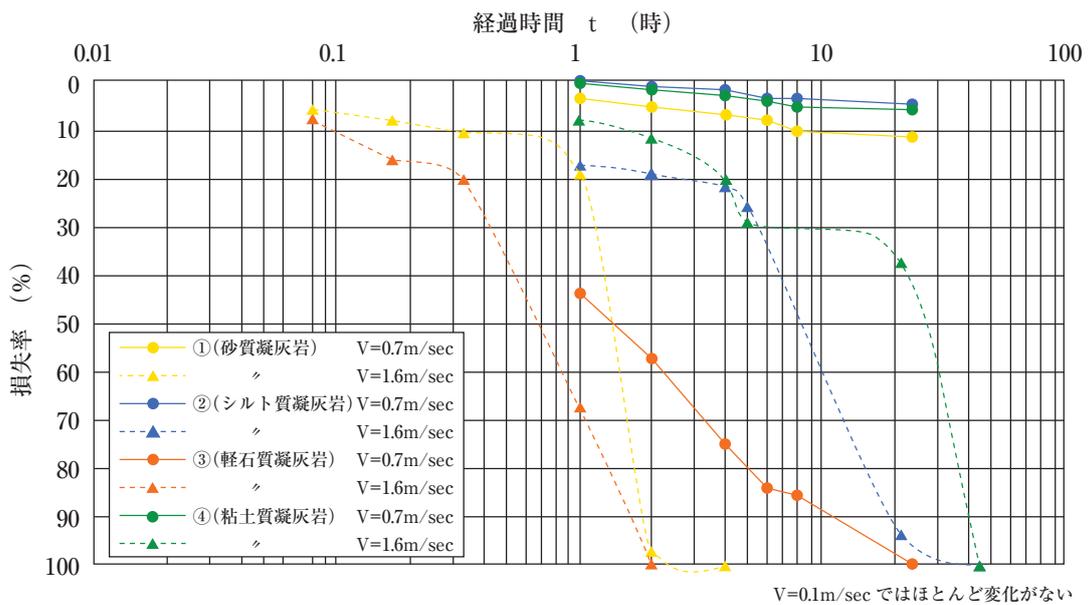


図2.7.6.7 流水による崩壊実験における経過時間と凝灰岩土塊の損失率の関係 (釧路湿原自然再生協議会, 2004)

(5) 蛇行河川の直線化と河床変動

沖積地河川における蛇行河川の直線化後（直線化後の川幅は従来川幅以下）の河道変化は、掃流力の増大を川幅の増大により緩和し、粒径が変わらなければ勾配の変化率に応じて川幅を増大させる（山本，2010）。

なぜ久著呂川は、川幅の変化よりも河床低下が進行したのであろうか。本区間では**写真2.7.6.2**に見るように砂利層が薄く、河道の直線化により勾配が急になり河床に働く掃流力が大きくなったことに加え、河道整備による掘削、砂利採取による河床掘削により礫層が薄くなり砂利層下の脆弱な凝灰岩が露出・下刻し、流路幅が減少し、さらに河床に働く掃流力増加し急激に河床低下が進んだものと推定される。

本事例は、蛇行河川の河道直線化にあたって、沖積礫層の厚さ、礫層下地層の耐侵食力を与件とし、計画川幅、計画低水路深を変数とし、直線化前後の河床に働く掃流力の変化、掃流土砂量の変化、深掘れ深の変化を評価し、河床形状がいかに変化するかを予測し設計しなければならないことを示すものといえる。

2.7.7 庄内川下流部の河床変動と粘性土

(1) 河川の概要

庄内川は流域面積1010km²、流路長96km、計画流量は枇杷島（河口より15.8km）で4400m³/s（確率年1/200）の一級河川であり、平均年最大流量は1977～2000年の平均で約1120 m³/sである。流域は西南日本内帯に位置し、中下流域は新生代第三紀末の鮮新世の東海層群（瀬戸層群）が広く分布し、上流域は領家花崗岩類と美濃帯の古生層が基盤となっている。花崗岩はマサ化して崩壊しやすい特性から山地の地形は比較的緩やかとなっている。

(2) 洪水時の河床変動と河床構造の状況

図2.7.7.1は庄内川下流部のセグメント区分であり、7.2km下流はセグメント3に区分される。

図2.7.7.2は枇杷島地点での年最大流量を示したものであり、2000年に3500m³/sと計画高水流量の約80%程度の規模に相当する大規模洪水（東海豪雨）が発生した。また、それ以前は1991年の2100m³/s（計画高水流量の約50%程度）が最大であった。

図2.7.7.3に示した下流部の平均河床高経年変化図より、東海豪雨以前では河床高が概ね安定していたが、東海豪雨直後のセグメント3区間では洪水前に比べ1m以上の河床低下が発生した。

図2.7.7.4はこの庄内川下流部での河床部構造を把握するために作成した土質横断および経年横断変化図である。土質横断図は、2008年に実施した河床ボーリングコアを基に作成した土質柱状図を調査直近の測量横断である2004・2005年測量に重ねた。5.0kmおよび8.2kmにおいては東海豪雨後の「激甚災害に対処するための特別の財政援助等に関する法律」に基づく事業（以下激特事業と称する）による河道拡幅により堆積が一部生じた。河床表面の代表粒径は0.3mm程度の砂であるが、河床表面の一部は0.02mm程度の粘性土となっている。この粘性土は、上位T.P. - 2.0m前後（5.0kmにてT.P. - 2.1～-2.5m、8.2kmにてT.P. - 1.6～-2.0m）、下位T.P. - 3.0～-4.0mの二層有り、炭素同位体による地質年代測定では上位層が約3230年前、下位層が約3350年前と評価され、縄文時代後期の縄文海進後に堆積した粘性土である。

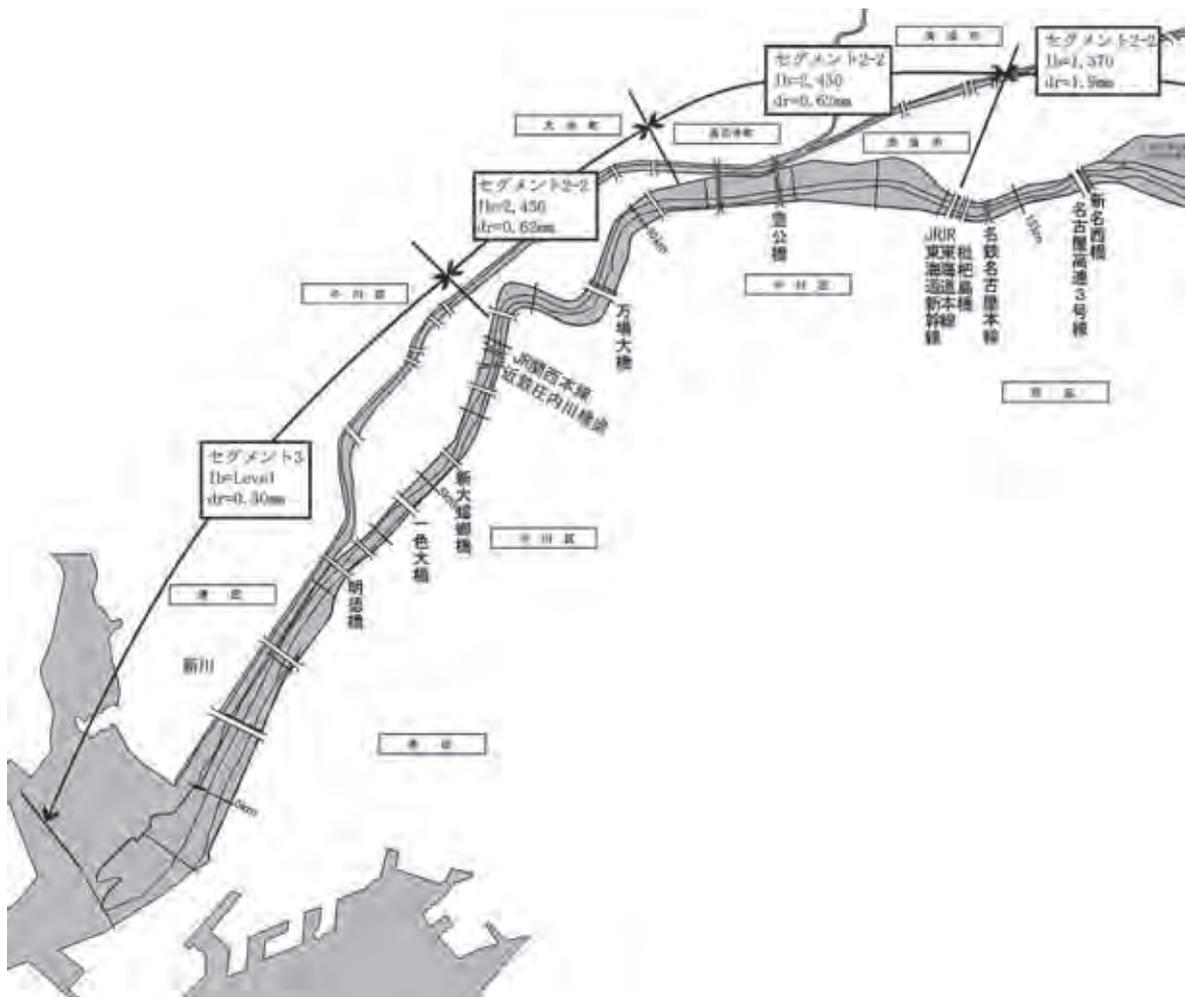


図2.7.7.1 庄内川河道平面図およびセグメント区分

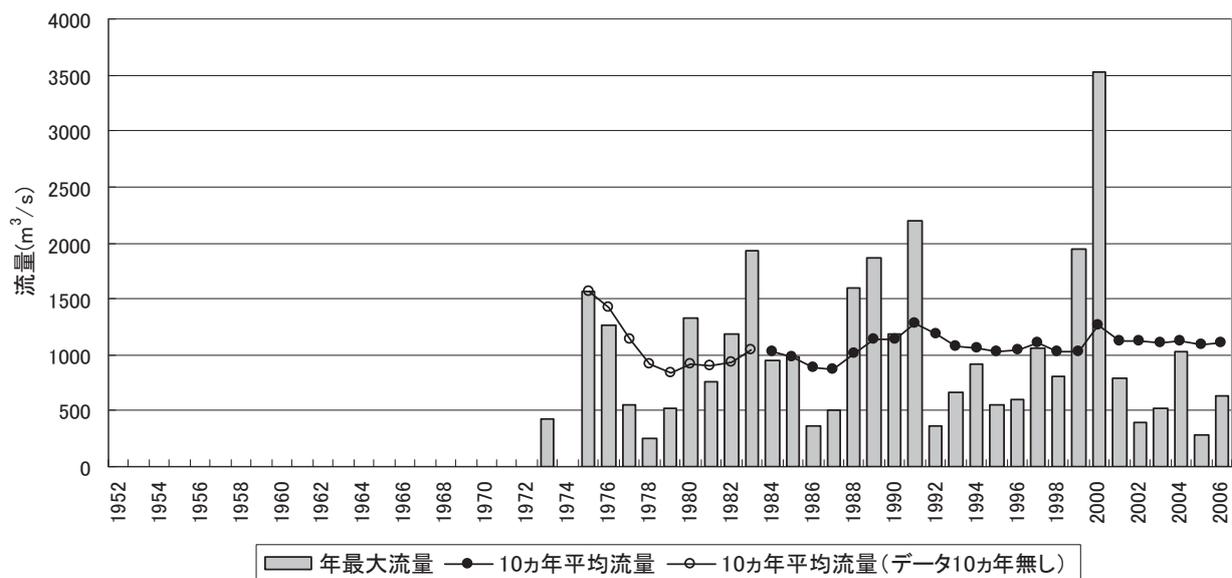


図2.7.7.2 年最大流量の経年変化

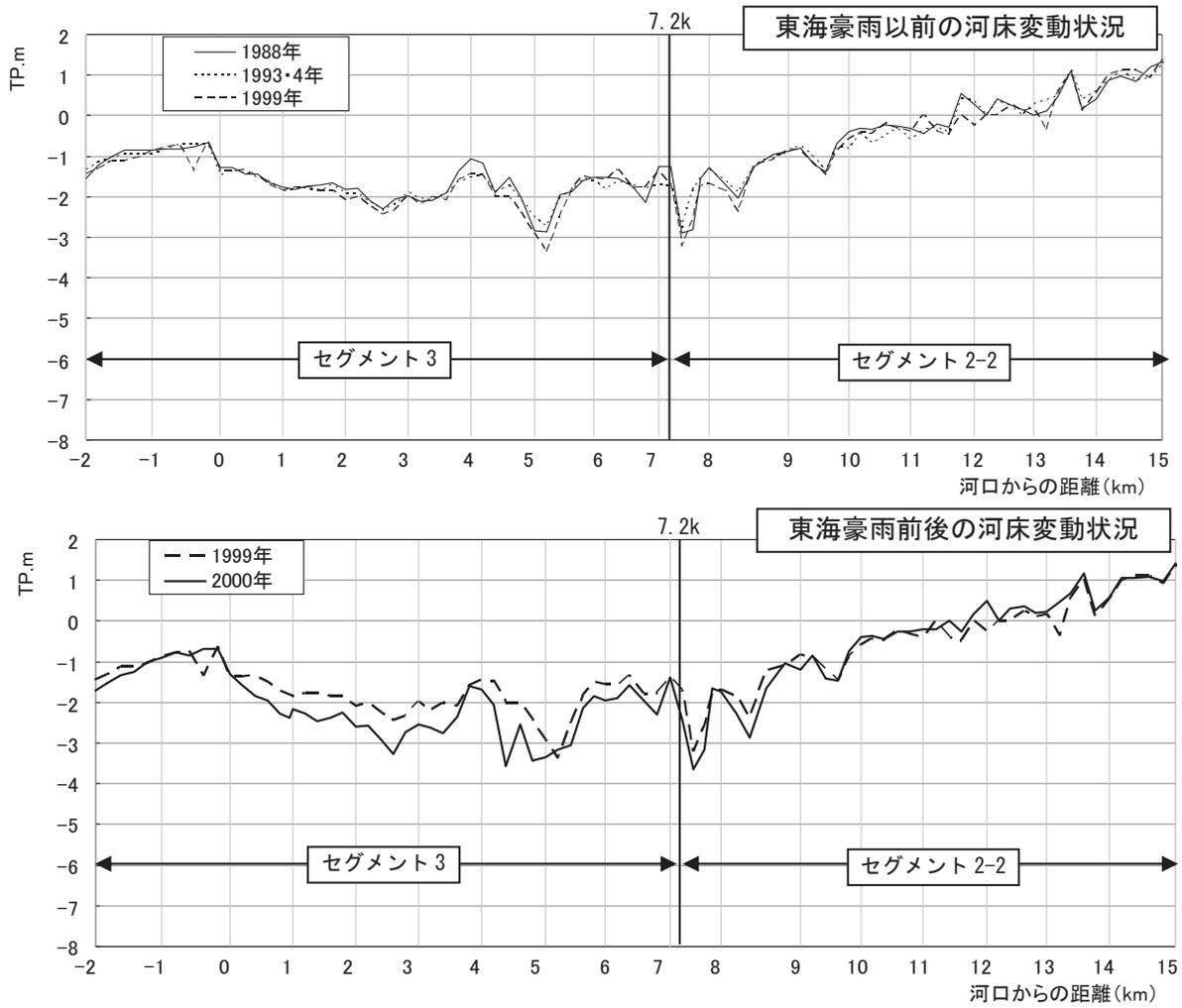


図2.7.7.3 平均河床高経年変化縦断面図

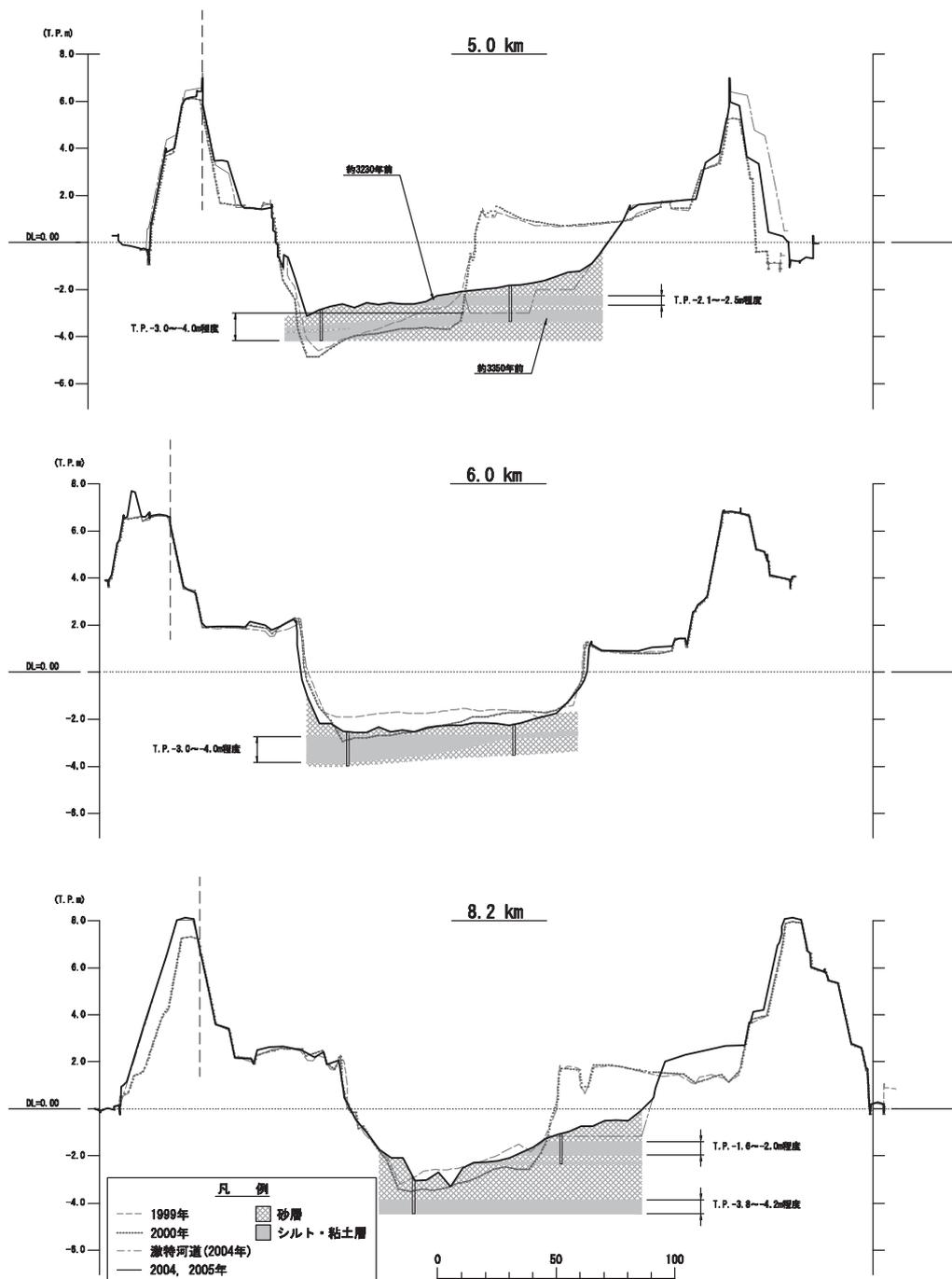


図2.7.7.4 河床の土質構造把握結果

表2.7.7.1 粘性土の地質年代測定結果(パシフィックコンサルタンツ株式会社提供)

試料名			試料番号	年代値 (BP)	$\delta 13C$ (‰)	年代平均値 (yBP)
庄内川河口5.0km	右岸	0.6-0.7m	1	3,2 [■] 30	-23. [■] 0.61	3,230
			2	3,3 [■] 30	-21. [■] 0.65	
			3	3,3 [■] 30	-21.12±0.63	
	左岸	0.7-0.8m	4	3,3 [■] 40	-18. [■] 0.97	3,353
			5	3,3 [■] 40	-24. [■] 0.69	
			6	3,3 [■] 30	-22. [■] 0.65	

1) 年代値の算出には、Libbyの半減期5570年を使用。

2) BP年代値は、1950年を基点として何年前であるかを示す。

3) 付記した誤差は、測定誤差 σ (測定値の68%が入る範囲) を年代値に換算した値。

(3) 河床高と粘性土層の関係

図2.7.7.5は最深河床高の縦断を東海豪雨以前、東海豪雨前後で比較したものであり、図中には粘性土が河床ボーリングコアから確認された上位T.P. - 2m前後、下位T.P. - 3.0 ~ - 4.0mの二層の位置を網掛けで示した。

図2.7.7.6に示した川幅縦断変化図、および図2.7.7.1の河道平面図より、深掘れ箇所は水衝部かつ低水路幅が相対的に狭い所、急湾曲部、橋脚の存在する箇所となっている。

セグメント3の7.2km下流において東海豪雨前の最深河床高は、図2.7.7.5より上位もしくは下位の粘土層の上端位置となっている箇所が多い。また、東海豪雨前では橋梁部や湾曲部での水衝部以外において上位の粘土層付近にあった河床高が、洪水後には下位の粘土層付近まで低下している箇所が多い。

図2.7.7.7は、深掘れが顕著である2.8km、4.4km、5.2km、7.8kmの経年横断変化図に想定される粘性土層を示したものである。東海豪雨前に河床が水平に近い箇所の多くが粘性土と想定された位置と対応している。庄内川下流部においては、河床中にある粘性土層が河床高の規定要因となっていることを示唆している。

図2.7.7.8は河床材料の代表粒径の縦断方向変化図である。7.2km下流のセグメント3区間では0.3mm程度の砂とシルト～粘土の二集団が見られる。

採取方法は、ボーリングを実施した2008年の採取以外は、船上から採取器を河床に下ろして採取している。このため、シルト～粘土集団が主体となっている箇所では、採取時の河床の状況が不明であり、洪水低減時などにおける細粒分の堆砂成分もしくは粘土層の可能性がある。

図2.7.7.9は、平均年最大流量時の水理諸量縦断図であり、同図より各粒径集団での7.2km下流における土砂移動状況は以下の様に推察される。

0.3mmの粒径での無次元掃流力は1～2とトラジション（遷移河床）での土砂移動となる。一方、粘性土の箇所では流速が2m/s程度であるので粘着力により侵食（洗掘）されにくい状況にある（⇒4.4.2）。したがって、粘性土の露出箇所では、粘性土層以下への河床低下が抑制されていた可能性が高く、これが縦断的に最深河床高と粘性土層の位置の対応が見られる原因と考えられる。

なお、東海豪雨時における流速は約4.3m/sと大きく、粘性土が侵食される可能性があり、最深河床高が上位の粘土層に位置していた箇所では侵食（洗掘）され、下位の粘土層まで河床低下が発生したと考えられる。

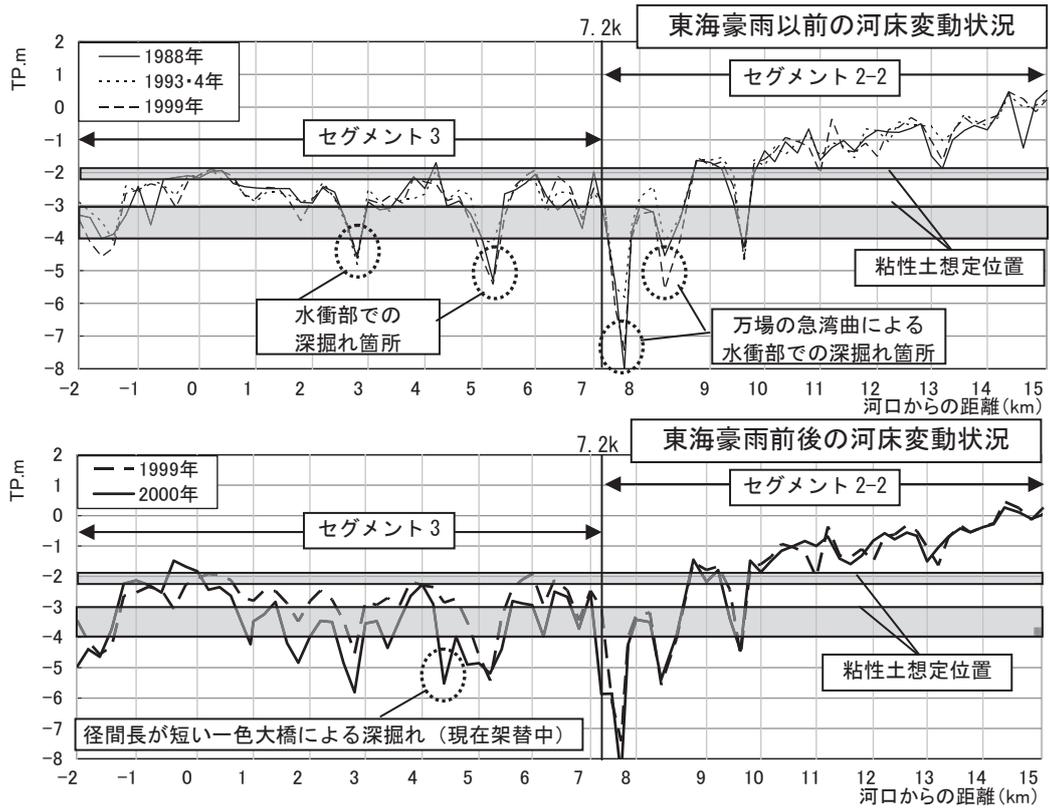


図2.7.7.5 最深河床高経年変化縦断面図

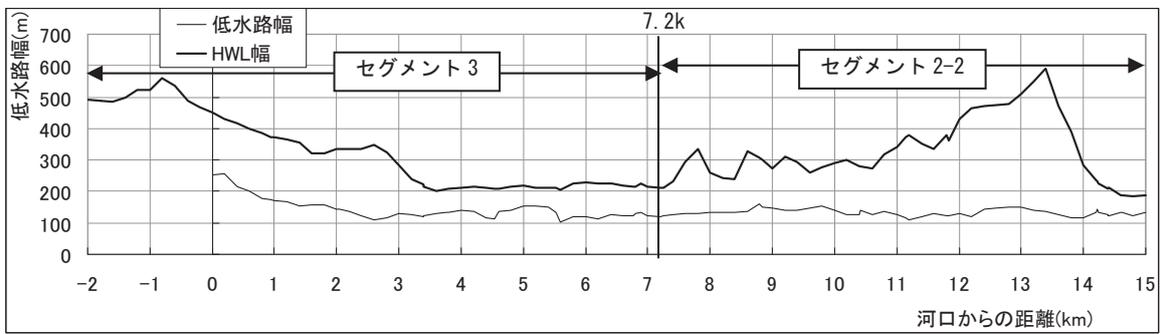


図2.7.7.6 川幅縦断面図

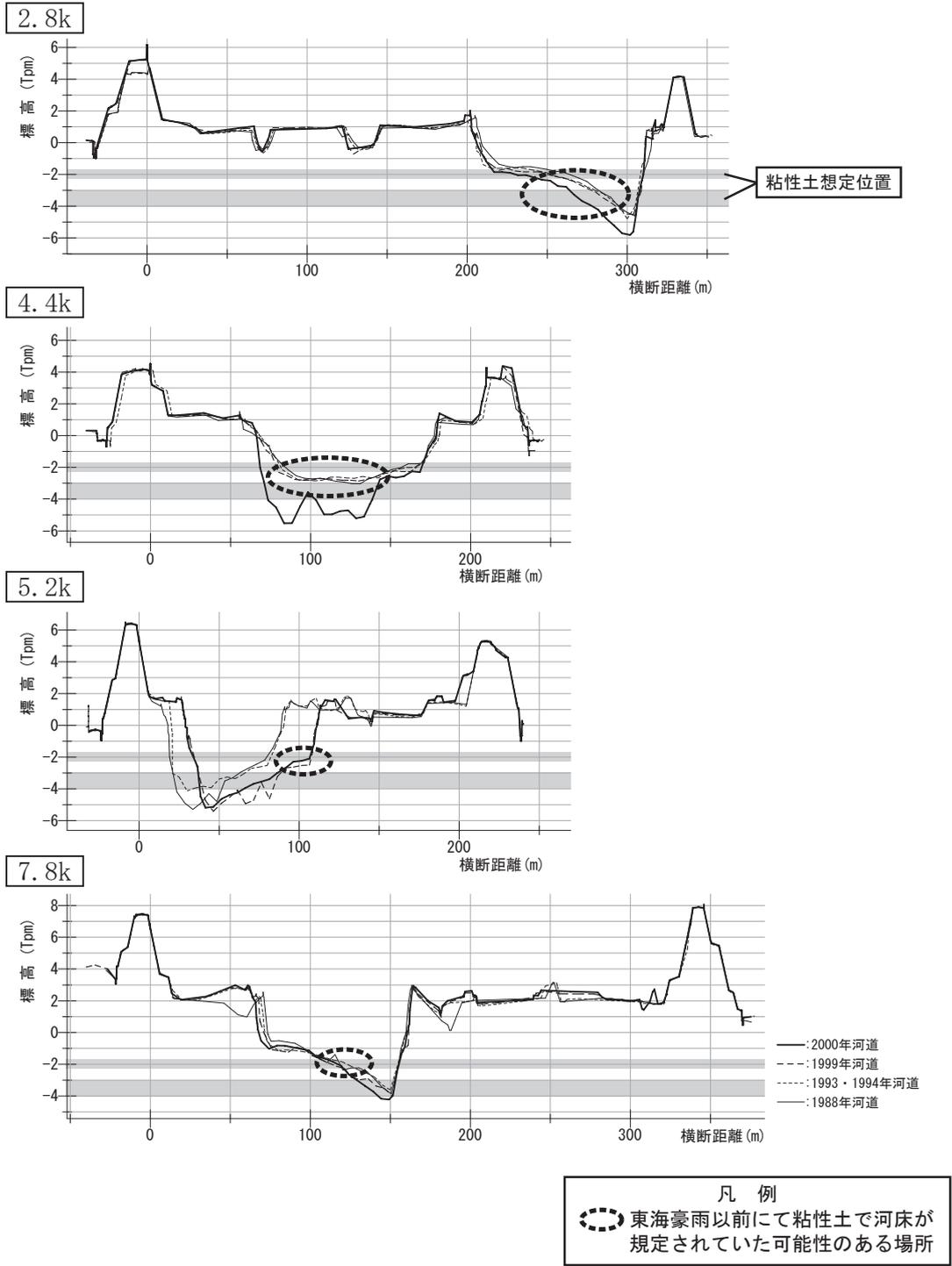


図2.7.7.7 経年横断変化

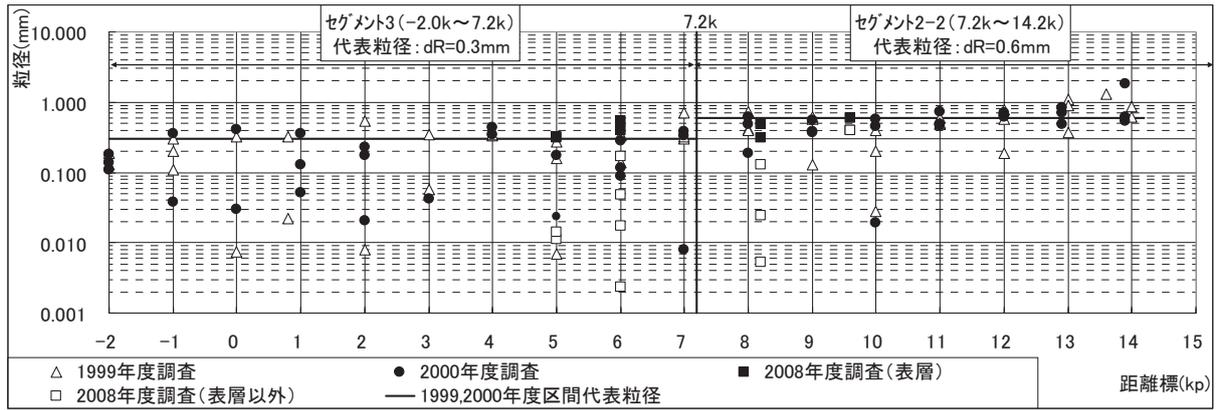


図2.7.7.8 代表粒径縦断面図

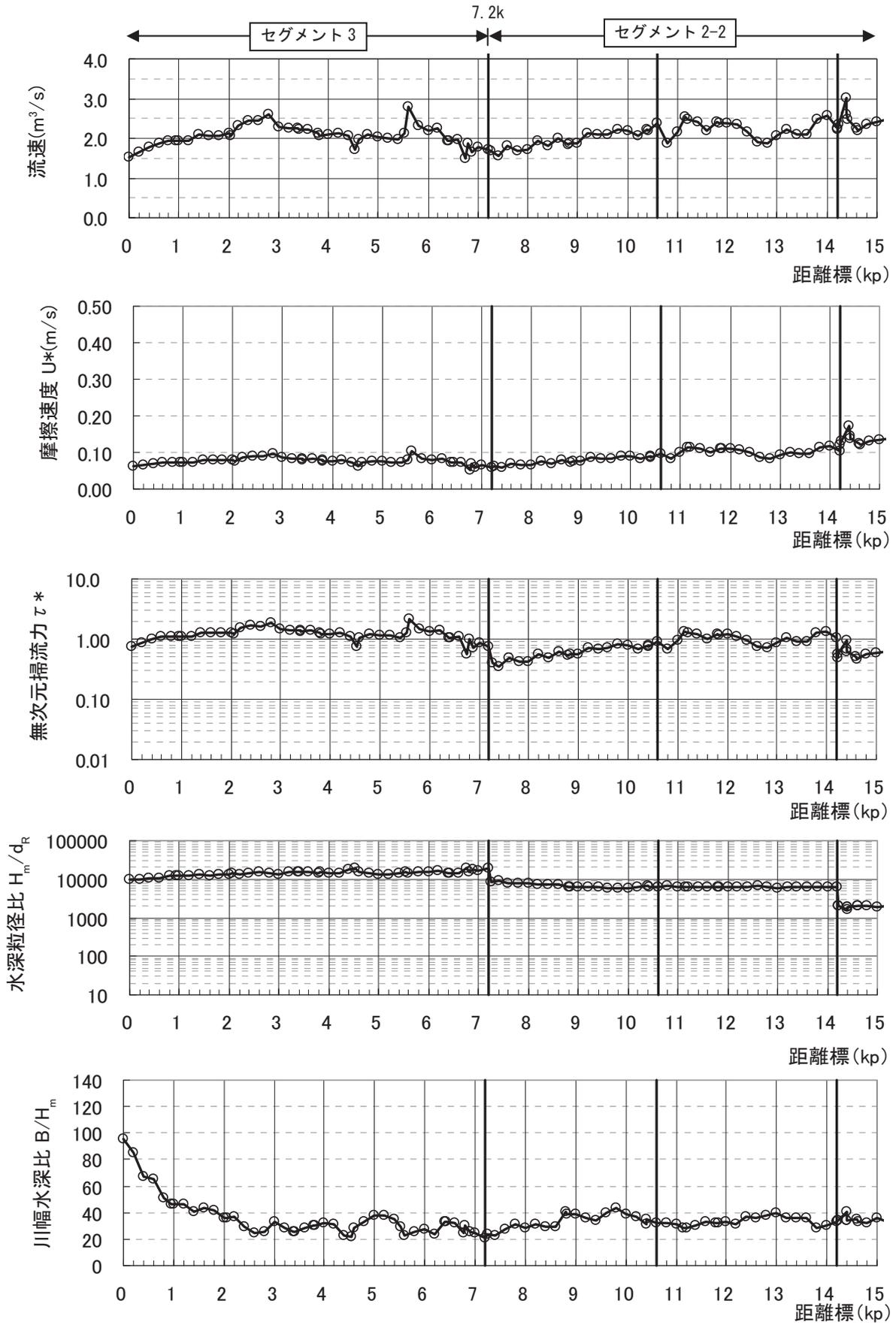


図2.7.7.9 河道特性量(平均年最大流量時水理量)

2.7.8 庄川扇頂部付近の新第三系中新統の露出と河道変化

(1) 河川の概要

庄川は、岐阜県飛騨地方、富山県西部に位置し、その源を岐阜県高山市烏帽子岳（標高1625m）に発し、尾上郷川、大白川等の支川を合わせ、山間部を北流し富山県に入り、境川、利賀川を合流し、砺波平野・射水平野を形成する扇状地に出て北流し、富山市西部を経て日本海に注ぐ、幹線流路延長115km、流域面積1189km²の一級水系である。

流域の土地利用は、山地が約93%、水田や畑地等の農地が約6%、宅地等の市街地が約1%となっている。上流部では御母衣ダムをはじめとする水力発電に利用されている。

庄川流域は、上流域の山地部と下流域の扇状地部に大別される。上流域は、大半が中生代・新第三系が占めており、安山岩、花崗岩、流紋岩からなる。下流域では庄川の流送土砂により、砺波市庄川町青島を扇頂とする完新世の庄川扇状地（沖積層）が形成されている。

また、流域は日本海型気候に属しており、上流域は平均年間降水量が約3200mm、下流域での平均年間降水量も約2300mmと多雨多雪地帯で、特に上流域は有数の豪雪地帯である。

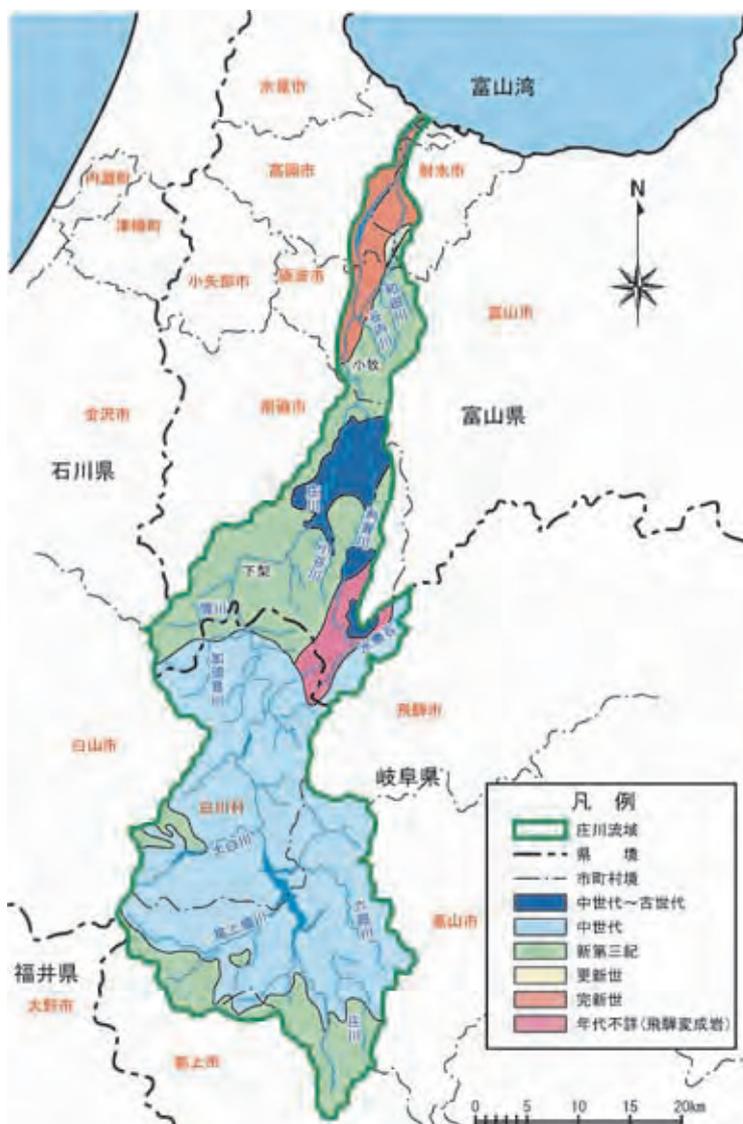


図2.7.8.1 庄川流域図(社会資本整備審議会河川分科会河川整備基本方針検討小委員会資料,2007.3)

上流山間部では深い溪谷にぎざまれ、ところどころに崩壊地形がみられる。また、庄川やその支川沿いには小規模な河岸段丘が点在しており、この段丘を利用して五箇山、白川郷などの集落が開けている。庄川扇頂部の標高は扇頂部において約100mで、扇状地下流には三角州が広がり、左岸側扇状地の末端は小矢部川に侵食され、段丘となっている。

庄川の源流のある岐阜県高山市付近は新第三系の安山岩類に占められ、上流部の支川では尾上郷川が中新統安山岩類を、また、六厩川が中世界の石英斑岩山地を流れている。五箇山地方の小規模な段丘は新第三系の花崗岩、石英斑岩および流紋岩が侵食をうけて形成したものである。下梨より下流の溪谷は新第三系花崗岩、新第三系安山岩および火山碎屑岩地帯となる。

(庄川水系の流域及び河川の概要(案) 国土交通省河川局H19.2.23,P3,4より引用)

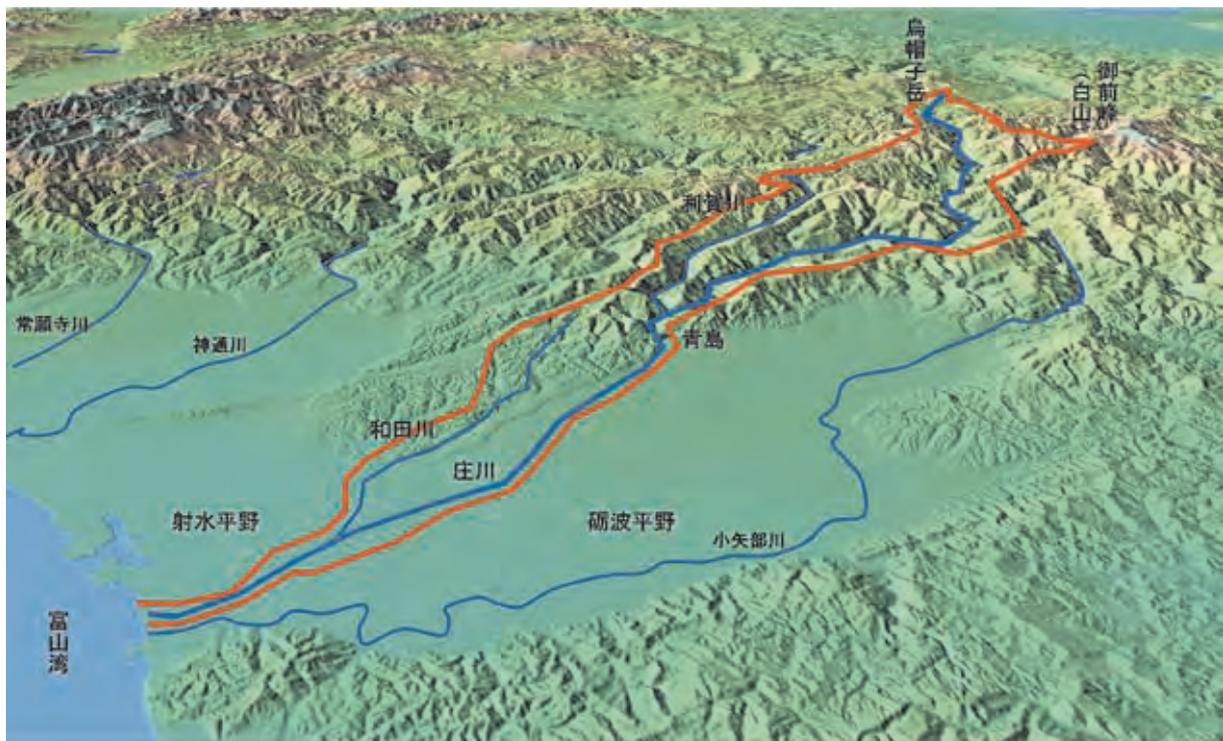


図2.7.8.2 庄川流域の地形
(社会資本整備審議会河川分科会河川整備基本方針検討小委員会資料,2007.3)

河床勾配は河口部の感潮区間ではほぼ水平であるが、扇状地部で約1/200、山地部で約1/100と我が国屈指の急流河川である。

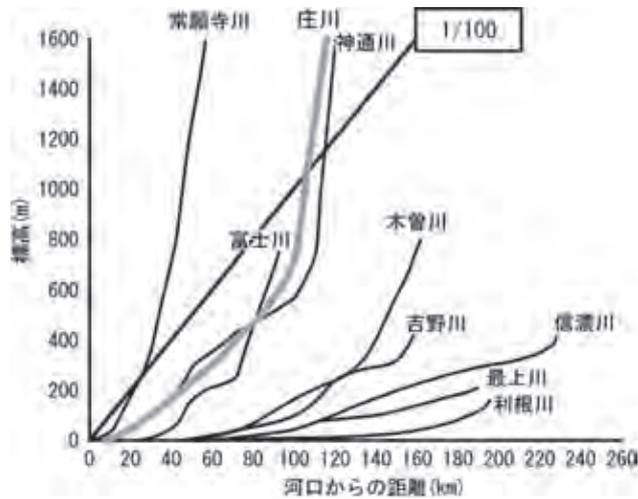


図2.7.8.3 河床勾配の比較図(社会資本整備審議会河川分科会河川整備基本方針検討小委員会資料, 2007.3)

(2) 河道特性

大門地点の1973年～2004年の観測データより平均年最大流量は1032m³/sである。

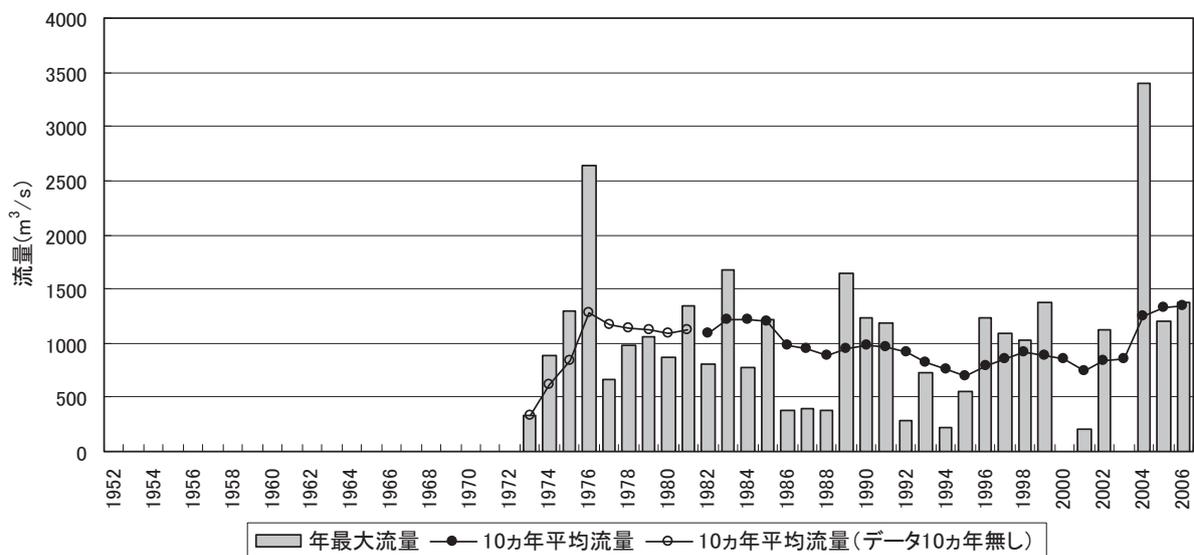


図2.7.8.4 平均年最大流量の経年変化(大門地点)

図2.7.8.5は庄川の平均河床，最深河床高の縦断図である。0～4kmは放水路区間（小矢部川との分離）であり勾配は非常に緩いが，その上流の勾配は急である。軟岩が露出している区間（24～26km）の河床勾配はその下流に比べて若干緩い。

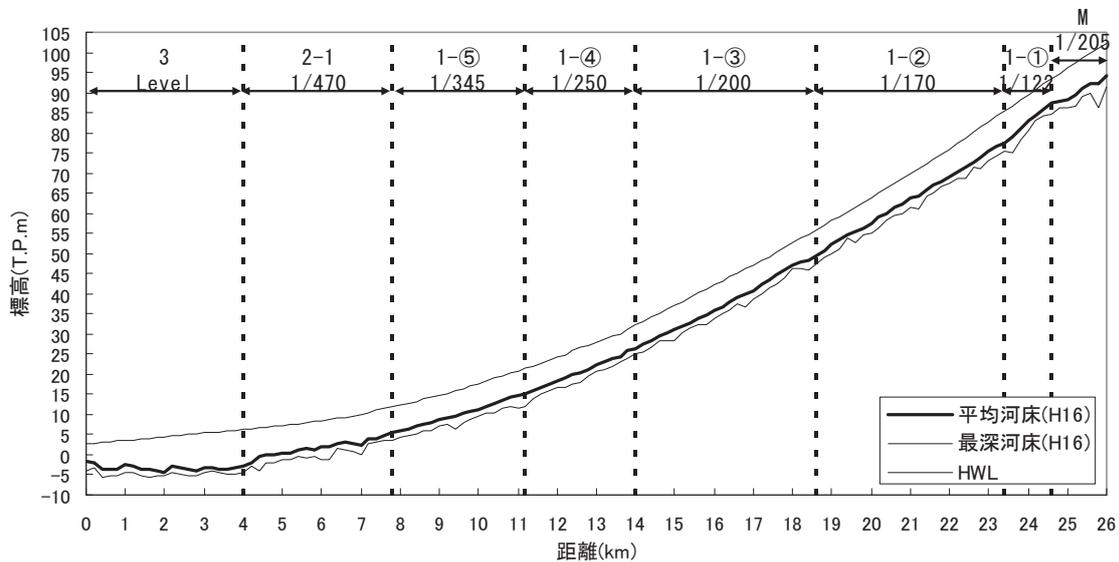


図2.7.8.5 現況河床高縦断図

(3) 第三系中新統の露出実態

合口ダム下流から雄神橋（24.2km）付近区間は，庄川が平野部に出る砺波市庄川町青島付近で，扇状地の頂点となる地形に位置する。この区間は，新第三系と完新統の地質が分布している境界付近に当たり，河岸・河床部の部分的なところで岩が露出している。

合口ダム下流部の25.8km付近は，河岸・河床部に物理的風化（日射風化，乾湿風化，凍結破碎など）によりやや表面が風化された新第三系安山岩が露出している（写真2.7.8.1）。雄神橋の24.2km付近は，右側河床部にポットホール跡や侵食作用（流水および流下土砂による力学的風化）により表面が風化した安山岩が露出している（写真2.7.8.2）。また，雄神橋下流の50m程度の地点には，前述したの安山岩とは異なった岩盤が露出している（写真2.7.8.3）。さらにその下流には第三系砂岩泥岩互層が露出している（写真2.7.8.4）。

以上，僅かの距離で岩質が異なり，複雑な地質構造となっている。



写真2.7.8.1 庄川25.8km左岸側の新第三系安山岩の露出状況（2009年11月）



写真2.7.8.2 庄川24.2km(雄神橋)河床部の安山岩の露出状況(2009年11月)



写真2.7.8.3 庄川24.2km河床部の岩盤露出状況(2009年11月)



写真2.7.8.4 庄川24.0km河床部の第三系砂岩泥岩互層の露出状況(2009年11月)

(4) 第三系中新統の露出区間の河道変化

第三系中新統の安山岩が露出している25.8km, 24.2kmの横断の経年変化を図2.7.8.6に示す。第三系中新統の岩露出地点では、1998年から2004年の間で25.8km地点では左岸側において6m近く河床が低下しており、24.2km地点では低水路中央部において2m近く河床が低下している。1998年から2004年の間では、2004年10月に出水があった。この出水は、観測史上最大級のものであり、この出水による一洪水で河床が低下したものと考えられる。

25.8km地点の安山岩は、一洪水による侵食量が600cm以上であるため強侵食層と分類される。また、24.2km地点の安山岩などについても、一洪水による侵食量が200cm以上であるため強侵食層と分類される。

なお、2004年10月出水時の流速は、近傍の流量観測所(25.4km付近)で5.59m/sを観測した。

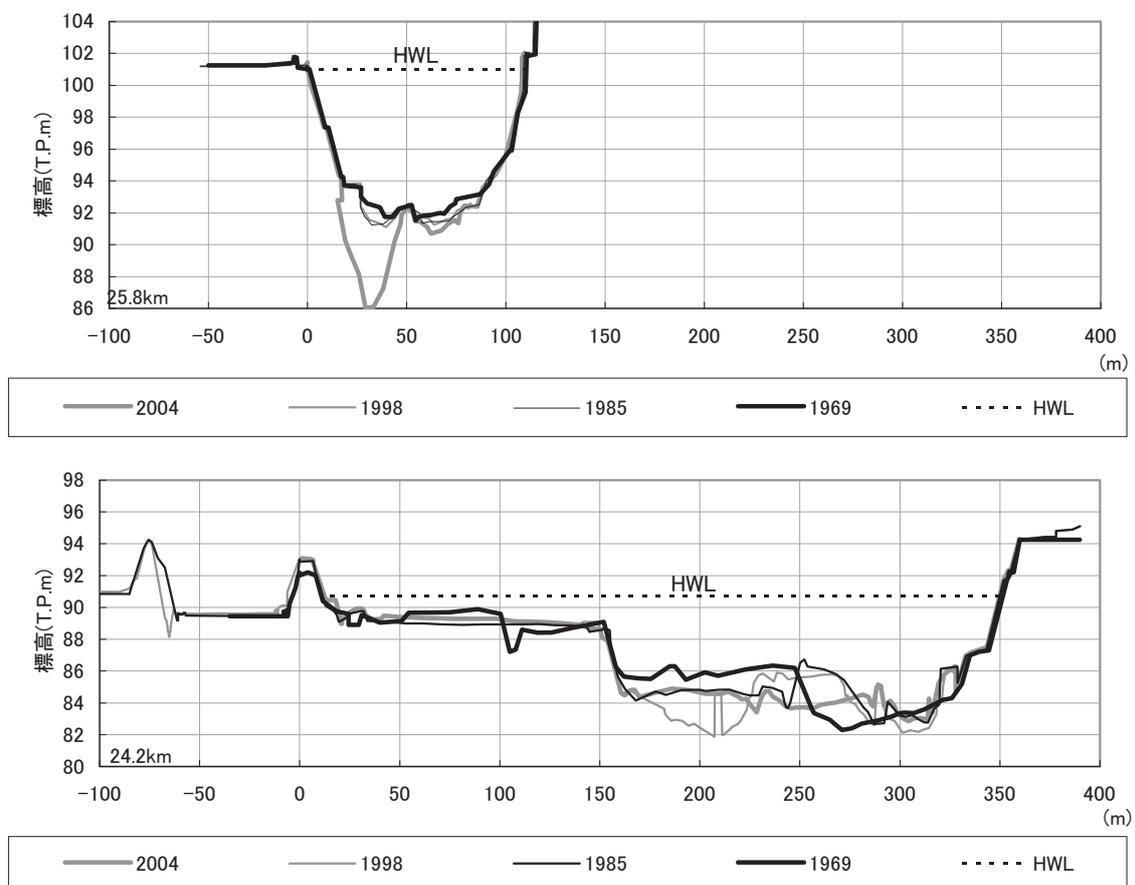


図2.7.8.6 第三系中新統の岩露出地点の横断の経年変化

この近傍には、安山岩、砂岩泥岩互層などが露出しており、一洪水にて河床が数m低下した地点においては、図2.7.8.7に示すように高清水(しょうず)断層下盤側である。急激な河床低下と断層が何らかの因果関係がある可能性があると考えられる。



図2.7.8.7 呉西平野の地形分類図(日本の地形5 中部, 東京大学出版会, 2006)

メモ 土砂供給量が減少した河川における河道特性

庄川においては、扇状地の扇頂部の直上流に1930年に小牧ダムが設置された。小牧ダムは、発電専用ダムで、重力コンクリート式 (H=79.2m) のダムである。(完成当時は日本最大のダムであった) 小牧ダムの設置のため、その下流の河道区間は土砂供給量が減少した。扇頂部から下流の流入河川の流域面積は全流域面積に占める割合の約7%であり、上流から土砂供給はほとんど無いものと想定される。

小牧ダム設置後、現在までに80年が経過しているが、土砂供給量が減少した河川における河道特性量の変化について考察した。

2004年時点（出水後）での河道形状を用いて不等流計算を実施して、無次元掃流力を評価した。その縦断方向変化図を図2.7.8.8に示す。無次元掃流力は、日本の沖積河川と比べ若干小さな値となっているが、沖積河川との特性を依然有しているものと思われる。

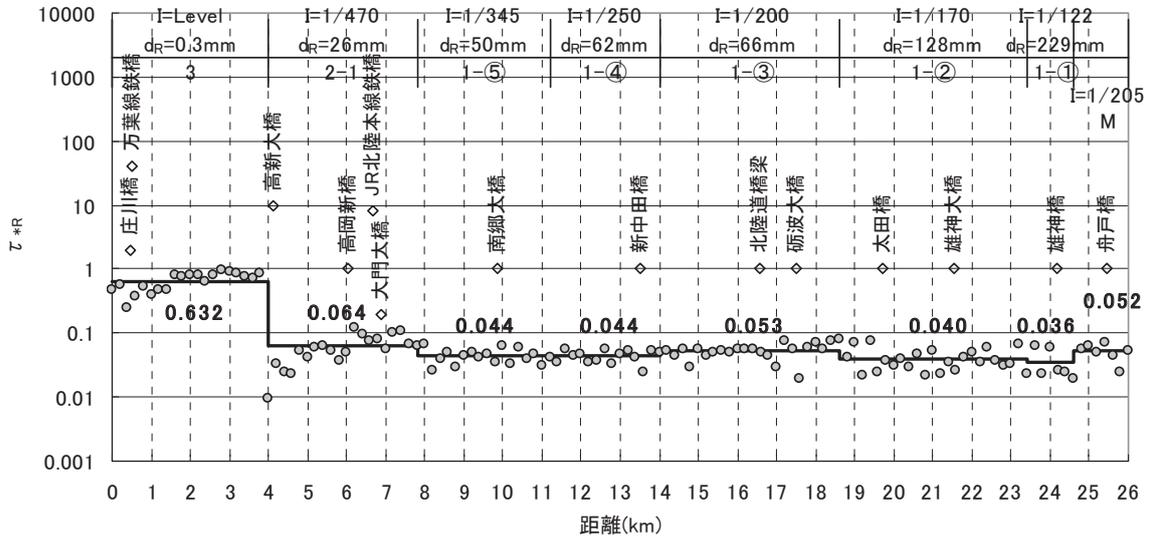


図2.7.8.8 平均年最大流量時の無次元掃流力縦断図

写真2.7.8.5は、10km付近の砂州の様子であるが、砂分がほとんどなくいわゆる「すかし礫」と言われる状態である。上流からの砂の供給量がほとんど無く、マトリックスの砂は流出している。



写真2.7.8.5 10km付近の礫河原(2009年11月)

第3章 河川および周辺の土層・地層構造の把握手法

3.1 流域地形と沖積地浅層地質

沖積地浅層の土質・地質・層序構造は、沖積地形形成プロセスの現れである土砂の分級ユニットすなわちセグメントごとに差異がある。以下にセグメントごとに浅層の土層・地層の特徴を記し、土層・地層把握のための概論とする(山本, 2010)。

(1) セグメントM

セグメントMの河道は山地部を流下し土砂発生源に近いので、土砂の分級が進まず、発生源の土砂供給による変動の影響を受け易い。また沖積堆積物の厚さも薄く、河床あるいは河岸には山地、丘陵地、段丘を作る構成物が露出することが多い。

セグメントMの河道においては、河川が流下している近傍の地形・地質により、土層・岩層構造が異なる。

① 上流に盆地あるいは川幅の広い遊砂地的空間を持つ狭窄部

このような区間は、河床に沖積堆積物の少ない基岩露出あるいはアーマ化した礫が薄く覆う河道である。河床・河岸・谷壁の下部に露出する岩種(質)を地質図や現地調査することにより容易に同定し得る。岩質としては、堅い先第三系の岩石、火成岩、溶結凝灰岩であることが多い。側壁から供給された大岩が存在することもある。

新第三系の堆積岩などの軟岩地帯を流下すると、**写真3.1.1**(最上川大淀地区)のように堆積岩を側刻および下刻し穿入蛇行や岩石段丘を形成することが多い。

河床の縦断方向に岩質の差異があると、その地点で河床勾配が変化したり、滝や急流となる。



写真3.1.1 最上川大淀地区:河口より約100kmの岩石段丘(山形工事事務所提供)

② 谷幅川幅比が1に近いセグメントM

このような河道の大部分は、下刻作用が卓越する侵食河道である。平均的に見れば上流からの供給土砂量より流送能力のほうが卓越している。豪雨による山地部の崩壊や土石流により土砂供給量が急増し、河川の運搬能力を上回れば土砂が堆積し河床が上昇する。一般に大洪水後は河岸

および狭い氾濫原が侵食されるため、谷幅一杯が川原状となる。

河床・河岸・谷壁の下部に露出する岩石を地質図や現地調査することにより岩質を同定しうる。

③ 谷幅川幅比が3～10程度のセグメントM

沖積地の幅が川幅の3～10倍程度である河川の河道特性は、基本的に同じような代表粒径、河床勾配を持つセグメント1あるいは2-1の河道と似た特性を持つ。ただし所々に基岩が露出することが多い。

河床勾配が1/100程度以上ある急勾配の河川では、大洪水時、氾濫原の流速が速く、表土を剥がし、また表土および表土下の河川堆積物を移動し得る流速となるので、川幅の拡大と新水路の形成がなされ、流路幅が元の川幅の数倍になる。一方で侵食された土砂の粗粒分の堆積により河床は上昇する(⇒ノート 事例研究)。

ノート 事例研究 余笹川の河床と河岸の岩質(山本他, 2009)

那珂川支川余笹川(流域面積127km², 幹川流路延長36km)は、1998年8月洪水(余笹川水系内にある那須観測所において総雨量1200mm, 最大日雨量554mm, 最大時間雨量90mm)に襲われた。これにより川幅(25～40m)が洪水前の3～6倍に拡大した(須賀他,2000;伊藤他,2000)。

図3.1.1に谷幅と洪水による侵食幅(河岸侵食によるものと表層を侵食し河道状となった幅の和)を示す。余笹川は狭い沖積谷を蛇行して流れ、氾濫水は直進し氾濫原(水田)の表土をはがした。氾濫原の水深は2m程度であり、摩擦速度の2乗 u_*^2 は1300～1400cm²/s²程度と評価される(掃流力 τ で130～140N/m²)。水田上の流速は4～5m/sとであったと推定され、水田土壌を侵食するのに十分な流速であった。

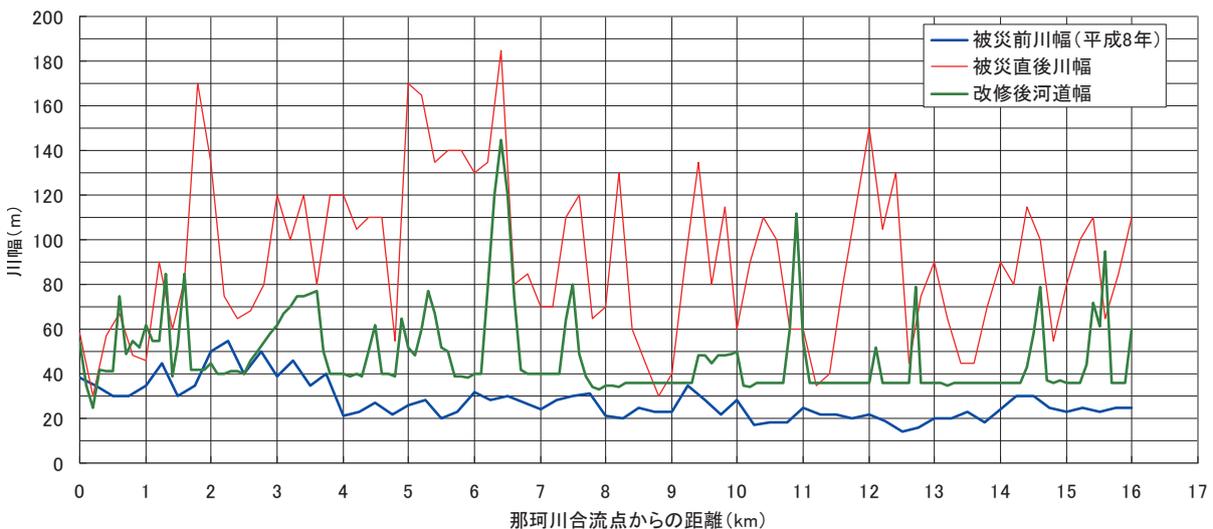


図3.1.1 被災前・被災後・改修後の川幅縦断面図

図3.1.2の流域図を示す。余笹川は、那須郡那須町の朝日岳(標高1896m)に発し、その流域は茶臼岳(1915m)を頂点とする東南に広がる那須火山麓、高久丘陵を開析して流下し、那珂

川に合流している。余笹川本川は、那珂川合流点から7.9kmにおいて棒川（流域面積13.6km²）、16.1kmにおいて四ツ川（流域面積19.7km²、流路長10.4km）が右側から流入する。那珂川との合流点より3.6km地点において左から流入する黒川（流域面積189.2km²）は、高久丘陵を開析して流下し、余笹川合流点から18km地点より下流は高久丘陵と八溝山地の境界辺を流下している。なお、本論では、河川の距離は災害復旧後の距離呈で表示する。

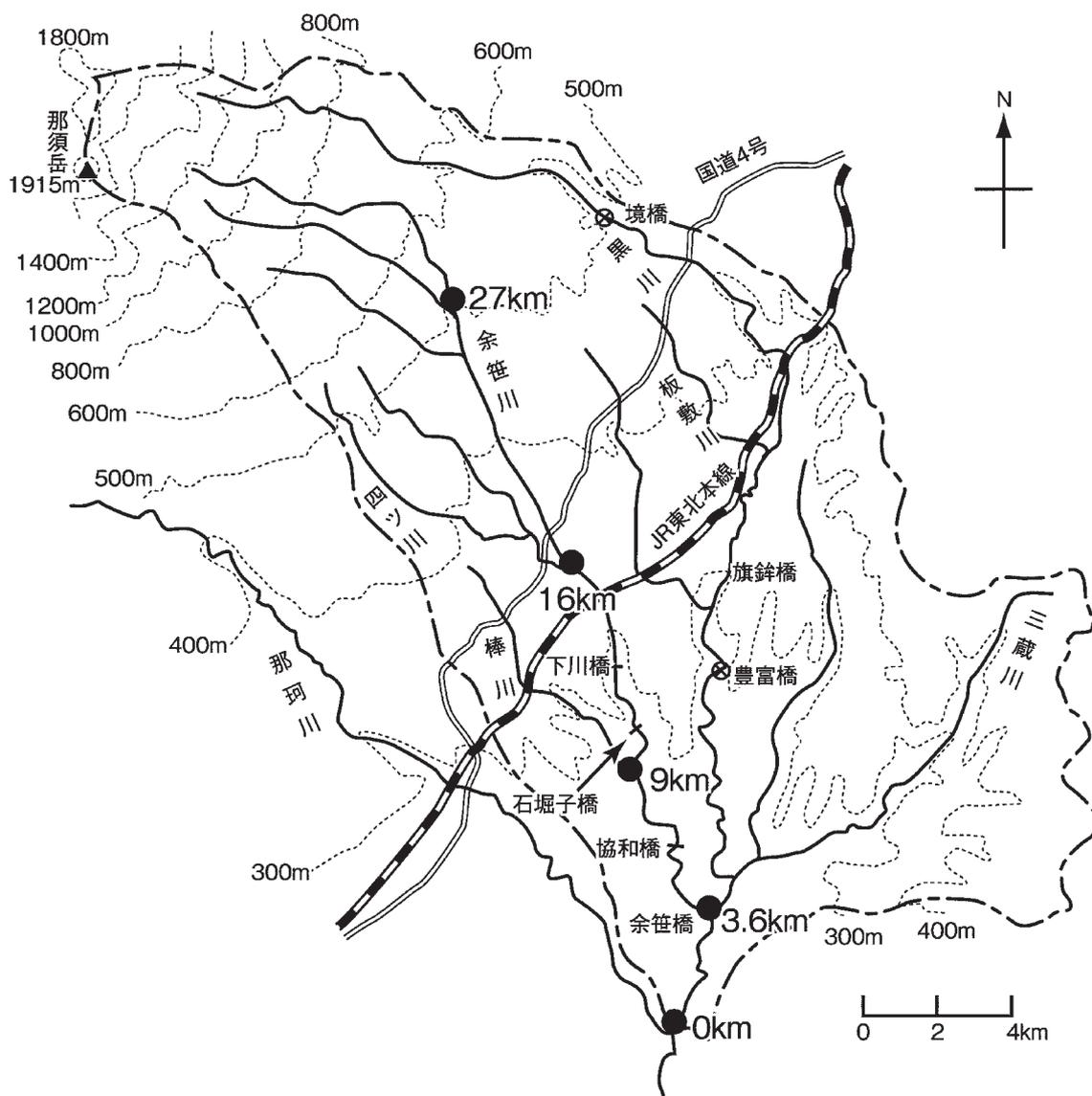


図3.1.2 余笹川流域図(上野(2005)に付加)

図3.1.3に余笹川の河床縦断図を示す。同図には小セグメント区分と主要支川流入地点、主要横断構造物位置を示した。

なお余笹川16km地点より上流は砂防事業区間であり、河床勾配は約1/70から1/30と急となる。25kmより上流では1/10程度の勾配となる。

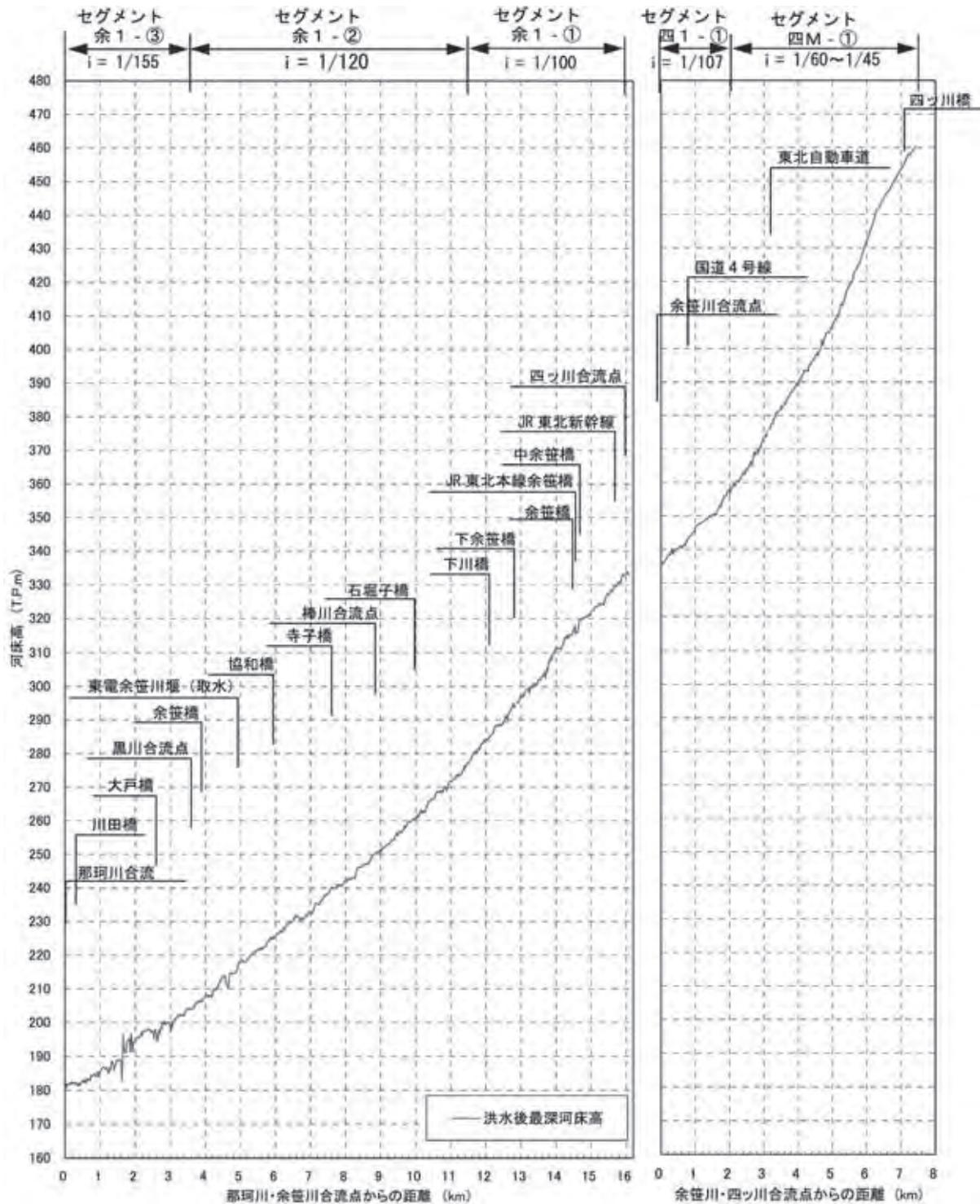


図3.1.3 余笹川, 四ツ川の改修前の河床高縦断面図

余笹川流域の河床、河岸の地質は、上記の地形を反映して複雑に変化している。図3.1.4に余笹川流域の表層地質図を示す。

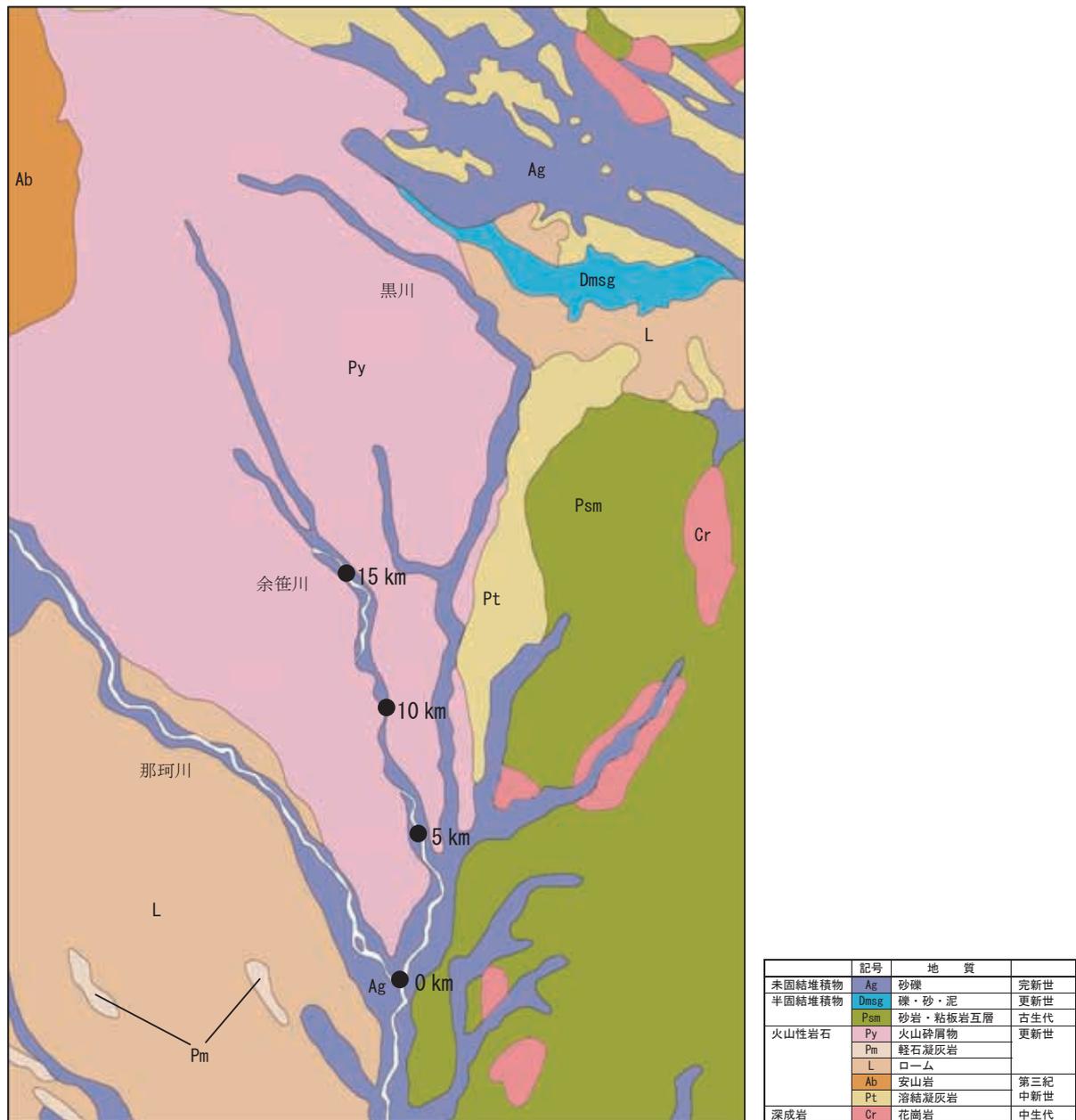


図3.1.4 余笹川流域の表層地質図(国土庁監修:土地分類図(栃木県), 1974年を参考に作成)

黒川の東側に分布する八溝山地の地質は、中生代に堆積した砂岩と粘板岩の互層を主体とし、所々で花崗岩の貫入が見られる。その西側に広がる高久丘陵は、火山碎屑物(那須火山を起源とする火山角礫岩、岩屑なだれ堆積物、火山泥流(古期泥流、新期泥流)とその上に堆積する火山灰層(関東ローム層)からなる。これらの下部には、丘陵地のほぼ全域にわたって溶結凝灰岩(白河デイサイト)が分布している。さらに、段丘部分には、上流域や周辺の山地、丘陵から供給された砂礫が堆積している。

山元 (2006) によると、余笹川那珂川合流点から16～0kmとその右支川四ツ川 (余笹川合流点から7.50～0km) 周辺の高久丘陵には、岩屑なだれ堆積物が広く分布している。

余笹川6.5km付近より上流には4～3万年前の御富士山岩屑なだれ堆積物が表層に堆積し、その下流には黒礫岩屑なだれ堆積物が堆積する。余笹川3.1km付近の左岸侵食崖では河成堆積物である鍋掛礫層を挟んで上に黒礫岩屑なだれ堆積物 (27～25万年前) が、その下に余笹川岩屑なだれ堆積物 (層厚3.5m, 30～27万年前) が河成堆積物を挟んでいる (⇒写真3.1.2)。なお余笹川岩屑なだれ堆積物は5km付近までしか追跡できない。



写真3.1.2 余笹川左岸3.1km付近の侵食崖(2009年5月), A: 鍋掛礫層

河川沿いの地形、河道沿いの地質について概説する。

余笹川の最上流部は、火山崩壊性の広く深い侵食域となっている。その下流の山麓部は侵食抵抗の小さい火山性の堆積物 (新規泥流等) が分布しているため、流水により深く狭い侵食谷が形成されている。この区間を経て、河床勾配が1/30程度となると河川周辺は丘陵地形となり、20km付近から勾配1/70程度となり、侵食された土砂および谷壁を侵食した沖積堆積物が薄く堆積した狭い谷底平野となる。20km下流の沖積谷の幅は200～800mで、周囲の山地、丘陵の山脚が川に近接している。沖積谷は下刻傾向にあり、その侵食過程で数段の段丘が形成されている (写真3.1.3)。

図3.1.5に、地形解析と地表踏査に基づいて作成した河道沿いの地形区分を示す。なお図中の距離呈は那珂川合流点からの距離である。

小セグメントごとに河床・河岸に露出する岩層の特徴を以下に記す。

図3.1.6は、橋台付近のボーリングデータを整理したものである。ボーリング柱状図右横のN値の垂直分布図に示された数値は河床面の標高を示すものである。最深河床高はこれより標高が低いので、最深河床高より0～数m下には、溶結凝灰岩 (ある程度固結度あり) が、河床の低下を防いでいる。



a) 余笹川右岸1.5km付近（沖積河岸段丘の段丘面と段丘崖）



b) 余笹川左岸4.5km付近（現河道と沖積河岸段丘）

写真3.1.3 河道沿いの段丘の状況(1999年12月)

事実、2009年5月13日における現地調査によると、セグメント余1-①、1-②区間である黒川の合流点(3.6km)より上流の河床において礫混じり凝灰岩(巨大礫を含む場所もある)が露出している箇所が多々見られた。この礫混じり凝灰岩の堆積年代は不詳であるが、下流ほど古く上流部ほど若い堆積物である。3.8～10.1km区間の河床に露出した基岩は赤茶で礫分が少ない火砕流堆積物(写真3.1.4)、10.9km左岸は白っぽい固結度の小さい凝灰質堆積物でスレーキングが生じていた(写真3.1.5)、11.7kmは角ばった巨大礫を多量に含む岩屑なだれ堆積物である(写真3.1.6)。

河床に存在する巨大礫および巨大礫は角ばっており、河川流水によって運ばれてきたものでない。河川侵食崖の岩屑なだれ堆積物中の巨大礫、巨大礫が河川に落ち、あるいは下刻中に露出したものと推定される。余笹川の河床表層材料の巨大礫および巨大礫は、沖積谷形成期に取れ残されたチャンネル・ラグ・デポジット(channel lag deposit)といえる。

流路が丘陵に寄ったところでは、丘陵構成材料である更新統の岩屑なだれ堆積物が側岸に露出している(写真3.1.7、写真3.1.8、写真3.1.9)。

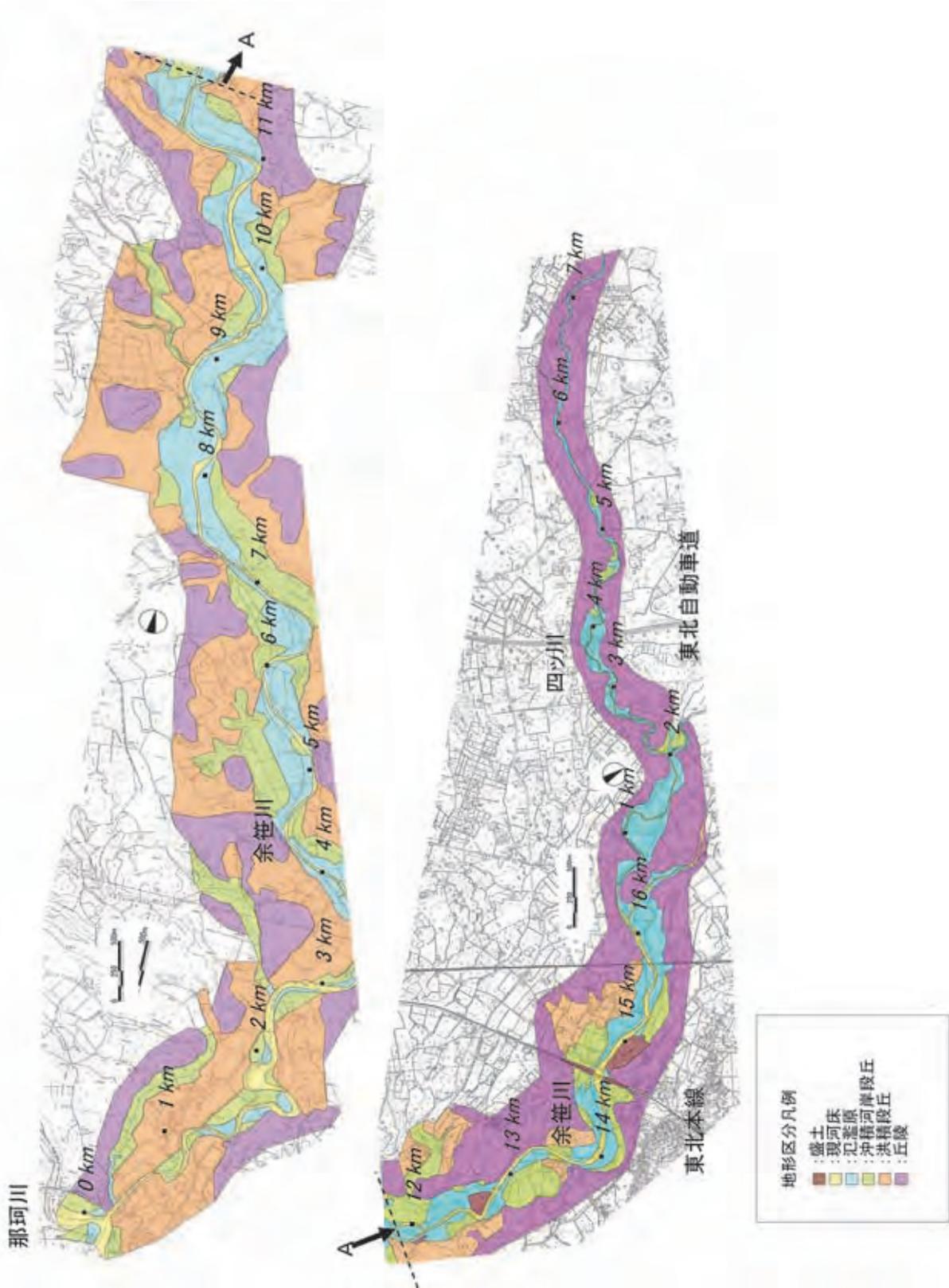


図3.1.5 余笹川・四ツ川沿いの地形区分図

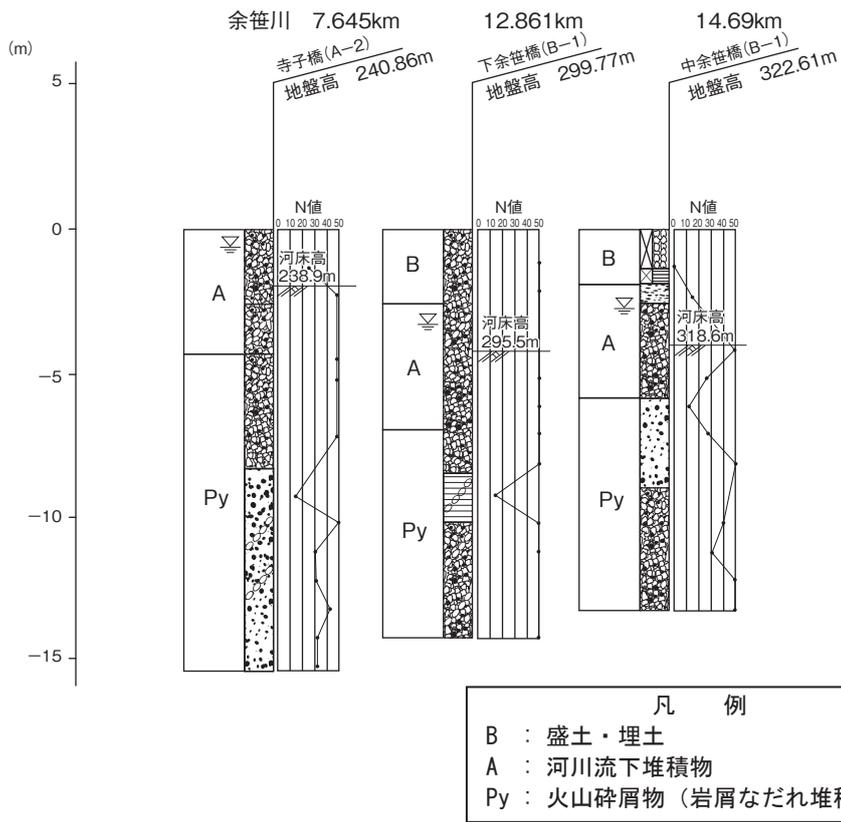


図3.1.6 橋台付近ボーリング柱状図



写真3.1.4 褐色を示す凝灰岩(余笹川4.8km)(2009年5月)



写真3.1.5 表面にスレーキングが生じている火山礫凝灰岩(余笹川10.9km)(2009年5月)



写真3.1.6 巨礫を含む火山礫凝灰岩(余笹川11.7km)(2009年5月)



写真3.1.7 余笹川10.8km左岸 岩屑なだれ堆積物(1999年12月)



写真3.1.8 余笹川5.0km 左岸左側 岩屑なだれ堆積物(1999年12月)



写真3.1.9 余笹川4.9km左岸 左側:新第三系凝灰質砂岩, 右側:岩屑なだれ堆積物, 上部:岩屑なだれ堆積物 (1999年12月)



写真3.1.10 余笹川右岸2.28 ~ 2.48km 新第三系泥岩砂岩互層(1999年12月)



写真3.1.11 余笹川左岸1.62km くらやみ淵の花崗岩(1999年12月)

0.5kmから2kmの区間は沖積河道とは言えず、河岸に堆積岩を貫入した花崗岩が分布し、余笹川はこれを下刻して流れる穿入河道となっている(写真3.1.10, 写真3.1.11)。この区間の河道幅(⇒図3.1.1)は30～50mである。蛇行波長は400～500mで川幅の10～15倍である。

2～3.6kmの区間の蛇行波長は1kmであり、川幅40mの10～15倍より長く、この川幅が蛇行長を規定したものではない。3～3.7km地点河床表面には巨礫, 巨大礫が散在している。3.6km付近には古生代の堆積岩(泥岩・砂岩)と見られる岩が河床に露出している(2009年5月現在)。

④ 更新統の堆積物や風化層が河床近くにある場合

大洪水時、上流からの供給土砂量が少なくアーマーコートが破壊され河床低下し、河床に未固結の更新統の火砕流・湖成・海成・河成堆積物が露出すると、急激に河床低下が進み、キャニオン状の地形が形成され河道の様子が一変する。1982年8月洪水による釜無川(山梨県白州町国界橋下流, 河床勾配1/55)での河道変化では、表層の礫が流出し、その下の風化した花崗岩, 白州湖砂礫層が侵食され(口野, 1983), 写真3.1.12に示す地形が生じた。サランベ川(北海道, 遊楽部川支川, 流域面積44.3km², 流路延長18.7km)では、上流に大きな砂防ダムを築造した後の出水により、礫層が破壊され、その下の下部更新統の砂・シルト質の堆積物を侵食し、写真3.1.13のような地形が生じた。



写真3.1.12 1982年8月洪水における釜無川の河道変化(1982年)



写真3.1.13 サランベ川における出水後の地形(2000年)

(2) セグメント1 (ただし河床勾配1/80以下)

扇状地河川の河川周辺の地質構造は複雑ではない。河川側方移動速度が大きく現世の礫層を扇面に堆積するので、沖積礫層は河川横断方向に層厚があまり変わらない。

更新統の段丘化した扇面が存在する河川では旧扇状地の方が縦断方向勾配が急であり、段丘面が沖積扇状にもぐる地点で現河川の河床勾配が緩くなることが多い。この地点より上流の現世河川は旧扇面を下刻・側刻しながら扇面を形成したものであり、沖積礫層はそれほど厚くなく、砂質が粘土化した上・中部更新統の扇状地礫層あるいは新第三系や下部更新統の軟岩が下部層として存在する。

更新統、新第三系の地質がセグメント1の沖積谷壁にある場合は、河床下の浅い所にそれらが露出する可能性がある。

鬼怒川(上部更新統礫層、新第三系泥岩・砂岩の露出)については2.1に、多摩川(下部更新統泥岩・砂岩・礫岩の露出)については2.2にその実態を記した。図3.1.7に多摩川支川浅川の土層縦断図を示す(下部更新統の泥・砂層の上に浅い沖積礫層が乗る)。

狭い沖積谷を流れるセグメント1の河川では、(1)③と同様な特徴を持つ。ただし上流山地部で山体の大崩壊などにより沖積礫層が厚く堆積していることもある。支川の流入土砂量が多く扇状地を作り、河床勾配が本川より急でその流路位置が上流に動くと、本川との合流点に一時的に浅い湛水環境ができ、泥炭層が形成されることがある。例として図3.1.8に雄物川の皆瀬川合流点上流の地層を示す。

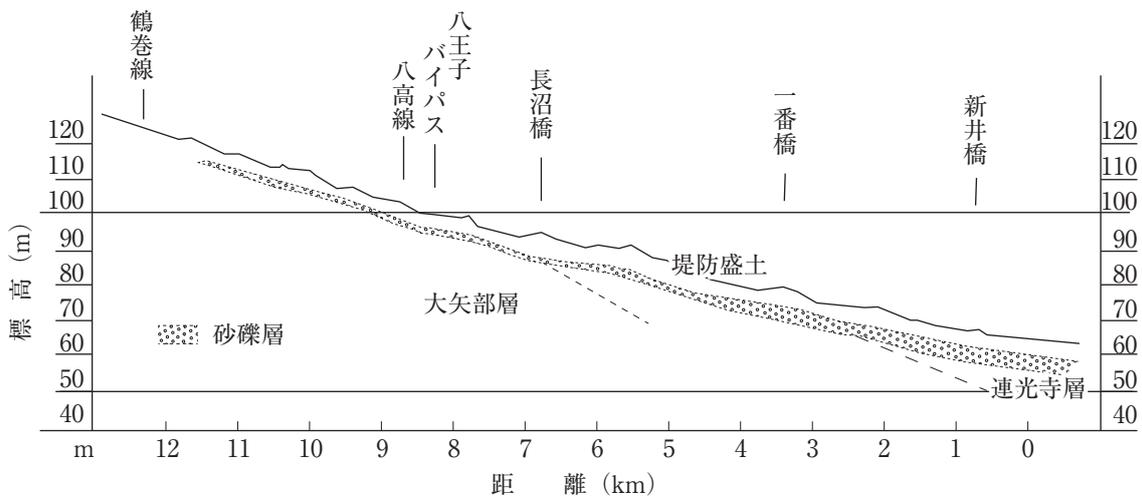


図3.1.7 多摩川右岸支川浅川右岸堤防沿い地質層序図(京浜河川事務所提供資料)

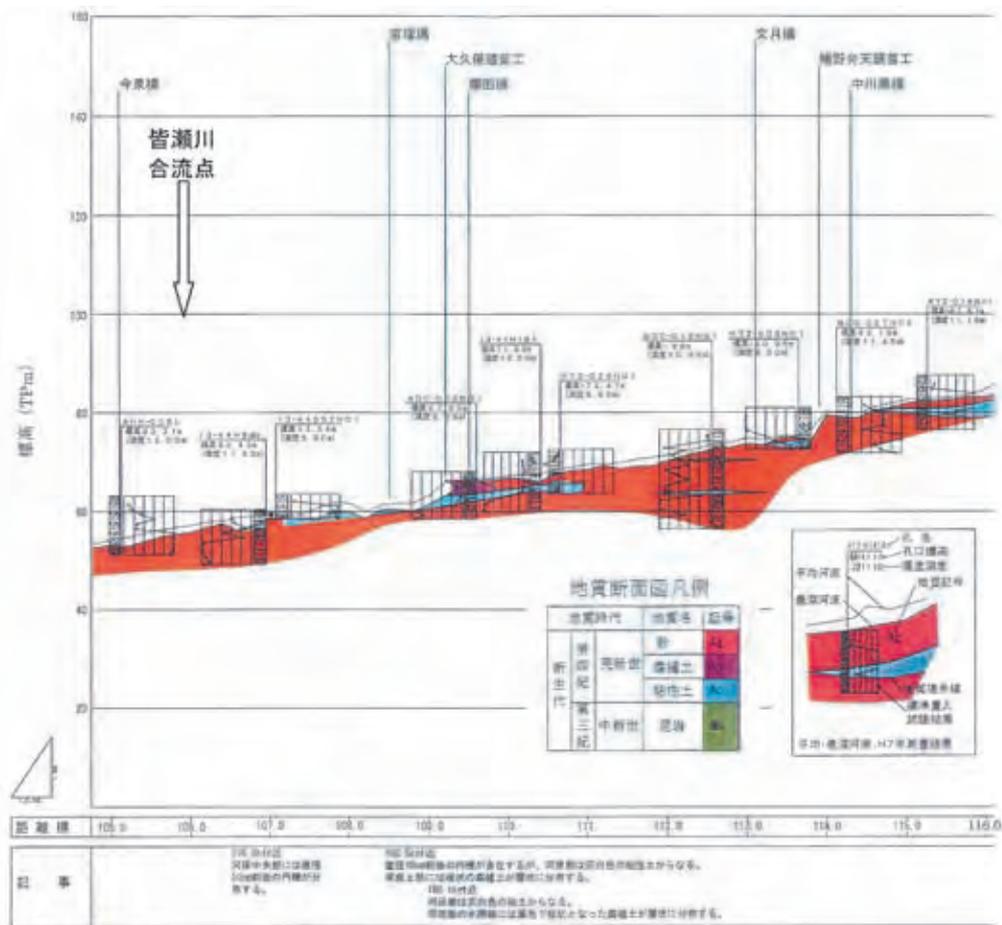


図3.1.8 雄物川皆瀬川合流点上流地質層序図(新庄河川国道事務所資料)

(3) セグメント2-1

セグメント2-1の性質を持つ河道は、山地部からの砂利層の供給量が少なく扇状地を持たず山地部を出た所から自然堤防帯に入る場合と、セグメント1とセグメント2-2の間をつなぐ小セグメントの場合がある。

前者の場合は、そのセグメント形成期間が長く沖積谷幅内を、河岸侵食を伴いながら自由に移動するので、河岸の中・下層は砂利層となり、上部は氾濫堆積物である細砂・シルト層となる。砂利層の厚さはそれほど厚くないようであり、河床に基岩が露出することがある。河道が沖積谷壁に寄った区間は基岩が存在する可能性が高くなる。

基岩が軟岩の場合、氾濫原には沖積の氾濫原堆積物が薄く乗り水田等に利用されているが河道に向かって低く（水田面の標高が河道側の方が低い）、河道は沖積谷の一番低い所を流れ穿入蛇行河川であることがある（例えば、雄物川、養老川）。

後者の場合は、その小セグメントの形成期間が短く、人為的流路位置の変更などを実施すると、セグメント2-2河道であったときの後背湿地堆積物である粘性土が露出することがある。

(4) セグメント2-2および3

沖積河川の大セグメントの結接点位置や標高には、いくつかの共通点がある。

例えば、東京湾に流入する江戸川、荒川、中川のセグメント3の区間は、河床の最深部はT.P. - 5m程度で、この位置は丁度デルタ底置層のA_c層（海成粘土層）に相当する層に接する位置である。その上にデルタフロント堆積物であるA_s層（シルト含み細砂）が3m程度、その上に氾濫原堆積物あるいは人工的盛土が1～2m存在している。

このセグメントの最上流端は江戸川で21km、中川で19km、荒川で23kmの地点（地表面積高T.P.2～3mの位置）であり、これは海水面の上昇・停滞期であったの2700～2000年前の汀線位置の少し上流の位置と推定される（荒川21km付近には、中砂からなるA_s層が地表近くまである。この砂層は、汀線停滞期の浜堤であろう）。このセグメント区間の氾濫原の勾配は1/8000～1/10000と非常に緩い。

これより上流のセグメントは、中砂を河床材料に持つ勾配1/4000～1/5000のセグメント2-2に対応する区間で、縄文最海進後の海水面の下降期に形成されたセグメントである。このセグメントにおいては、河床の下にはデルタ底置層のA_c層、その上にデルタフロント堆積物であるA_s層、あるいは河成のA_s層がパッチ状に入り、その上は氾濫原堆積物であるシルト質の堆積物が3～4m載っている。

氾濫原区間が最近まで潟湖であった利根川0～35kmのセグメント3の区間は、ボーリング試料より地質構造を見ると、利根川が右岸側の洪積台地寄りの埋没段丘上に位置しているため、最深部に更新統が露出したり、台地前面の浜堤堆積物や砂丘の砂層が現れたりし、中川低地よりその層序構造が複雑である（⇒2.4）。

長良川、木曾川の場合は、河口より約10km地点の下流がセグメント3となっている。上流のセグメントにおいて代表粒径 d_R である0.5mmが、この地点より0.25mmと小さくなっている。この地点は、近世初期の海岸線である。ここの土質構造も基本的には東京湾に流入する荒川、中川、江戸川と同様である。

このように沖積低地のセグメント形成、土質構造は、後期更新世、完新世の地形発達史と密接に結びついている。そこで内湾に流入する大河川（江戸川、荒川、木曾川）をイメージして、その地史を海津（1976,1977,1979,1981,1992）、井関（1983）、遠藤他（1983）、森山他（1972）、安田（1977）、松原（2000）、川瀬（2003）を参考にして簡単に要約してみよう。

① 20000年前

今から約20000年前は最終氷期の極期に当たり、海水面は現在より120～140m低い所であった。河川は現在の沖積谷を深く切り込み流れていた。

この時代の扇状地面は、気候が寒冷であり、山地部の粗粒物質の生産量がより多く、一方、洪水流量は現在より小さかったと推定されるので、現沖積扇状地面の勾配より多少勾配が急であった。木曾川、荒川では、この時代と考えられる扇状地の扇端の河床高は現在より低い所であった。荒川では、現在の扇状地の扇端位置河口74km（久下橋）より6km下流の68km地点（大芦橋）まで勾配1/200～1/250程度で埋没し、この地点より下流は、礫を持つ河床が勾配1/1000以上の自然堤防帯であった（山本他1981）。

② 20000～11000年前

この時期は、海水面が年1cm程度の速度で上昇したため土砂の堆積速度を上回り、河口位置は後退した。この後退時には、河口近くの勾配の緩い所に堆積した砂層や腐植物質を残しながら河口位置が後退したため、基底礫層（BG層）の上に砂層や腐植物層が残り、その上に海進によって深くなった所にデルタ底置層が堆積した。

この海進は、現海水面下－40mくらいの位置まで進み、この標高付近までデルタ底置層であるシルト・粘土層が進入した。この間、河口より上流部が自然堤防帯であった所は、海進に伴ってそのセグメント長が短くなった。扇状地のセグメントは、温暖化に伴って土砂生産量が減少し、他方、洪水流量が増加したと考えられるので、扇頂から扇央にかけては河床の低下が進み、段丘地形化されていった。扇端は削られた土砂がたまり、勾配が緩くなる方向に変化した。

③ 10000年前ごろ

このころ海水面の上昇は止まり、逆に水面は低下した。海進によって河床が上昇していたセグメント2は、このときまでに堆積したデルタ底置層を下刻しながら、その長さを延長し、海水面下－40m程度の所までに達した。

④ 8000～6000年前ごろ

完新世の初期には、海面は現在より40m程度低い位置にあったが、8500年前ごろから気候の温暖化によって、1世紀当たり1m内外の速い速度を持って上昇していった。堆積を上回る急速度の海面上昇のため、内湾が形成された。

⑤ 6000～1600年前

6000～5000年前ごろになると縄文海進が高頂期に達し、海面の上昇速度が緩慢化、停止するようになった。その後海水面は低下した。このため、上昇する海面のため内湾の奥に押し込められていた河川の粗粒搬出物の堆積範囲が海方向に向かって拡大し、河口位置は前進した。前進する河口前面の内湾に浮流物質が、沈澱・堆積して形成されたものがデルタ底置層である海成粘土層である。この底置層上に中砂からなるセグメント2-2の性質を持つセグメントが形成され、

海退によりその長さが延長された。木曾川のように縄文最海進時河口位置が扇状地末端付近まで達しており、途中から大きな支川が入らないセグメント2-2の河道はほぼ同一勾配を持つセグメントとなった。河口の前面に堆積したものが上部砂層であり、三角州の前置層に相当するものである。その層厚は一般に4～7m内外である。

このように、完新世の三角州の形成は約5000年前に開始された（縄文中期の海退）。海水面低下は4500～3500年前の海面上昇により海退が中断あるいは停滞した。その後約3000～2500年前の弥生の海退といわれる海面の低下があった。

⑥ 1500～1000年前

この時期、海水面は多少上昇傾向にあったようで、河口位置の前進は遅くなり、あるいは多少後退した所もあるようである。この時期にはセグメント2-2において、上流からの流送土砂に応じた河床勾配を形成しようとし、全体的に河床は上昇傾向であったと推定され、氾濫が繰り返された。

この時期は、デルタフロントの前進は遅く、ほとんど停滞していたと推定される。

⑦ 1000年前～現在

中世海進といわれる海面の多少の上昇期を挟みながら、海水面は多少低下あるいは停滞のみであった時期である。河口から排出されるシルト・粘土はデルタ底置層として沖合に水深-5～6m以深に堆積し、一方、セグメント2の河床材料より1モード細粒の砂がデルタフロント堆積物として河口前面にローブ状に張り出し、これが波浪によって左右に移動しつつ、海岸線を前進させていった。セグメント2-2の末端はこの前進速度に追いつかず、前進した河道部は新たに細砂からなるセグメント3を形成した。このセグメントの拡大には、17世紀中期以降の干拓新田の造成、工業用地の造成という人間の作用が強く影響した。

以上東京湾、伊勢湾に面した大河川のセグメント形成史を述べたが、地盤の沈降速度や河川の堆積速度の差異により、内湾に流入する河川において、これと異なる海水面変化、地形発達史となる河川もある。外海に面している河川においても潟湖の形成を見た河川では、内湾と同様なセグメント形成を見たであろう。

外海に面している河川で河川前面に深い海盆の迫っている河川では、波浪の作用が強く河口から吐き出された土砂がすぐに再移動してしまうので、このような典型的な低平地の発達形態とならない。

縄文海進時に海あるいは潟湖であった所は、2万年前の海水面低下期に形成された埋没谷が存在しその谷幅が現沖積谷幅より狭いので埋没段丘が存在し、また縄文期に波蝕棚が形成されたところもあり、現河川の河床に洪積層が露出することがある。また最深河床部にはデルタ底置層である粘性土が露出している可能性は大きい。

関東平野を流れる利根川、鬼怒川、小貝川では、セグメント2-2とセグメント2-1あるいはセグメント1との接合点の標高が17～26mと高い。これは現在より約12万年前、下末吉海進と呼ぶ間氷期の海面上昇があり、海面が現関東平野に深く進入した海岸線位置の付近である。縄文海進極期の河口位置はこの地点より下流であり、完新世初期においても、この区間には緩勾配のセグメント2-1相当の河道が存在し、ここに砂が堆積しセグメント2-2の河道となったのであ

ろう。この区間には下末吉海進後の海水面変動，気候変動，地殻変動により下末吉面を侵食した埋没河岸段丘が伏在している事例があり，河床に伏在段丘堆積物（海成の細砂層，泥層）が露出している所がある。

縄文最海進時の海岸線より上流のセグメント2-2の区間および海岸線に近い区間は堆積期間が5000年を超え，かつ流路位置は砂利河川と比べれば変動が少なく500～1000年程度ほぼ同一位置にとどまるので，後背地には氾濫堆積物である粘土含みの後背湿地堆積物が厚くなり，人為的に河道改変（ショートカットなど）を実施した河道では，河床の浅い地点が氾濫堆積物である粘性土である確率が高い。

一方，中砂以下の材料をセグメント2-2に持つ大多数の河川は，縄文海進極期の海岸線の位置付近が，セグメント1あるいは2-1の砂利河道とセグメント2-2の中砂の河道と境界点となっている。その地点の現低水路の平均河床高は木曾三川の木曾川，長良川，揖斐川の平均海水面上3～4mを除けば，海水面にはほぼ等しい0～1m程度である。すなわちセグメント2-2は縄文海進後に形成された河道である。セグメント3を持つ河川のセグメント2-2とセグメント3の境界点の低水路平均河床高は-2～-4m程度である。

氾濫原の後背湿地は水はけが悪く，植物の遺骸が堆積し泥炭層が形成されることがある。泥炭層の成長速度が土砂の堆積速度を超える場合があり，沖積地形成史の上で無視し得ない。このような河道区間では泥炭層の形成を河川地形の発達史のなかで考慮の対象とする必要がある。寒冷で植物遺骸の腐食速度の遅い北海道・東北の低平地，谷地田を流れる小河川，湖沼的環境が形成された所（せき止め湖）などに泥炭層が形成されている。北海道の石狩川・十勝川では縄文海進時に海であった低平地が，海退期に沼的な環境になったところから植物が生長するので，泥炭層底部の標高は現海水面高より少し高い所にある。

3.2 粘性土・軟岩露出および露出可能性区間の発見手法

粘性土・軟岩が河床および河岸に露出している所，また露出する可能性の高い場所の発見法について記す。

(1) 土層・地層把握の視点

① 地史的把握

地質学・地形学における調査研究の進歩により，流域の地質および地形が，外的・内的営力を説明変数とする地史として描き出されるようになった。1960年代のプレートテクトニクス理論がパラダイムとして共通理論として受け入れられたことや堆積物の編年における測定技術の革新が大きい。地形スケールの大きい，また時間スケールの大きい地質・地形については，どこに，どの時代の，どの様な質の地質が存在するか，どのように地形が形成されてきたかを，既存の文献・著書より学び把握する必要がある。

しかしながら，本論で対象とする沖積地の浅層の地下構造については，その空間スケールが小さいので，調査担当者が既存のボーリング資料，治水地形分類図，堤防下土質層序図（絶対的に正しいものとせず，吟味，精査する），河道特性調査，現地踏査により，沖積地の浅層地下構造を把握する必要がある。

さらに、必要に応じて付加的なボーリング調査を実施し技術的課題に答えることもある。この場合、同時に土層・軟岩の物性・化学的特性も把握する。

浅層地下構造を描き出すにあたっては、当然、第四紀における土砂の堆積過程とその現れ（層序と層相）を気候変化、堆積環境の変化、地殻変動を含めて推定することが求められる。しかしながら、これらに対する十分な知見のある技術者、研究者も少ない。

まずは、現世における河川および海岸・海での土砂の堆積機構、分級機構を学び、その現れである地質構造を、少ない点情報と広域的な情報をリンクさせる技能を向上させることである。

以下のようなことの分析と評価・推定が必要である。

- ・セグメント毎に土層・地層の水平連続性の差異に関する認識(セグメント2-2, セグメント3の既存堤防下の土質層序図が適切でないものがある。パッチ状である河成の砂層の層序に間違いが多い)。
- ・気候変動に伴う海水面位置の変化が陸側のどの地点まで影響を及ぼしたのかの評価
- ・段丘面(旧河道)の縦断形とセグメントの把握
- ・埋没段丘の推定
- ・谷地・汽水域の推定

② 河道・環境特性調査による方法

河道・環境特性調査において、河道の横断形状、縦断形状の変化を粘性土・軟岩の露出という観点から分析し、粘性土・軟岩の露出、侵食形態の異常性を、他の河道特性項目との関連性を含めて総合的に引き出し、侵食形態の特徴、侵食速度を把握する。さらに現地踏査を行い河道の特徴を把握し、必要に応じて、付加的なボーリング調査を実施し、技術的課題に的確に答えられるようにし、土層・軟岩の物性・化学的特性も把握する。

(2) 堤防下土層縦断図のある河川（河床下20mの範囲の情報）

- ① 粘性土・軟岩の露出箇所の発見は、堤防下土層縦断図の存在する河川では、**図3.2.1**のように左岸および右岸堤防土層縦断図に最新の最深河床高縦断図を標高および距離標のスケールを同一として書き込み、最深河床高が軟岩・粘性土に切り込む地点を洗い出す。
- ② 一般に右岸と左岸の堤防下土層図は同じとならないので、ある土層の三次元構造を探る。沖積層下に存在する第三紀層や更新世の堆積物は、沖積谷に埋没段丘として存在する可能性が高い。

沖積地の堆積構造に関する既往文献や治水地形分類図、表層地質図を用いて、河川が沖積谷に寄った地点の岩質および表層土質を評価する。また人為的河道位置の付け替え区間を古地図や河川改修史より同定し、そのような区間は河床下の浅い地点に粘性土・軟岩がある可能性が高いので、地形特性（河道変遷やセグメントの差異）により評価する。

地表に現れている段丘地形より同一年代の段丘の縦断図を作成し、それが沖積層にもぐる地点下流についても、上流の勾配が続くとして段丘面上面の高さを推定する。

河川横断構造物設置地点のボーリング試料より地質構造と質を同定する。

- ③ 新第三紀・第四紀の地史を既往文献等を用いて把握し、三次元構造を推定する。

現代～近世（人為的河道位置の変更、埋め立て）、0.6万年前（縄文最海進期）、1万年前（完

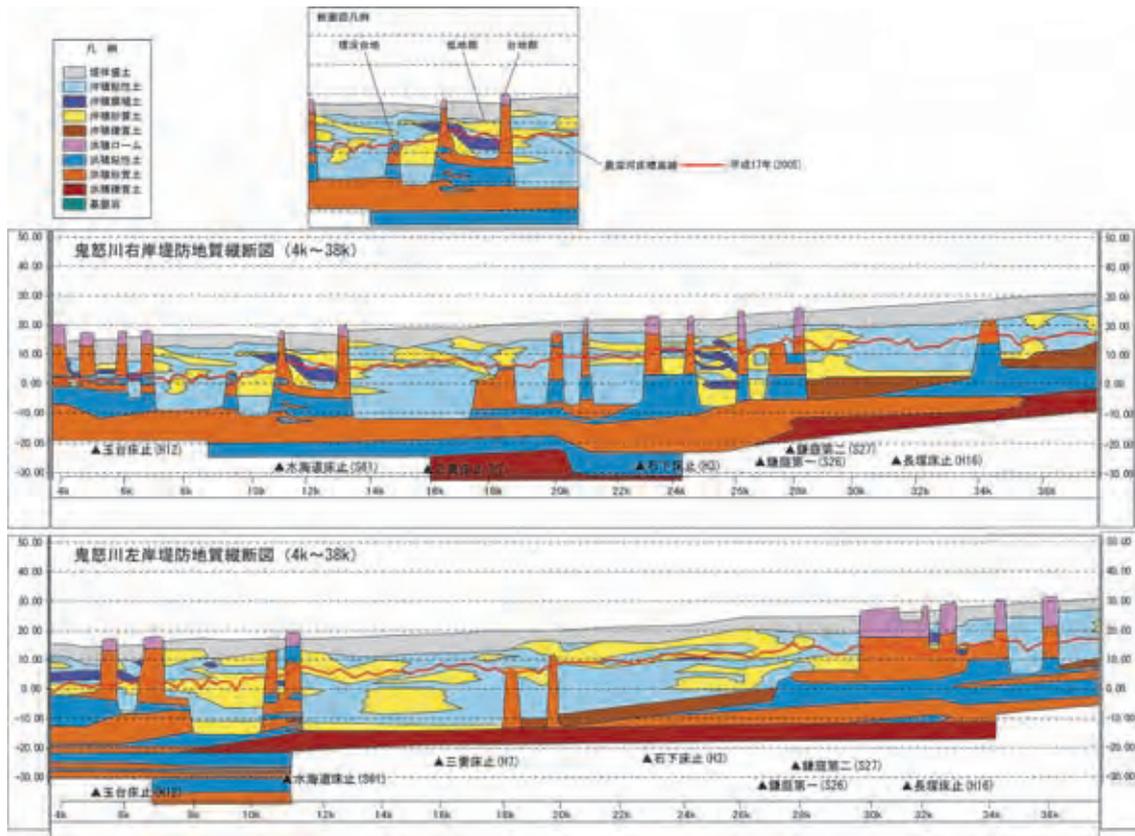


図3.2.1 堤防下の地質縦断面図の例

新世初め、HBG層の高さ)、2万年前(最終氷期の極期、BG層(基底礫層)の高さ)、6万年前(武蔵野面)、12万年前(下末吉面、5e)、43万年前(上総層)、78万年前(中期更新世の始め)、178万年前(前期更新世の初め)、鮮新世(178~523万年前)、中新世(5.23~2400万年前)の地形変化に伴う地質構造を文献等により把握し、当該河川における土質・地質構造を推定する。これより堆積物の質および層序面の標高を推定する。

④ 航空写真による軟岩・粘性土の露出地点の探索を行う。

・砂利河川

新第三系の露出している場所は、地層が地殻の傾動運動、褶曲により水平の層序となっていないことが多く、泥岩と砂岩の侵食速度の差異により侵食抵抗のある層が斜めの線(凸部)として認識(色、水面波の差異として)できることがある。

下・中部更新統が露出している場所は、同様に色、波立ちなどの砂利河川との表層パターンの差異により判断し得る。

上部更新統の露出している地点の判定は難しいが、水深が浅ければ写真に写る河床の色の差異により発見できることがある。

・砂河川

上部更新統が露出すると砂河床部との境に波立ちや水面模様の差異が見えることがある。写真上での水面模様により河床の異常地点を発見できることがある。

⑤ 横断面による軟岩・粘性土露出地点の探索

各セグメントにおける移動床における代表的横断形状との差異を用いて同定するものである。

具体的方法については、2章で記した事例を参考にする。

⑥ 現地観察による軟岩・粘性土露出地点の探索

①～⑤の調査を行った上で現地河川の河岸および河床を観察することにより、軟岩・粘性土露出地点と地層構造を把握する。

⑦ 詳細調査

河川構造物の保護、橋脚の保護、河岸侵食対策など、河川管理上の必要に応じて詳細な調査を行う。目的に応じた調査計画を立案する。

(2) 堤防下地質構造縦断図がない場合

(1) ②以下と同様の調査を行う。

3.3 物理探査手法

沖積河川における浅層土層・地質の地層構造を物理探査で把握する手法について記す。

探査手法を選定する上で水中での適用の可否により、(1) 河床物質を直接探査する方法、(2) 高水敷等の陸上部における地盤を探査により把握し、これより河床レベルに相当する物質を間接的に推定する方法の2つに分かれる。表3.3.1には主な物理探査手法とその適用性を示す。

表 3.3.1 主な探査手法と沖積河川における浅層の地層構造調査への適用性

分類	探査手法	探査深度 (地盤面からの深度)		水中での 適用性	概算費用 万円/km	備考
		2~3m	~20m			
電気	電気探査 (比抵抗映像法)	○	◎	△	150	水中に適用の場合は電極の工夫が必要
	オームマップ (牽引式探査)	◎	○	△	50	水中に適用の場合は防水処理のための経費が別途付加される
表面波	表面波探査	◎	◎	○	100	広範囲の探査には向かない 露岩部分には適用不可
反射	浅層反射法	△	○	△	200	数百 m 深部の地下構造を把握可能 広範囲の探査には向かない
音波	SEABAT	○	×	◎	50	センサーの直下を探査 河床表面のみ探査可能 探査船での測定
	サイドスキャン ソナー	◎	×	◎	50	広い範囲を探査可能 河床表面のみ探査可能 探査船での測定 (水深 0.5 ~20m)
空中	空中地下探査	×	×	×	500	数百 m 深部の地下構造を把握可能 広範囲の探査に適すが浅層土層の把握には適さない

※概算費用には探査船などの費用を含まない。◎適用性良、○適用できる、△適用可能性がある、×適用不可

表3.3.1に示すように、浅層土質を連続的にかつ迅速に直接探査する手法としては、現状ではサイドスキャンソナー(またはSEABAT)に限られる。堤防の土質判定等で用いられている表面波探査や電気探査は探査深度が得られるものの、測定原理と測定機器の関係から、広範囲の探査に対してはやや効率が低い。

電気探査(オームマップパー)は連続的・迅速に探査可能であるが、現在の機器は陸上仕様となっており、水上・水中で使用する場合には、防水処理を含む改良が必要となり、現段階ですぐに適用できるものではない。

以上のことから、物理探査手法は広範囲の探査に対し効率の高いサイドスキャンソナーをベースに調査箇所全体の河床表面の土質判定を行い、探査船による連続測定が困難な区間(瀬切れ区間、河川横断工作物付近など)は、河岸部近傍でオームマップパーを用いることが実用であると考えられる。なお、サイドスキャンソナーでは河床表面の物質しか判読できないため、層厚や下部構造を把握する必要がある場合は、別途オームマップパーを実施するか、後述の3.4節に示すボーリング試料を活用することが望ましい。

表3.3.1に示す各手法の概要を以下に示す。

① 電気探査

電気探査は地盤に電流を流し、地盤内に生じる電位を測定することで地盤の比抵抗を探査する手法であり、比抵抗分布から地質構造や地盤状況を推定する。

図3.3.1に示すように、4本の電極をつないで地盤中に電流を流し、比抵抗を測定する。測定された比抵抗の分布から浅層土質の評価を行う。探査深度は電極間隔に比例するため、電極間隔を広くすることで探査深度を深くできる。比抵抗は一般的に間隙率が高い材料、粘土分が多い材料で低くなる傾向を示す。表3.3.2には土質・岩石と比抵抗の関係を示した。

一般的には電極棒を地中に打設するが、水中では電極棒を設置することが困難であるため、図3.3.2に示すような、電極と電線が一体となっている多連電極を使う。この多連電極を水上に浮かせて測定を行う。ただし、多連電極による水上測定方式は、電極棒設置方式に比べ測定精度は低下する。

陸上部では電極棒の設置を伴うため測定速度が遅く、広範囲の測定には不向きである。多連電極による水上測定方式は3ノット(約1.5m/sec)程度であるが、大きな電流を必要とすることか

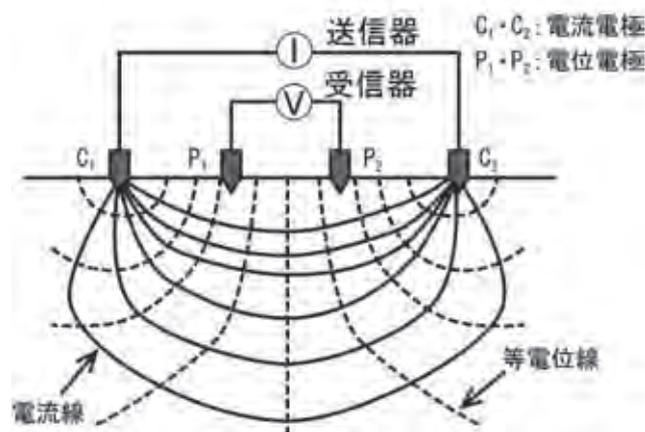


図3.3.1 電気探査概念図(陸上部:4極法)

ら設備が大きくなる。急流では電極の位置が一定に保てないので、流れに平行な上下流方向での測定となる。

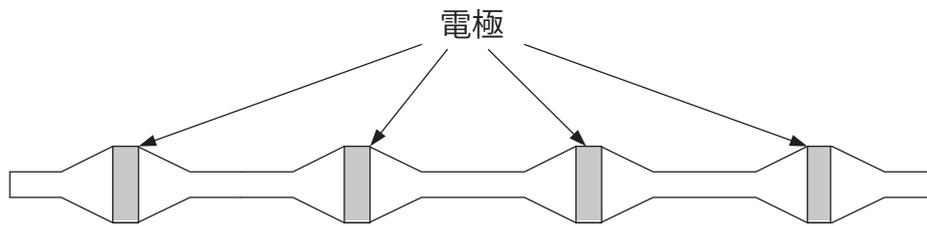


図3.3.2 多連電極概要図(水中での使用)

表 3.3.2 土質・岩石と比抵抗の関係 (物理探査適用の手引き, 2008)

状態	岩石・土の比抵抗の変化 低 ⇒ 高	備考
地下水・間隙水の比抵抗	低 ⇒ 高	塩分濃度、塩水楔
水飽和度	高 ⇒ 低	
間隙率 (飽和状態)	大 ⇒ 小	
粘土分	多 ⇒ 少	
風化・変質程度	強 ⇒ 弱	
湿度	高 ⇒ 低	地熱

② 電気探査 (オームマッパー)

オームマッパーは、移動しながら比抵抗の測定を行うことを目的に開発された電気探査の一種である。

図3.3.3に示すように、送信用ダイポールケーブルから受信用ダイポールケーブルへ地盤を通じて電流を流し地盤の比抵抗を求める。送信機・受信機をロープでつなぎ、データ収録器を測定者が身につけることで、移動しながら効率的に測定することができる。

水中で測定を行う際は、防水のため送信機・受信機を個別にカプセルに載せるなどが必要である。本測定装置では移動しながら測定ができるものの、機器仕様のため数十m以深の探査には向かない。急流ではケーブルもカプセルも位置がずれるため流れに平行な測線での探査となる。

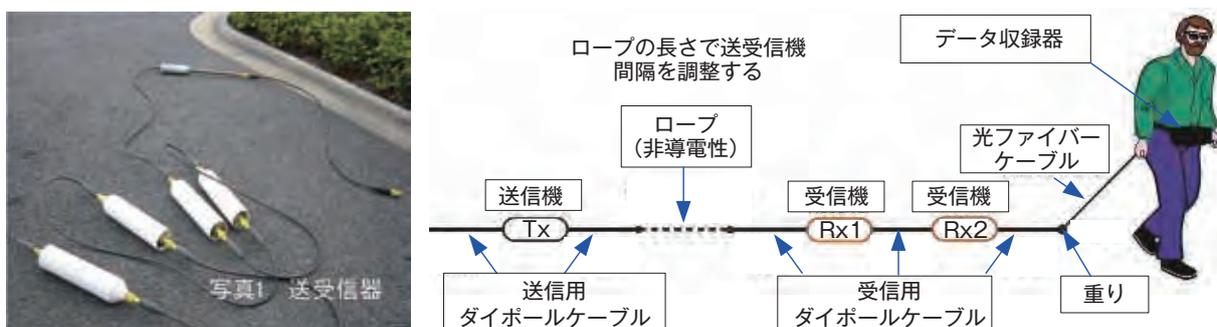


図3.3.3 オームマッパー測定概念図

③ 表面波探査

表面波探査は、地表など境界面を打撃することにより、地盤の表面を伝わる表面波（レイリー波）を発生させ、地盤のS波速度を探査する手法である。

図3.3.4に示すように表面波には、短い波長の波は浅部の速度構造を、長い波長の波は深部の速度構造を反映する性質がある。この性質を利用して、表面波を測定することで地盤のS波速度を求めることができる。水中では図3.3.5に示すような、受振器を等間隔でつなげたハイドロフォンケーブルを用いる。測定に際しハイドロフォンケーブルを水底に固定し表面波を測定する。

図3.3.6に示すように、S波速度はN値と正の相関があることが知られている。一般的に、礫はN値が高く、粘土・シルトは低い傾向がある。この関係を利用することで、浅層土質の評価が可能となる。ただし、露岩しているところでは、表面波がほとんど発生しないため本探査は適用できない。また、急流ではハイドロフォンケーブルの固定が困難であり、水流によるノイズが発生してデータのS/Nが悪くなるので探査には不向きである。

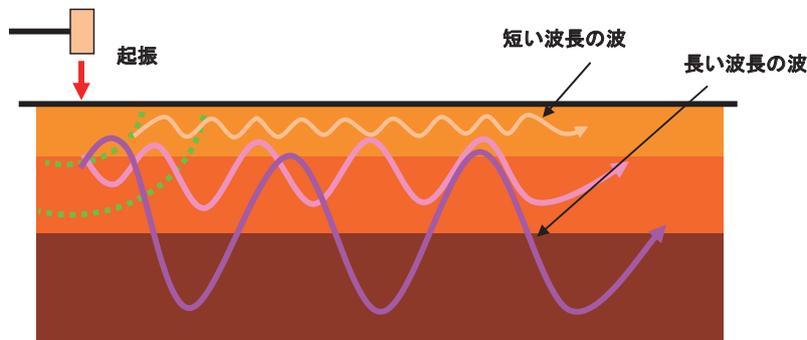


図3.3.4 表面波発生概念図

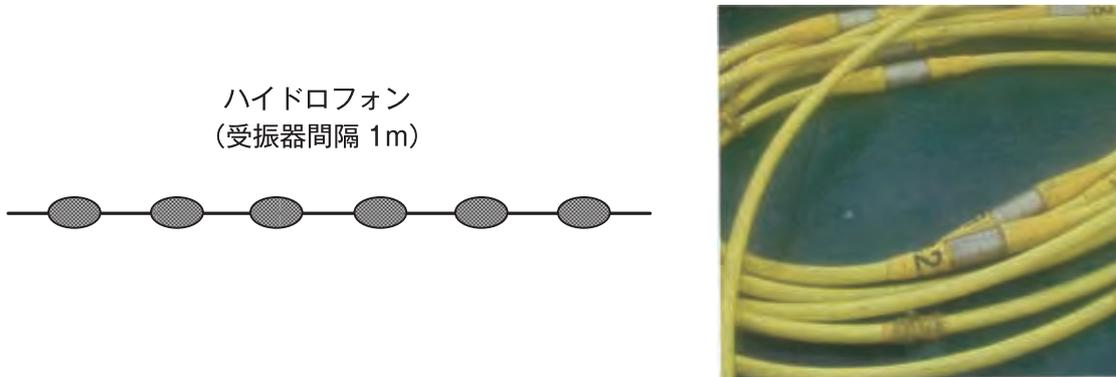


図3.3.5 ハイドロフォン

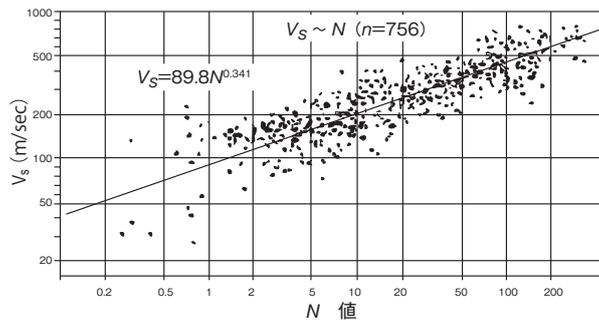


図3.3.6 S波速度(Vs)とN値との関係(今井他, 1975)

④ 浅層反射法

浅層反射法は、**図3.3.7**に示すようにエアガンなどのような起振源から弾性波（P波）を発生させ、地下の地層境界などで反射してきた波（反射波）を測定することで、地盤の構造を探索する手法である。反射波の波形記録から、地下の地層境界を把握することができる。

河床表面が礫質土の場合はP波が散乱などの影響でエネルギーを減衰してしまい、河床面から下へP波がほとんど入らないため探索が困難となる。また、探索速度が遅く、各地層の層厚が約10m以下では精度が低下するなどの課題もあり、本手法は河床土層の把握といった詳細なレベルでの適用には現時点では向かない。

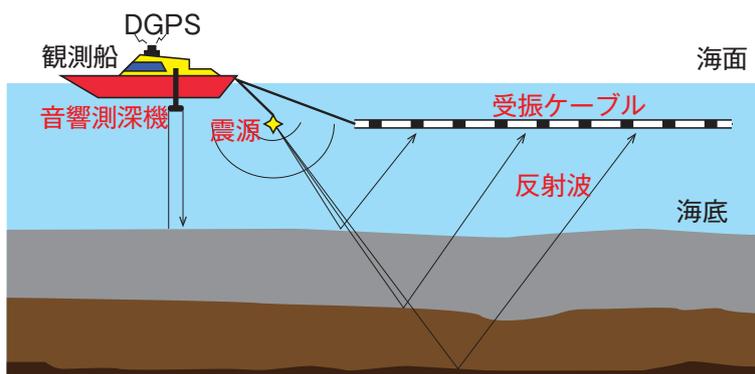


図3.3.7 浅層反射法概念図

⑤ SEABAT (シーバット)

SEABATは、ナローマルチビーム音響測深と呼ばれる手法を用いた測定器で、水中で超音波を発生させ、河床面からの反射波を測定することで地形を把握できる。

図3.3.8に示すように、探索船から下りたソナーヘッドと呼ぶ送受波器から音波を河床面へ発振し、河床面から反射された音波を受振する。発振から受振までの往復時間から水深を求めることができる。一度に測定できる角度が決まっているため、水深が深いほど広範囲を探索することができる。探索速度は3ノット（約1.5m/sec）である。水深が5m以上あるような箇所での探索が望ましい。

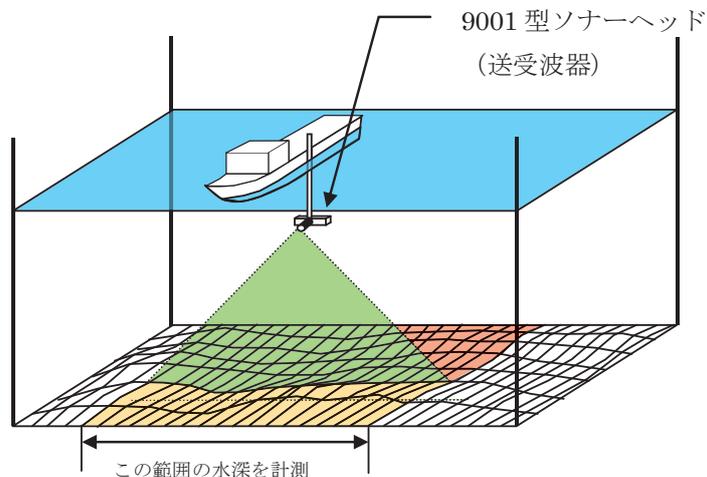


図3.3.8 SEABAT測定模式図

⑥ サイドスキャンソナー

サイドスキャンソナーは、水中で超音波を発生させ、水底からの反射波を測定することで河床面の底質土を探索する手法である。

図3.3.9に示すように、探査船で曳航体と呼ばれるセンサーを曳航し、曳航体から左右に超音波を発生させる。河床面からの反射波の強弱と底質とは、表3.3.3に示すような関係があるため、ここから底質土の評価が可能となる。また河床の三次元形状（水深）を測定できるので、通常の移動床で生じる河床形状と異なった地形（溝状地形、穴ぼこ地形、突起地形、縦筋地形など）を発見でき、粘性土・軟岩の露出箇所を推定することが可能である。

河川での調査では、小回りのきく小型船やゴムボートを探査船として使用する。探査速度は3ノット（約1.5m/sec）である。水深が0.5m以上であれば測定可能である。菊森他（2009）の報告によると、涸沼川では0.2m程度まで計測可能であった。一度に100m以上の幅を探索できるが、曳航体直下は分解能が落ちるので、面としての把握が必要な場合は複数測線の探索が必要となる。

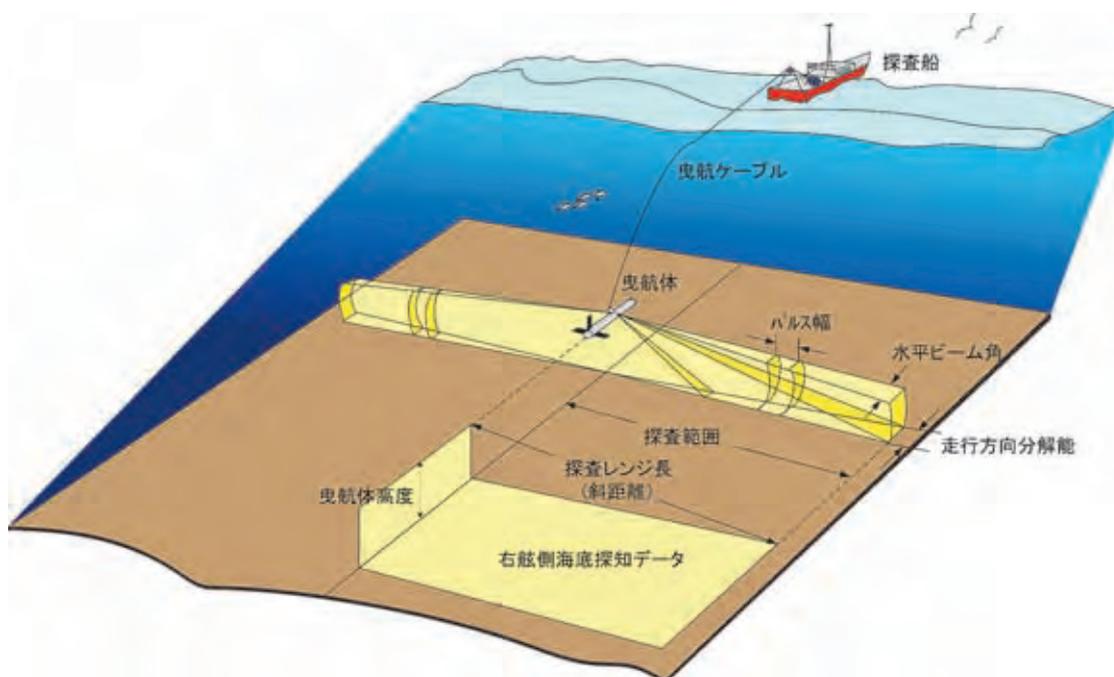


図3.3.9 サイドスキャンソナー測定概念図

表 3.3.3 反射波の強度と底質との関係

反射波強度	弱い				強い
底質	泥	砂	礫	石	岩

図3.3.10は、ある河川でサイドスキャンソナーを用いて測定した水深分布図および複数測線の探索を行って合成した反射強度図である。両図より河床形状が通常の移動床とは異なる場所が発見できる。なお反射強度は底質のみならず底面の傾斜角度で変化するので、反射強度のパターンは河床の凹凸（河床波、突起、凹みなど）を反映する。図化された情報から何を読み取るかについては技能を要す。3.2で述べた情報を含めて解釈すべきである。

(56.0 km付近)



図3.3.10 サイドスキャナーによる水深分布および反射強度イメージ図(株アーク・ジオ・サポート提供)

⑦ 空中地下探査

空中地下探査(空中物理探査)は、探査装置をヘリコプターに吊り下げて飛ばし、空中から広範囲の比抵抗・磁気強度・放射能強度を探査する手法である。

図3.3.11に示すように、人工的に磁場(一次磁場)を発生させ、地下で誘導電流を起こす。この誘導電流から発生した磁場(二次磁場)の強度を測定することで比抵抗を求めることができる。

周辺地質の構造を把握する目的に適しており、三次元で取得できる比抵抗分布は地下100mまでの地質性状や地下水情報を反映していることから、土砂生産源の土量推定や、ダム湖周辺の地滑り性状把握、河川沿い斜面の土砂災害危険地抽出などのような活用法が考えられる。しかし、空間分解能が10m程度と粗いために、浅層土層を対象とした探査には適さない。

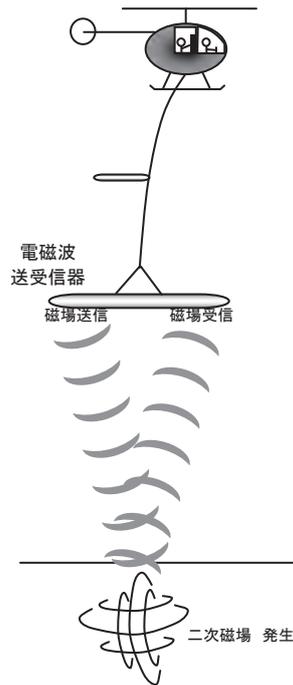


図3.3.11 空中物理探査模式図

3.4 ボーリング等による土質・地質探査法

近年、直轄河川では、堤防の安全性・安定度検討が行われており、堤防下のボーリング、河川管理施設や許可工作物設計のためのボーリング試料が整理され、これらの結果を用いて堤防下の土質の層序縦断構造および横断構造が評価された。

しかしながら、これらの調査は堤防を含む河川構造物の安全性・安定性を主眼においた調査となっており、本論の目的である粘性土・軟岩露出部の位置把握を主目的とした調査となっていない。よって、これらの結果を参考として、地質構造が縦断的に変化している、または堤防左右岸・河床で地質構造が横断的に変化していると予想される場合で、粘性土・軟岩の露出している可能性が高く、河道管理上・構造物管理上の課題が生じる恐れのある箇所等を対象に、ボーリングを実施する。

ボーリング調査では、単に土層の確認を行うだけでなく、土を採取し室内で試験をすること、現場で調査（原位置試験）することにより、地盤の性状を把握することができる。

以下に、ボーリング調査、土の採取、それに伴う土質試験で使用する用語等を概説する。

① ボーリング

機械器具を用いて、地盤にボーリング孔をあけることをいう（**図3.4.1**）。土質調査のためのボーリングは、普通66～116mmの孔径で掘削する。ボーリングで採取した試料の観察・土質試験あるいはボーリング孔を利用した原位置試験などによって、地盤の性状を調査し、その結果はボーリング柱状図として表現する。

一般に土質調査に使用するボーリング機械は、ロータリー（回転）式を用いる。その主要機器は、試錐機、ボーリングロッド、掘削器具（クラウン等）、コア採取用具（コアチューブ等）、孔壁保護用具（ケーシングパイプ等）、やぐら等である。

また、水深のあるところで行うボーリングを水上ボーリングと呼ぶ。陸上ボーリングに比べて足場が不可欠であり、水深分だけ余計な仕事をしなければならないので能率も悪く、危険も大きい。足場の形式としては、水底に定置する固定足場と、水上に浮いた浮体足場の二つがある。前者は、パイプ足場、鋼製足場など、後者は台船、専用船などがある。

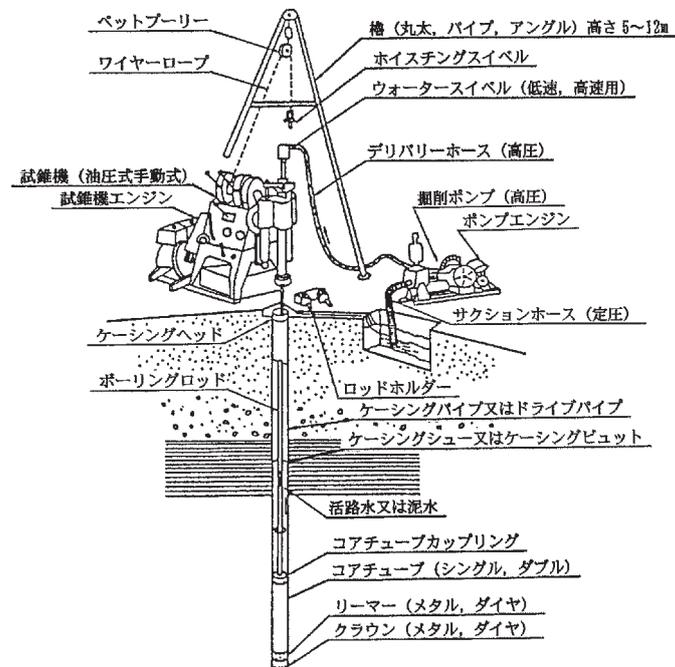


図3.4.1 ボーリング機械概要図

② 原位置試験

原位置試験は、土の物理的、力学的性質をサンプリングせずに地盤中で直接調べる試験の総称で、次のように分類できる。

- ・物理定数を求めるもの：地表および地下での物理探査、現場における土の乾燥密度試験等
- ・強度を求めるもの：標準貫入試験、静的（動的）円錐貫入試験、スウェーデン式サウンディング試験等
- ・強度と変形特性を調べるもの：現場せん断試験、ボーリング孔内横方向載荷試験等
- ・地下水と浸透流について調べるもの：現場透水試験、揚水試験等

③ サウンディング

サウンディングは、抵抗体をロッドなどで地中に挿入し、貫入、回転、引き抜きなどの抵抗から土層の性状を調査する方法である。深さ方向に抵抗値を記録することによって、原位置における土の相対的な強さ、密度の深度分布を直接測定できる。サウンディングの種類は多岐に渡るが、測定操作上から静的サウンディングと動的サウンディングに大別できる。

前者は、抵抗体を圧入する場合の抵抗を測定するのが一般的でポータブルコーン貫入試験、オランダ式二重管コーン貫入試験等がある。後者は、一定重量のハンマーを一定の高さから落下させて先端コーンなどを土中に一定量貫入させる打撃回数を測定して、地盤の貫入抵抗とするもので、標準貫入試験、動的円錐貫入試験等がある。

④ 標準貫入試験

標準貫入試験は、ボーリング時に手軽に実施できる試験の一つであり、原位置における土の硬軟、締まり具合の相対値を知るためのN値を求める貫入試験である(図3.4.2)。サウンディングの一方法であり、貫入試験と同時にその深さにおける土の攪乱試料を採取できる等の特徴がある。ただし、N値から得られた土性は統計的に処理された推測値であって、土質試験や載荷試験の結果が優先されるため、概略調査で行われる試験である。

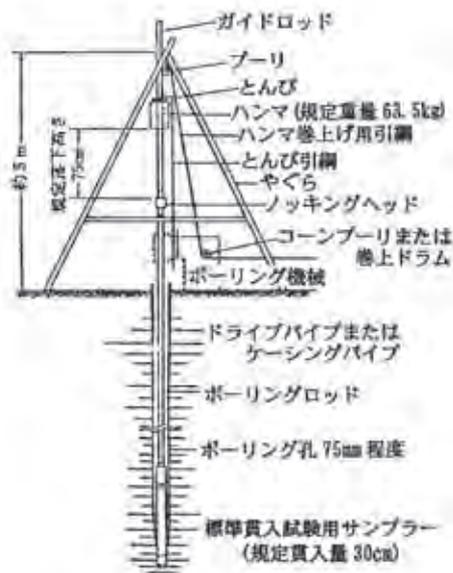


図3.4.2 標準貫入試験装置

⑤ サンプリング

サンプリングは、観察あるいは土質試験のために地盤を代表する土質試料を採取することをいう。土の分類が目的であれば試料土は乱れていても差支えないが、力学的特性を調べるためには極力乱れの少ない試料を採取する必要がある。ただし、乱れの少ない試料を採取する場合に、土質によりサンプリング方法が異なることに注意する必要がある。

⑥ 土質試験

土質試験は、土の状態、物理特性、力学特性(せん断強度特性、圧密特性、変形特性)などを求めるために行うものである。土質試験は、目的に応じて取捨選択がなされるべきものであり、土質調査の一環として十分な検討を加えて計画・実施する必要がある。

(1) 土質・地質調査の流れ

土質・地質調査は、一般に資料収集、現地踏査等の予備調査、土質分布や硬さ等の土質情報を得るボーリングやサウンディング等による概略調査、今後の河川計画に影響を与える基礎地盤が発見された場合に実施する詳細調査に分けられる(表3.4.1)。

河川全体の層序と地質構造を把握する目的とする場合は、予備調査及び概略調査を実施する。

表 3.4.1 調査計画

調査の段階	調査の内容
予備調査	ボーリング調査の事前に行われるもので、資料調査、現地踏査が主体である。 資料収集では、既往土質調査資料、地質図、土地利用図、空中写真等を整理する。現地踏査は、計画区域の地形を観察し、地図または平面図上にその特徴を記録する。着目すべき地形等は扇状地、砂丘、湿地、段丘、自然堤防等である。地表で見られる岩と土の種類（色、礫の形状（丸、角）、寸法などを含む）、露頭箇所での地層の種類と層序、層厚、地下水の状況などにも留意する。 上記調査結果を基に、粘性土、軟岩が露出している、または露出するであろうと考えられる範囲を絞り込み、概略調査地点を決定する。
概略調査	決定した調査地点を対象に、ボーリング、サウンディング試験等により概略的な土質調査を行うもので、予備調査で得られなかった現地からの基礎地盤の土質情報を得る。標準貫入試験で得られた乱された試料が採取される。これを用いて土質試験（主に、物理試験）を行う。
詳細調査 ※必要に応じて実施	予備調査、概略調査の段階で、今後の河川計画に影響を与えると判断された箇所や項目について重点的に行う調査である。ボーリング調査を行い、シンウォールサンプラー等を用いて乱さない試料をオールコアで採取する。これを用いて土質試験（物理・力学試験）を行い、土質定数を室内試験により求める。

(2) セグメント毎のボーリング調査実施方針

各河川では、河川形成の変遷、堤防の築堤履歴、河道掘削、ダム建設等の人為的インパクト等が異なるため、各河川で綿密に調査計画を立て、調査を実施する必要がある。

下記に、セグメント毎に区分したボーリング調査実施方針を示す。

①セグメントM

セグメントMの河道は、河川が流下している近傍の地形・地質により、土層・岩層構造が異なる。よって、河川周辺の岩露頭状況を確認することにより、河岸の状況を簡易的に判断できる。よって、基本的にはボーリング調査等は行わず、土層構成の把握に努める。

ただし、急激に河床低下が進行し、河床勾配の変化を確認した場合には、詳細に調査を行い、必要に応じてボーリング調査を実施する。

②セグメント1（ただし、河床勾配1/80以下）

扇状地河川では、周辺の地質構造が複雑ではない。上流から運搬される礫層が扇面に堆積するので、沖積礫層は河川横断方向に層厚はあまり変わらない。よって、近傍で河川構造物の建設等で調査したボーリング結果を用いる。

ただし、更新世に段丘化した扇面が存在する河川では、更新世に堆積した礫層や火砕流堆積物、第三紀の堆積物が浅層に存在する場合があるため、ボーリング調査を実施する。

③セグメント2-1

セグメント2-1の自然堤防帯の河川では、その形成過程から河岸の中・下層には砂利層、上部は氾濫堆積物である細砂・シルト層となる。河床に基岩が露出することがある。また、セグメント1とセグメント2-2の間をつなぐ小セグメントが2-1の特性をもつ場合もある。堤防等の安定性・安全性照査を実施している場合には、それらの結果を参考にしながら、河床部でボーリング調査を実施する。特に、堤防調査で基盤付近に粘性土、軟岩等が確認されている箇所は十分注意して調査を行う。

④セグメント2-2および3

セグメント2-2, 3は, 通常, 氾濫原となっており, 氾濫, 蛇行を繰り返した区間となっているため, また海水面変化により堆積環境が変化した空間であるため, 土層構成が複雑となっている場合が多い。既往堤防調査結果, 治水地形分類図等の既存資料を十分精査し, 調査計画を立案し, ボーリング調査を実施する。

⑤その他

上記セグメント区間の中でも, 江戸時代から続く河道改修により, 流路位置が人為的に変更され, 土層・地層がその影響を受けている場合がある。そのような箇所では, 河道変遷を十分に精査し, ボーリング地点を計画し, 調査を実施する必要がある。

(3) ボーリング調査結果のとりまとめ

ボーリング調査では, 掘削中の状況, 標準貫入試験などの原位置試験結果, サンプルの観察結果, 土質試験結果などをとりまとめてボーリング柱状図を作成する。土質調査のボーリングで標準貫入試験が行われると, レイモンドサンプラーに長さ約50cmのサンプルが採取される。深度1mごとの標準貫入試験が行われることが多いが, 薄い挟み層などを確実に把握する必要がある場合は, 50cmごとに標準貫入試験を行ってほぼ連続してサンプルを採取することができる。このサンプルを観察して土質の種類, 工学的な性質, および地層の堆積した環境を推定する手掛かりを記録することが柱状図の基本となる。

これらの情報と既存資料を基に, 河川の縦断, 横断面を切った土質断面図を作成する。

3.5 三次元地質構造の推定

本節では, 物理探査手法, ボーリング等で確認した地盤情報を活用し, 三次元地質構造を推定する方法を概説する。

対象とする地質は, 3.1で概説したように様々であるが, 主に完新統, 更新統と新第三系の堆積岩である場合が多い。また, 三次元地質構造を推定する空間の広がり, 評価の目的により異なる。河川全川の河床の安定を検討する場合には水系全体(数10 km ~ 数100 km)を表現する必要があり, 構造物への影響を検討する場合には対象となるサイト全体(数100 m ~ 数km)を表現することが求められる。一方, 鉛直方向は, 河床高と地質の関係を評価できるスケールで推定することが求められる。

三次元地質構造の推定は, 一般には以下の手順で行われる。

- ・文献調査(地形と地質構造の形成史に関する知見の整理)
- ・調査情報の編集
- ・地質構造の推定

(1) 地形と地質の構造形成史に関する知見の整理

現在の地形・地質構造は, 堆積初期の初生的な地質構造が褶曲や断層等の造構運動を受け, 侵食や新たな堆積が生じた結果である。地質学的な時間スケールで, 造構運動や侵食・堆積のプロセスを理解するためには, 地質構造形成史に関する知見が必要になる。地質構造形成史に関する

る知見は、これまでの地形・地質に関する研究成果に関する文献を活用することになる。

1960年代に導入されたプレートテクトニクス理論は、地形発達史、地質構造の解釈を一新し、地球史として時間経過の中で地形・地質がどのように変化・形成されてきたかを描きだすようになった。特に本論で対象とする新第三紀以降の日本列島の形成発達史に関する知見は、地質構造・空間分布・岩質の推定にとって必須である。

本論で検討するような課題を扱う河川技術者は、当然の素養としてこれらを学ぶ必要があるといえる。

利用可能な情報源の一例を以下に示す。

【地形】

- ・日本の地形，全7巻，東大出版会，2000～2003.
- ・地形図（各種）

【地質】

- ・日本地方地質誌，3（関東），4（中部），5（近畿），6（中国），日本地質学会編集，朝倉書店，2006～2009年刊.
- ・中部地方土木地質図解説書，中部地方土木地質図編纂委員会，1992年刊.
- ・近畿地方土木地質図解説書，近畿地方土木地質図編纂委員会，1981年刊.
- ・北陸地方土木地質図解説書，北陸地方土木地質図編纂委員会，1990年刊.
- ・関東地方土木地質図解説書，関東地方土木地質図編纂委員会，1996年刊.
- ・建設技術者のための東北地方の地質，社団法人 東北建設協会，2006年刊.
- ・日本の地質1～9，日本の地質「各地方」編集委員会編，共立出版，1986～1990刊.
- ・地質図・解説書（産総研，都道府県等）
- ・土木地質図・地盤図（各種）
- ・都道府県土地分類基本調査

【堆積環境・地質構造】

- ・論文検索：GEOLIS+（産総研図書蔵書論文検索）他
- ・学術誌：地質学雑誌（日本地質学会），地理学評論（日本地理学会），地質調査研究報告（産総研），第四紀研究（日本第四紀学会）他

文献調査により、対象範囲とその周辺の地形、地質とその形成過程に関する情報が収集できれば、地質の基本構造を整理することができる。なお、地質構造の解明は、ボーリング等の確認情報の集積と地質解析技術の進歩に伴い急速に進んでいることから、古い時代の成果を利用する際には、解釈を統一する必要がある。

(2) 調査情報の編集および地質構造の推定

河床の地質構造を明らかにするためには、既往の調査情報（堤防沿いの地質縦断図など）や3.3の探査手法、3.4のボーリング等で確認した情報を整理し、目的とする評価が可能な縮尺で表示し、地質構造を記載した断面図等で表示する必要がある。

これらの部分的な情報を統合して三次元的地質構造を解釈する場合には、地質学の自然地盤の地質構造に関する基本的な法則・原理を用いる。

地質学上の基本的な法則・原理とは、① 地層累重の法則、② 堆積水平性の法則、③ 斉一過程原理、④ 初期連続の法則、④ 地層切断の法則である。

① 地層累重の法則

堆積してから褶曲したり逆転したりして乱されたことのない堆積層では、どんな場合でも一番新しい地層が一番上にあり、一番古い地層は基底部にある。

② 堆積水平性の法則

水成の堆積物はほとんど水平に堆積し、しかもそれが堆積する下の面に平行かあるいは平行に近い層となって堆積する。

③ 斉一過程原理

現在は過去の鍵であり、現在起こっている自然現象によって、大昔につくられた地層の生成を説明することができる。

④ 初期連続性の法則

水中で堆積した地層は、それが堆積した時には横のあらゆる方向に連続していて、その縁の方ではついに堆積作用が行われないうちに薄くなって消え去っているか、堆積盆地の周縁で古い地層や岩石に接している。

⑤ 地層切断の法則

ある地層がその地層が堆積した盆地の縁以外の地点で急に終わっているとすると、その地層は、はじめに連続していた部分が侵食によって取り除かれたか、そうでなければ地殻の中に生じた割れ目（断層）によって生じた。

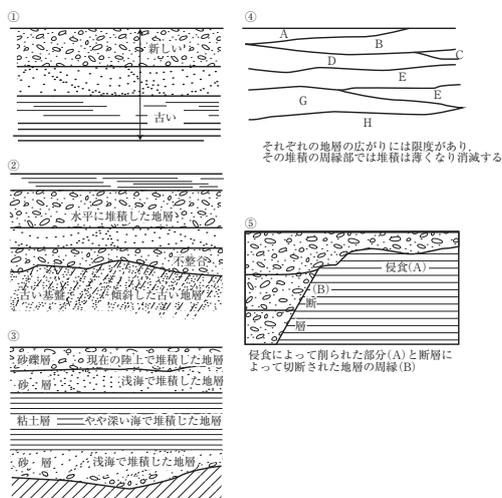


図3.5.1 地質学の基本原理
(事例で学ぶ地質の話—地盤工学技術者のための地質入門— 社団法人 地盤工学会, 2007年)

後期更新世に形成された地形・地質は、**図3.5.2**に示すような海面変動の影響を受けて形成されている。このため、更新世以降に形成された地質の構造は、地域ごとに、ある程度地形との対応付けができる。一例として**図3.5.3**には模式的な地質断面を示した。

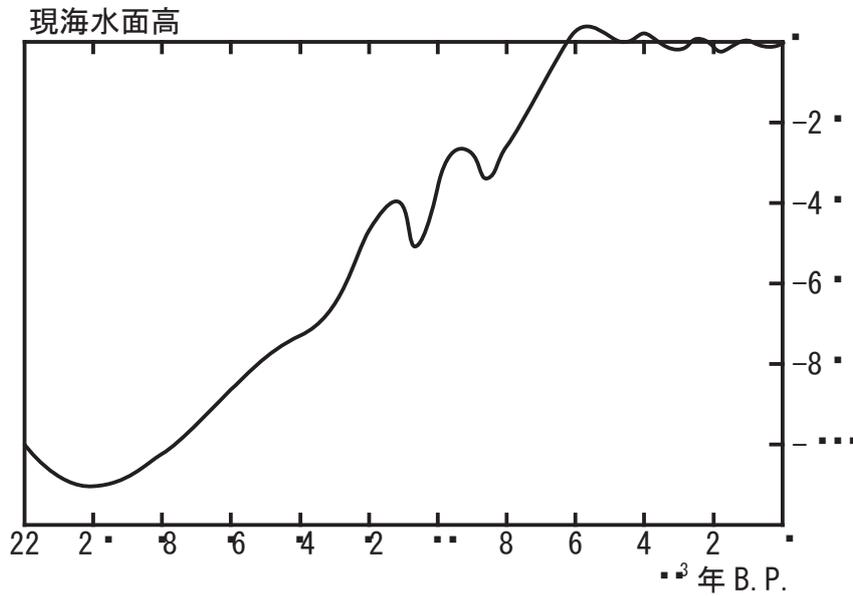


図3.5.2 概略海面高の変化



図3.5.3 武蔵野台地の模式的な地質断面図, 三谷(2002)を参考に作成(日本地質学会編, 2008)

地盤構造は、3.2.3の探査手法、3.2.4のボーリング等で確認した情報と既存の情報を統合し、文献調査で得られた基本構造や堆積環境に関する情報を踏まえて、地質学の基本原理・原則に沿って、地層の境界面（不整合境界、整合境界、層相境界）を推定することになる。

以下に、セグメントごとの層序構造の特徴を踏まえ、各セグメントの層序構造推定に当たっての留意点について記す。

①セグメントM

セグメントMにおいては、まず河道縦断形図、川幅縦断変化図を描き、それに有力支川の流入点、横断構造物位置の情報を付加する。それにより河道を小セグメント区分（勾配、川幅がほぼ一定の区間を小セグメントとする）を行う。一般に勾配は有力支川の合流点で変化する。合流点以外の地点において勾配・川幅の変化地点は、その地点において河床および河岸の岩質が変化する地点と一致する可能性が高い。

現地踏査により、谷壁および河床・河岸の岩質の違いを判断できるので、当該地域の地質・地形に関する文献調査、地質図を利用して河岸および河床下の岩質を推定する。なお地質図は地表の表層地質の情報となっているので、山地・段丘を下刻した河川沿いの地質は、地質図と異なることが多いので注意する。

河床礫層の厚さは、橋脚建設時のためのボーリング資料、現地調査より推定する。河床に大礫が存在する場合はアーマ層、巨石が存在する場合は谷壁から落下した物質である可能性が高く、礫層が薄いのが常である。

そもそもセグメントMの区間は下刻傾向にある河道である。ただし、近い過去に山地の崩壊があり多量の土砂が流出し堆積し、沖積層が厚いこともある。砂防ダムや貯水ダム上流は、水位の堰上げにより土砂が堆積し、勾配が緩い小セグメントを形成する。

②セグメント1

セグメント1の河道は側方侵食により礫を谷幅一杯にばら撒くので、沖積礫層下面は横断方向に厚さが同程度、ほぼ水平である。沖積礫層の厚さは薄く3～5m程度である場合がある。扇頂部は山地との境であり、河床低下傾向のある河川では、山地部の地質と連続する岩質が露出する可能性がある。軟岩が沖積礫層の下に存在する河川（扇状地背後の山地および沖積谷が新第三系）では、礫層の薄い扇状地である可能性が高い。段丘化された旧扇状地が下刻された地形を流れる河川では、薄い沖積礫層の下層に更新統の礫層が存在する可能性が高い。

現地踏査により、沖積谷壁および河床・河岸の岩質の違いを判断できるので、当該地域の地質・地形に関する文献調査、地質図を利用して河岸および河床下の岩質を推定する。

河床礫層の厚さ、地質は、橋脚建設時のためのボーリング資料、現地調査より推定する。

③セグメント2-1

セグメント1を持たず山地から直接セグメント2-1に入る沖積谷幅の広くない河川は、蛇行しつつ側刻を行い、谷幅を拡げてきたので、上部が氾濫堆積物、下部が沖積礫層、その下は更新統、あるいは基岩が露出する。沖積礫層は厚くないことが多い。

セグメント1からセグメント2-1につながる場合は、セグメント2-1の区間長が短く、また河道が沖積谷全てを動くには時間がなく、旧流路部のみに礫層があり、その周辺は氾濫原堆積物

(粘性土)である場合がある。

現地踏査により、沖積谷壁および河床・河岸の岩質の違いを判断できるので、当該地域の地質・地形に関する文献調査、地質図を利用して河岸および河床下の岩質を推定する。

河床礫層の厚さ、層序構造は、橋脚建設時のためのボーリング資料、現地調査より推定する。

④セグメント2-2

日本のセグメント2-2の河道は、完新世の海水面変動の影響を受け土層・地層構造が複雑である。セグメント2-2の河道は側刻速度が遅く、流路変動は大洪水時の新水路形成によるものが大半である。したがって砂層が旧流路部に連続するが、横断方向、垂直方向にパッチ状に不連続となる。縄文海進時および海退期におけるデルタ底置層・デルタフロント堆積物層の下面は、横断方向にほぼ水平となる。

なお沖積地に過去の海水面変化によって形成された埋没段丘が埋没している沖積谷は多く、特に沖積谷に寄ったところを流れている区間は、埋没段丘が河床に露出している可能性が高いので注意を要する。

近世および近代において人為的に流路を付け替えた区間(捷水路、放水路)は、粘性土が露出する可能性が高い。

当該地域の地質・地形に関する文献調査、地質図を利用して河岸および河床下の地質を推定する。土層・地層の層序は、橋脚建設時のためのボーリング資料、現地調査より推定する。ボーリング資料において同じ砂層、粘性土と分類されていても、堆積時期の異なる、また堆積環境の異なる堆積物の層序を明確にするため、層序を区切る線を引き、鍵層(地層の堆積年代を特定できる特徴的な地層や堆積物)を記入しておく。ボーリング柱状図だけでは層序が分かりにくい、単層(一枚の地層)の土質種のパターンおよび地形発達史より堆積時期・堆積環境の差異を把握する。

⑤セグメント3

セグメント3は完新世の海水面変動を反映した地質構造を持つ。完新世の地形発達史を文献、ボーリング資料等により層序と地質構造を推定する。埋没段丘および埋没波蝕棚、砂丘、浜堤堆積物に注意する。

ボーリング資料において同じ砂層、粘性土と分類されていても、堆積時期の異なる、また堆積環境の異なる堆積物の層序を明確にするため、地質を区切る線を引き、鍵層を記入しておく。ボーリング柱状図だけでは層序が分かりにくい、単層(一枚の地層)毎の土質種の変化および地形発達史より堆積時期・堆積環境の差異を推定する。

(3) 三次元的な地質構造の表示法

左右の堤防沿いあるいは河岸沿いの土質・地質層序縦断図、横断方向の層序構造の推定が可能な所は層序横断図を作成する((社)地盤工学会, 1985)。

必要に応じて、パネルダイアグラム/ブロックダイアグラム/構造等高線図/層厚線図等を作成する。

メモ 土層・地層の編年と年代決定

河川技術分野において、土層・地層ごとの物理的・化学的特性については、河川構造物の設計、土工・施工計画に当たって必要な情報であり調査がなされてきたが、土層・地層の編年と年代決定については、ほとんど為されていない。もっぱら地質学・自然地理学などの分野でなされた成果に頼っている。河川工学分野においても、土層・地層の編年と年代決定を自ら調査、解釈する時期に来ているのではないか。この土層・地層の編年と年代決定が的確であるほど、土層・地層の物理的・化学的特性の推定、三次元地質構造の把握が適切になる。

土層・地層の編年と年代決定の手法・方法については、つぎのテキストが参考になる。

町田洋他(2003) 第四紀学 2. 第四紀地史の枠組み, 朝倉書店, pp.15 - 39.

第4章 粘性土・軟岩の侵食形態と侵食速度

4.1 粘性土・軟岩の侵食形態

風化とは、「岩石が地表で、その位置を変えることなく、地表からの影響により変化・変質することである」(Correns, 1939)と定義されている。風化作用には物理的風化作用、化学的風化作用、生物風化作用の3つに分類される。

松倉(2008)は、

- ・物理的風化作用については ①除荷作用 ②熱風化・日射風化 ③乾湿風化 ④凍結風化・凍結砕破 ⑤塩類風化
- ・化学的風化作用については ①加水分解 ②溶解 ③水和 ④酸化
- ・生物風化作用については 地被類, バクテリアなどの生物による風化

を示している。

本論で対象にしているのは、技術的対象となる数百年の間で生じる粘性土・軟岩河床の下刻および側刻現象である。物理的風化として考えなければならない作用は、③乾湿風化 ④凍結風化・凍結砕破 それに加えて、流水および流下土砂による物理的作用が重要である。河床および河岸の侵食作用として化学的風化作用および生物風化作用は、物理的風化作用に比べて風化速度が小さく、本論の検討対象としないこととする。

主要な風化作用を概説する。

(1) 乾湿風化

湿潤と乾燥に伴う膨張と収縮の繰り返しにより、粘性土・軟岩が細片化、粒状化する現象でスレーキングとも言われる。

沖積粘性土は乾燥すると収縮しクラックが入り細片化する。

新第三系の大部分の泥岩や凝灰岩は乾湿を繰り返すと急激に細片、粒状化する。平水時、水面から出たこれらの軟岩はスレーキングを起こし、水中より風化速度が速く、河床が平坦化する原因となっている。スレーキングは粘土鉱物(モンモリロナイト)が膨潤して膨潤圧が生じ、岩石の結合強度を超え破壊されるものである。したがってモンモリロナイトが多いほど、岩石の強度が弱いほどスレーキング現象が顕著である。

軟岩河道において乾湿風化が生じやすいのは、平水時の水面より軟岩が露出し、かつ平水位から余り高くない数mの範囲である。水面下にある軟岩の侵食速度より水面上に露出した軟岩の風化速度が速ければ、河床は平坦面化する(写真4.1.1)。軟岩がシルト混じりの細砂からなる砂岩と泥岩の互層で層序方向が水平でなければ、岩質の差異により風化速度が異なるので、洗濯板状の凹凸を持った河床となる。

新第三系の海底堆積物である泥・砂層互層の軟岩段丘崖(鑄川和合橋下流右岸)では、写真4.1.2に示すように水面に近い軟岩が乾湿の繰り返しにより(河水による湿潤となるのではなく地下水の染み出しによる)、凹み状の地形が形成されている。泥岩部分が乾燥収縮による風化速度が大きく凹んでいる。水面下にある河床では逆に泥岩のほうが風化に対して強く泥岩部分が突出している。房総半等の上総層群梅ヶ瀬層(下部更新統)では、写真4.1.3のように砂岩層の方が風化され易く凹みとなっている。



写真4.1.1 養老川左支川梅ヶ瀬渓谷, 上総層群梅ヶ瀬層の滑床河床(2002年11月)



写真4.1.2 鎚川和合橋下流右岸の砂・泥岩(富岡層群, 1500～1600万年前の海成堆積物)の互層, 泥層の差別侵食によるノッチの形成(2010年4月)



写真4.1.3 養老川左支川梅ヶ瀬渓谷左岸の侵食崖の泥岩・砂岩の互層(上総層群梅ヶ瀬層下部の海成堆積物, 2009年10月)

(2) 凍結風化・凍結砕破

軟岩中の空隙や割れ目の中の水が凍ることにより体積が膨張して、岩石が割れる現象である。粘性土や泥岩における凍結風化速度がどの程度であるか不明である。新第三系、更新統の泥岩・砂岩互層などでは層間が凍結し破碎する可能性がある。

(3) 流水および流下土砂による物理的作用

流水および流下土砂による侵食は、流下土砂の混入により侵食速度が増加する。侵食速度は、概略、岩質の強度、河床に働く掃流力、流下土砂の粒径と流下量、河床を覆う礫の被覆率の関数となろう。流下土砂により軟岩は、磨耗・破碎するが、その強度、層序構造、走向、傾斜の特性の差異により、ポットホール、縦筋溝状侵食地形、洗濯板状地形などの微地形が生じる。

以下、事例を用いて地質年代別、岩種別に侵食形態の特徴を示そう。

①ポットホール

岩盤上の凹みに礫が入り、凹みに生じる渦流により礫が回転し岩盤を磨耗侵食し穴を形成する。



写真4.1.4 荒川上部更新統(58.5km高尾橋下流500m)粗砂と8mm程度の礫を主体とする固結度のある堆積物上のポットホール(1981年)

②縦筋溝

粘性土・軟岩上に流下方向に縦筋状に侵食した地形である。

赤松他(2006)は、多摩川(40～47.2km, セグメント1)の下部更新統の堆積岩の縦筋の形態を観測し、縦筋の形成過程を推測し、**図4.1.2**、**図4.1.3**に総括した。なお、**図4.1.2**において、溝の形成が先で、ポットホールが後と推定されているが、逆の可能性もある(⇒4.3メモ)。

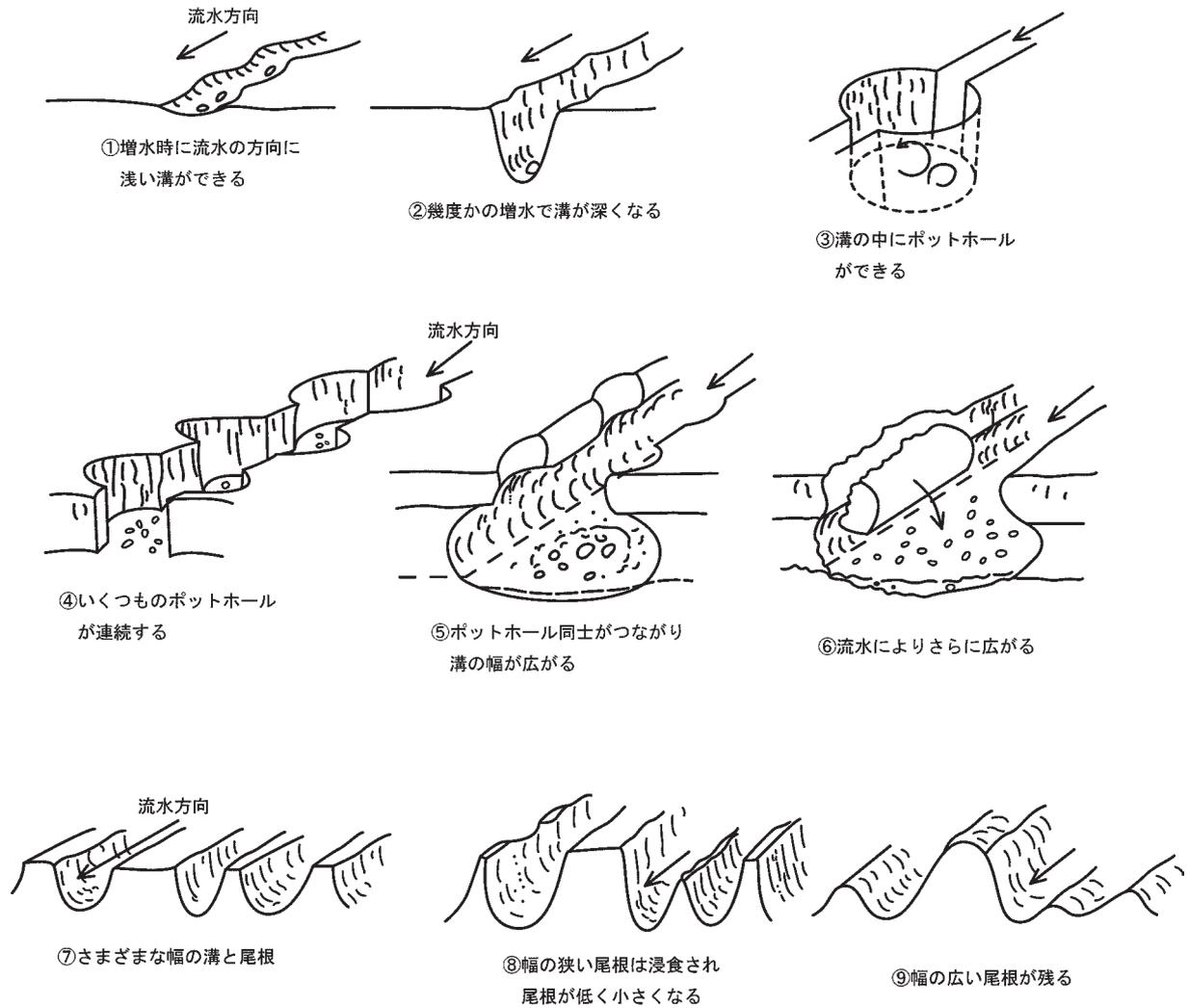


図4.1.2 馬の背型侵食地形のできかた(赤松他, 2006)

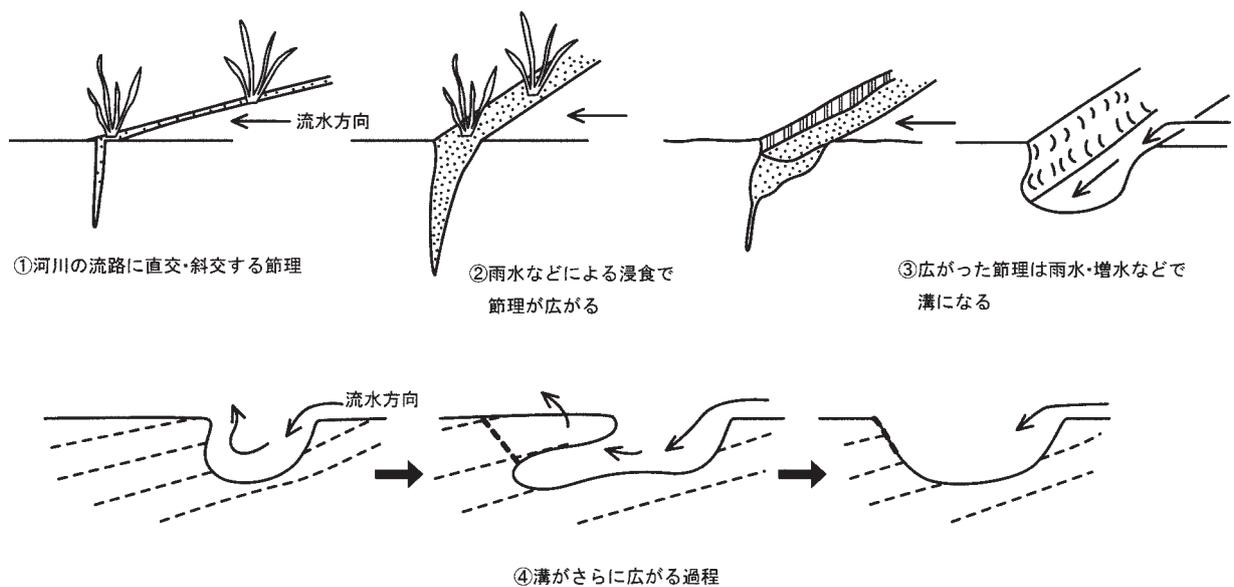


図4.1.3 流路に斜交・直交した溝状地形のできかた(赤松他, 2006)

写真4.1.5は、養老川日の崎大橋地点の泥岩（上総層群）に形成された縦筋溝で、溝筋の蛇行や溝筋の合体・分離などが見られる。



写真4.1.5 養老川・日の出橋地点上総層群泥岩の縦筋溝(2009年10月)

写真4.1.6は、鬼怒川観音橋下流（107km地点，セグメント1）の新第三系（中期中新世，飯山層）の凝灰質砂岩露出地点の様子で、ポットホールと縦筋溝が形成されている。



写真4.1.6 鬼怒川107km地点新第三系溶結凝灰岩の縦筋溝(2007年5月)

池田（1978）は、鬼怒川石下大橋上流（22.5km地点付近，沖積粘性土，セグメント2-2）と荒川62km地点に架かる御成橋下流（沖積粘性土と推定される，セグメント2-1，62km，捷水路区間）の粘性土の縦筋の幅（W）と深さ（D）の関係を調べ、 $D \approx W/2.5$ の関係にあるとした。また澆筋の間隔は、水流中の縦筋（水深の2倍）と密接な関係にあるだろうと推定している。荒川では、粘性土上に砂が薄く堆積している区間には砂床に10～20cmの縦筋状の高まりがあり、縦筋の凹部が粘性土の縦筋溝と繋がっていることより、縦筋溝形成に深く関係した水深は、薄い流れで生じる流水の構造渦のスケール（水深hの2倍間隔にボイルの湧き出しがあり、その流速が平均流速より遅い。すなわち、渦の湧き出し位置に河床の高まりが生じる）に規定されると

推定した。縦筋溝を形成したとされる水深 h は、観測された W の値より鬼怒川では0.6m、荒川では1.3m程度となり、比較的小出水時の流水により縦筋の関係が決定され则认为られるとした。池田(1978)の言うように流水の渦構造の規則性によるという推定は妥当に見えるが、なぜ起こり得る種々の水深のうち洪水でない小水深であるのか説明ができない。

縦筋溝の発生、発達、安定あるいは不安定に到る過程についての解釈は、未決といえる。

③スレーキング

写真4.1.7は、鬼怒川84km地点(セグメント1) JR東北本線上流左岸の新第三系泥岩が水面から少し浮き出た所の表層のクラックの様子であり、水面下にあるものはクラックが生じていない。新第三系泥岩が大気に触れ乾燥しスレーキングが生じ細片化しつつある。



写真4.1.7 鬼怒川84kmJR東北本線上流左岸 新第三系泥岩河床の様子(2005年5月)

写真4.1.8は多摩川42.4km地点(セグメント1)の下部更新統の泥岩の表層が細片状にスレーキングした状態で雨に当たり、泥濁化している状態を示したものである。泥岩は洪水時ブロック状に破壊され、流水により運ばれ礫床状に残ると、スレーキングにより細片化されバラバラに崩れていく。



写真4.1.8 多摩川42.4km:降雨後の下部更新統の泥岩の泥濘化(左側の凹部は足跡)(2009年6月)

④乾燥収縮

沖積後背湿地成粘性土は、河岸が露出すると乾燥収縮により縦クラックが入り洪水によりブロック状に破壊される(⇒写真2.7.4.1)。

⑤磨耗

軟岩上を砂礫が移動して衝突、擦れによって軟岩が磨耗侵食される。礫径が大径ほど衝撃力が大きく磨耗侵食され易い。

⑥ブロック状破壊

粘性土・軟岩は、洪水時、その層序構造(厚さ、傾斜)、層序ごとの強度を反映したブロックに破壊され、洪水により運ばれると角が取れる。粘性土はマッドボール状になることがある。移動距離が短いと破壊されたときの形状を保つ(写真4.1.9)。これらが砂州上などに堆積し空気に触れると、乾燥収縮およびスレーキングにより、写真4.1.10のようにボロボロに崩れていく。



写真4.1.9 下部更新統泥岩の洪水により破壊されたブロックの移動堆積状況(多摩川22.1km左岸, 2001年10月)



写真4.1.10 運ばれた更新統泥岩のスレーキングによる泥化(多摩川52.9km付近, 2009年6月)

⑦小滝の形成による流水エネルギーの集中による下流側の侵食促進と小滝の後退

セグメント1および2-1の河道特性を持つ河床に侵食速度の異なる土質・地質が露出し、下流側の侵食速度が大きい場合、そこに小滝が形成され、落下する流水により侵食が促進され、小滝の上流への遡上(後退侵食)が生じることがある。

セグメント2-2の河川においても捷水路を建設し、河床勾配が従来より急になると、粘性土による小滝が生じ、それが上流に遡上することがある。石狩平野を流れる夕張川では、泥炭地を通過する捷水路建設後、泥炭が侵食され小滝が生じ、それが上流に遡上した。

4.2 粘性土・軟岩の側刻速度と下刻速度の規定因とその量的表現法

粘性土・軟岩の下刻速度および側刻速度を規定する要素として、以下のものが考えられる。

侵食を受ける側の要素としては

- ・河岸・河床の土質・岩質・層序構造・走行・傾斜
- ・粘性土・軟岩の露出率
- ・河床被覆堆積物の粒径

であり、侵食作用を及ぼす側の要素としては

- ・河床・河岸に働く掃流力と作用時間
- ・流下土砂の粒径と流下量
- ・流下土砂の硬度（強度）
- ・河川水位（位況）
- ・地下水位（変動を含む）
- ・気候（温度，降雨，日照）
- ・動植物

が考えられる。

侵食速度を定量的に評価するのは、上述の各要素を定量的な指標で表現していく必要があるが、定量化のために多大の労力と試験費用が必要となる指標はなるべく避け、実用的なものとしなければならない。

各要素をいかに定量指標化するべきか整理する。

(1) 河岸・河床の土質・岩質・層序構造・走行・傾斜

土質・岩質の指標には種々のものがある。

まず、地層を地質時代、地層名（暗に地層形成作用、堆積物の質を表している、さらに河成の後背湿地堆積物等の情報を加える）で代表する。具体的には「下部更新統・河成の砂混じり礫層（礫径5cm程度、砂は粘土化している）」などと記述する。初成の堆積環境、続成作用期間の内的・外的営力の差異を現す地質時代・地層名は、土質・岩質の物性や耐侵食力を概略表示するものであるからである。

土質・岩質の数値的物性指標としては、一軸圧縮強度を上げたい。一軸圧縮強度は針貫入試験、シュミットハンマーによる試験により、現場で簡単に評価できるからである。なお現地の材料は表層の風化が進んでいるので、風化層をはがして試験する。なお、鈴木（1982）は（⇒4.4.3）、基礎岩石の湿潤供試体の一軸圧縮強度 S_c (kgf/cm^2) に基礎岩石の不連続指数 I_d （現場縦波速度/湿潤供試体縦波速度）を掛けて $S_c \cdot I_d$ とし、岩石の割れ目等による対侵食力強度の低下を評価している。

粘性土については、宇多他（2001）によると、河成の氾濫原堆積物が流水により急激に侵食速度が増す侵食限界速度は、上向きの引っ張り強度と強い相関があるので、引っ張り強度の測定をしておきたい（これについては後述する）。さらに、通常の土質試験で求められる物性値（粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ 、自然含水比 w 、間隙比 e 、湿潤密度 ρ 、粒度分布など）を求めておくとよい。

なお土質・岩質については、現場における岩層・土層の定性的な記述（層序構造、地層の走向

と傾斜，色，風化様式など)を行うと同時に，写真を必ず撮影しておく．また地質図等より，岩石の形成年代，形成様式(海成，河成，火成など)，層序名等と調べ記載しておく．

(2) 粘性土・軟岩の露出率

礫が河床を一部被覆している場合，検討対象区間の面積 A に対する粘性土・軟岩が露出している割合を露出率 P_b とする．露出率は検討対象区間に何断面かのトランスセクトを設定し，各断面での露出割合とそのトランスセクトが代表する面積を掛けたものの和を全面積で除することにより求める．航空写真があれば，検討対象面積に対する基岩露出面積の割合を求める．

砂の場合も同様であるが，砂は洪水時浮遊し平水時砂が存在していた空間が粘性土・軟岩となることがあること，また水中であることが多く測定が難しい．河床横断形状や形状変化を見れば，粘性土が露出しているかある程度推定できる．水深が深くなければ，舟上から垂直に竹竿等を刺し，感触の差異により砂層と粘性土が区別できる．

(3) 河床被覆堆積物の粒径

被覆堆積物の粒径は，通常の河床材料調査法により粒度分布を求めて評価する．被覆材料がアーマ化している場合は，線格子あるいは面格子法により表層材料を採取し粒径を測り，測定された石径の個数分布加積曲線を作成し粒度分布とする(山本，2010)．

(4) 河床・河岸に働く掃流力と作用時間

河床に働く掃流力は，流下流量によって違いが生じる．軟岩・粘性土の侵食問題を技術化していくのは統一的な指標が必要である．沖積河川の河道スケールの説明変数として平均年最大流量 Q_m が使用されていること(山本，2010)，沖積河川との差異を明らかとするという観点からも，粘性土・軟岩河床に働く代表的な掃流力として，平均年最大流量および大洪水(100年洪水規模)時の掃流力を求めておくものとする．

洪水に関する統計的データが少ない中小河川の大洪水(100年洪水規模)時の流量は，比流量曲線(花籠，1973;山本，2010)あるいは治水計画値を用いた比流量曲線(山本，2010)より流量を評価する．平均年最大流量の比流量は，山本(2010)を参照する．大洪水時の河床・河岸に働く掃流力は，流量，河道縦横断形状より等流あるいは不等流計算により評価しておく．これは河床に働く最大掃流力を評価し，その状態で何が起こるか判断するための情報とする．

あるイベント洪水で生じた河道変化を記述するためには，当該洪水のピーク流量の推定値(測定値)を用いて種々の現象を評価記述する．侵食作用時間を評価するために洪水のハイドログラフを求めておくことが望まれる．

実河川において侵食作用力と作用時間を評価し，それと侵食量の関係を求めることは困難である．通常，侵食速度は横断測量図を用いて測量年間の年平均侵食量として評価しておくしかない．

侵食作用時間は，河川の規模で異なる．大河川ほど作用時間が長くなる．砂利川では平均年最大流量程度以下では河床材料が全面的に移動しないので，実質作用時間はせいぜい2～6日程度であろう．砂川では小流量でも砂が動くので作用時間はより長くなるが，侵食量が大きいのは流速の速い洪水時と想定されるので3～15日程度であろう．

(5) 流下土砂の粒径と流下量

侵食量は粘性土・軟岩を通過する流下土砂（河床材料のメイン集団）の量と粒径によって異なる。粒径は周辺の河床材料粒度調査により評価する。通過流砂量は、洪水ハイドロから河床に働く掃流力を評価し、流砂量公式により求められるが、適切な流砂量式あるいは流砂量評価図を用いて評価しなければならない（山本，2004，2010）。礫床の流砂量を適切に評価するのはかなり困難である。山地からの供給土砂量と粒径集団別の割合を、既存の知見（比供給量と山地面積の関係，粒径集団別供給量の割合）から評価し、年平均的な通過土砂量を評価する方法（山本，2010，第19章）などが参考となる。

(6) 流下土砂の硬度（強度）

通常，軟岩上を流下する土砂は，軟岩より固く流下土砂の硬度を評価する必要性は少ない。上流から硬い礫が供給されない養老川では，河床河岸が侵食により生産された更新統のシルト岩によりポットホールが形成されている。流下土砂の硬度は図4.2.1に示す岩片の硬さで指標化するのが経済的・簡易であろう。なお，軟岩の範囲は，図4.2.1において，岩盤等級を示した分類記号のうちD～C_Lに対応する。



※節理間隔は，断層・節理の形成と密接な関係があり，風化作用に関係した他の要因とは必ずしも対応しないので，どちらか悪い要因を含む群に分類する。なお，透水性は，粘土化が進むにつれ矢印の方向へ変化する。

図4.2.1 模式的な岩盤分類(軟岩評価—調査・設計・施工への適用—土木学会H4.11.30,P.6)

(7) 河川水位・地下水位

水面から空中に露出した粘性土・軟岩は，乾湿風化，凍結風化・凍結碎破作用を受ける。この作用の強さは，風化される物質の湿潤率の変化とその変化速度，そして気温により影響を受ける。特に位況と河岸付近の地下水位が侵食速度に影響を与えるのである。計画高水位（1/100年確率洪水時水位），平均年最大流量時水位，豊・平・低・渴水位，河岸付近の地下水位および流出層を求めておきたい。

(8) 気候 (気温, 降雨, 日照)

侵食対象物質が気層, 液層に触れる河岸・河床では, 気候の及ぼす影響は強いが, 水中下であればその影響は小さい。

本論では, 気候の影響については, 特に分析のための枠組みとして取り入れず, これらによる影響は個別に記載し, 共通項として検討対象の場所 (位置: 具体的に河川名, 河口からの距離, 河床・河岸) を記し, 今後の粘性土・軟岩の侵食現象の調査研究にゆだねることとする。

(9) 動植物

粘性土・軟岩の露出する場所は, 植生がほとんど侵入しないので, 風化作用に及ぼす影響は小さい。動物の影響も小さい。

ところで, これら侵食規定要因と粘性土・軟岩の側刻速度と下刻速度の関係性を個別に分析整理した研究はまれであり, また研究されたものも特殊条件下にあるもので一般化するまでに到っていない。

現実の河川における粘性土・軟岩の強度は, 河床・河岸が水中および空中に露出してからの経過時間と風化前の土質・岩質により変わり, その情報を得ることも難しく, さらには, 堆積環境を反映した単層ごとに強度および風化プロセスに差異があり, それらを詳細に分析しても, 技術で必要とされる数10mからリーチスケールの場の総体性をそのまま表現するものとならない。

まずは, 場の総体性を表現する土質・岩質分類, 圧縮強度を指標に, 河川で生じている粘性土・軟岩の侵食形態, 侵食速度を記述していくことが必要と考える。ある場に重要な技術行為を行わなければならない場合, その場で生じるだろう現象を類推し, 問題ごとに詳細な物性調査と侵食特性評価実験がなされなくてはならないが, そのためには何が起こるか推察力が必要であり, そのためにも現地実態調査の集積と現象・土質・地質の分類枠, 侵食現象を分析する概念枠が必要である。

4.3 粘性土・軟岩特性の物性試験法

粘性土・軟岩の物性試験の目的は、粘性土・軟岩の侵食限界速度、侵食速度を評価するための指標として用いるためである。粘性土・軟岩の地質年代、堆積機構、組成の供給源による土質・岩質の分類は、それ自体が粘性土・軟岩の物性および侵食形態を定性的に表現するものであるが、ここでは、より定量的な物性値の試験法について概説する。ただし、コストの掛からない、試験が容易な方法とする。

粘性土・軟岩の物性値は、侵食形態、侵食限界流速、侵食速度を規定する物理・化学機構を表出するようなものが重要である。

侵食速度に関連した主な風化作用に対する試験方法は、主に表4.3.1に示す試験方法が挙げられる。

表 4.3.1 侵食速度に関連した主な風化作用に対する試験方法

物理的風化作用	対象地質	試験方法	備考
流水および流下土砂による力学的風化	粘性土	土質試験 (土質分類、土粒子の密度、自然含水比、湿潤密度、乾燥密度、間隙比、粒度分布、塑性限界、液状限界、N値、圧縮強度、C、 ϕ)	「地盤材料試験の方法と解説」 地盤工学会 地盤調査法改訂編集委員 H21.11.25 参照
		土壌硬度試験	一般的に山中式硬度計を使用 JHS 601 : 1999 に準拠
		土の一軸圧縮試験	JIS A 1216 : 2009 に準拠
		上向き引張試験 (国総研法)	4.4.2 参照
	軟岩 【固結程度の良い第四紀層 (硬質粘土・シルトを含む)、風化した第三紀以前の地層】	針貫入試験	「軟岩の調査・試験の指針」の針貫入試験方法 (土木学会制定) 参照
		シュミット・ロックハンマー	「岩の調査と試験」(土質工学会) 参照 岩石用に開発されたシュミットテストハンマー
		岩石の一軸圧縮試験	JGS A 2521-2009 に準拠
		弾性波探査 (屈折法地震探査)	「新版 物理探査適用の手引き」(一土木物理探査マニュアル 2008-物理探査学会) 参照 弾性波速度は、軟岩の場合 0.7~2.8km/sec、土砂と風化して土砂化した軟岩の区分の範囲 弾性波速度 0.7~1.0km/sec 付近。
		点載荷試験	小型軽量で現場位置での試験を容易にしたタイプ。
		スレーキング試験	JGS 2124-2009, JHS110-2006 に準拠
乾湿風化		岩の吸水膨潤試験	JGS 2121-2009 に準拠 モンモリロナイトなどの膨潤性粘土鉱物を含む場合に行い、サンプリングの際に既に応力が解放されているために、現地応力場の実態把握は非常に難しい。
凍結風化・凍結砕波	粘性土	土の凍上試験	日本道路協会; 道路土工-排水工指針, P.238, 1987.6 参照
	軟岩	凍結融解試験 ※試験方法が明確に決められていない。	一般的には、試験は供試体をゴム容器に入れて、凍結と融解を300回繰り返す。一定サイクル毎に供試体重量の測定および亀裂などの観測し、劣化の度合いを評価。併せて、凍結融解過程での強度低下を把握するため、一軸圧縮試験を行う。

以下に概説する試験方法は、表4.3.1に挙げられた試験方法のうち、一軸圧縮強度を比較的容易に得られ、現場での試験が容易で比較的成本の掛からない方法として、表4.3.2の①土壤硬度試験、②針貫入試験（軟岩ペネトロメータ）、③シュミットハンマーテスト、④点載荷試験を示す。

また、一軸圧縮強度以外の重要な指標として、乾燥した粘性土の土塊・泥岩などが急速に水分を吸収し、土塊が崩れるまたは細粒化するスレーキング現象の特性を把握するスレーキング指数がある。この指数を測定する岩石のスレーキング試験の方法を示す。

表 4.3.2 一軸圧縮強度を比較的容易に得られる試験方法と測定範囲

試験方法	測定範囲 (MN/m ²)	対象 地質	概要
土壤硬度試験	5 程度まで	粘性土	先端角度 30° の金属の円錐を地山に挿入して貫入深さで硬さを推定する。
針貫入試験	0.3~40	軟岩	木綿針状の針を貫入させてその貫入深さと貫入荷重から硬さを推定する。
シュミット ・ロックハンマー	5~150	軟岩	ピストン式のハンマーの反発度（跳ね返りの高さ）で強度を測定する。 向きによって跳ね返り高さが異なるので補正する。
点載荷試験	—	軟岩	岩片やコアなどにはさみ油圧をかけて、破断した際の圧力値から「引っ張り強度」「一軸圧縮強度」を計算し、強度を求める

注：1MN/m²=10.2kgf/cm²

① 土壤硬度試験

土壤硬度試験には、一般に山中式硬度計を使用する。

山中式硬度計は、高さ40mm、底径18mm、頂角12° 40′の円錐部と、遊動指標と硬度目盛りをついた円筒形の胴体の中に40mmの縮小に対して正確に8kgの圧力を示すバネが入っている（図4.3.2参照）。

土壤硬度試験の方法は、JHS 601-1999に準拠し、測定箇所の土壤面を垂直かつ平滑に削り（雨で土壤が濡れているときは、その部分を削り、地盤本来の水分状態を示すと思われる所で測定する）、土壤面に対して硬度計を垂直に立て、土壤断面にツバが密着するまで徐々に円錐体を圧入する。遊動指標が移動しないように静かに円錐部を引き抜き、遊動指標の指している目盛値を読み測定するものである。

一軸圧縮強度は、遊動指標の指している硬度目盛（mm）に並んで目盛してある支持力目盛値（kg/cm²）より推定する。または、表4.3.3に示す対象表ならびに表内に記載の式より換算する。なおkg/cm²はkgf/cm²を意味する。



図4.3.1 山中式土壤硬度計



図4.3.2 土壤硬度計(先端コーンタイプ)の模式図

表 4.3.3 硬度指数と支持力強度との対照表

指数 (m・m)	理論値 (kg/cm ²)	近似 指数 (kg/cm ²)	指数 (m・m)	理論値 (kg/cm ²)	近似 指数 (kg/cm ²)	指数 (m・m)	理論値 (kg/cm ²)	近似 指数 (kg/cm ²)
1.0	0.08	0.1	16.0	3.49	3.5	29.0	30.14	30
2.0	0.17	0.2	16.5	3.16	3.8-	29.5	33.63	34-
3.0	0.28	0.3	17.0	4.04	4.0	30.0	37.73	38-
4.0	0.39	0.4	17.5	4.35	4.3+	30.5	42.50	43-
5.0	0.51	0.5	18.0	4.68	4.7	31.0	48.13	48
5.5	0.58	0.6	18.5	5.03	5.0	31.5	54.83	55
6.0	0.65	0.6+	19.0	5.42	5.4	32.0	62.88	63
6.5	0.73	0.7	19.5	5.84	5.8	32.5	72.66	73
7.0	0.81	0.8	20.0	6.29	6.3	33.0	84.70	85
7.5	0.90	0.9	20.5	6.78	6.8	33.5	99.70	100
8.0	0.98	1.0	21.0	7.32	7.3	34.0	118.75	120
8.5	1.08	1.1	21.5	7.90	7.9	34.5	143.45	140
9.0	1.18	1.2	22.0	8.54	8.5	35.0	176.05	180
9.5	1.28	1.3	22.5	9.24	9.2	35.5	220.49	220
10.0	1.40	1.4	23.0	10.00	10.0	36.0	282.95	280
10.5	1.52	1.5	23.5	10.86	11.0	36.5	347.70	350
11.0	1.64	1.6+	24.0	11.79	12	37.0	516.97	500
11.5	1.78	1.8	24.5	12.82	13	37.5	754.53	800
12.0	1.93	1.9	25.0	13.97	14	38.0	1194.67	1200
12.5	2.08	2.0	25.5	15.25	15	39.0	4904.42	1500
13.0	2.24	2.2	26.0	16.68	17-	40.0	∞	∞
13.5	2.42	2.4	26.5	18.53	18	$P : \frac{100x}{0.7952(40-x)^2}$ ただしP : 支持強度 X : 「バネ」縮長		
14.0	2.62	2.6	27.0	20.09	20			
14.5	2.80	2.8	27.5	22.12	22			
15.0	3.02	3.0	28.0	24.45	24			
15.5	3.25	3.2+	28.5	27.09	27			

(参考資料：(株)藤原製作所製 土壌硬度計 (山中式) 取扱説明書)

② 針貫入試験

針貫入試験には、固結～半固結泥岩を主な対象として開発された「軟岩ペネトロメーター」を使用する。

軟岩ペネトロメーターによる試験方法は、試験装置に固定した針を偏心しないように一定の早さで貫入させて、針の貫入深度L (mm) と押し込み力P (N) を同時に測定し、その比P/L (= Δ, 針貫入勾配と呼ぶ) から一軸圧縮強度 q_u に換算する。

押し込み力Pは軟岩ペネトロメーターに内蔵のスプリングの圧縮により発現し、スピンドルの変位量で算定する。

一軸圧縮強度 q_u に換算する方法は、それぞれの器械の説明書、もしくは軟岩ペネトロメーター本体に記載されている図4.3.5に示す針貫入勾配[NP] (N/mm) と一軸圧縮強度 (kN/m²) の相関図より推定する。

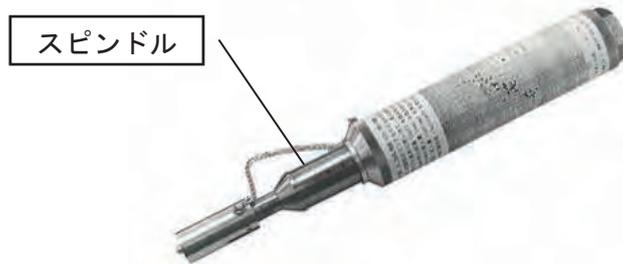


図4.3.3 軟岩ペネトロメーター(針貫入計)

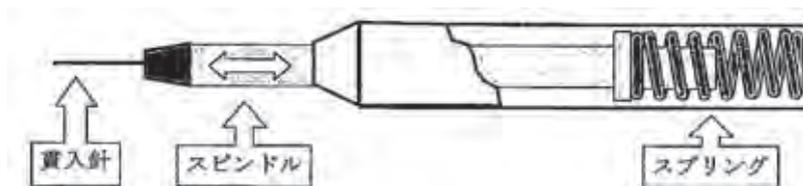


図4.3.4 軟岩ペネトロメーターの模式図

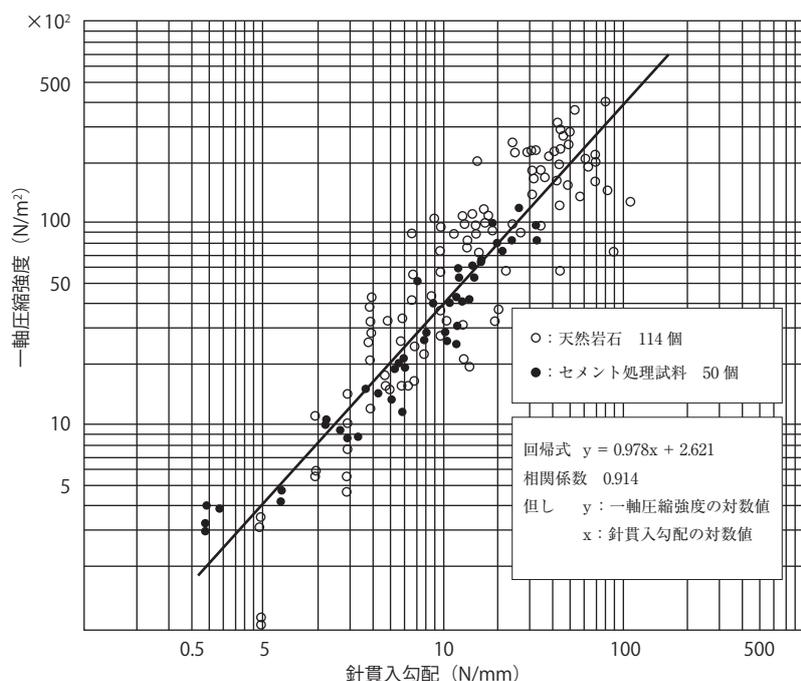


図4.3.5 針貫入勾配と一軸圧縮強度の相関図(株丸東製作所製 軟岩ペネトロ計 本体表記および製品資料)

③ シュミット・ロックハンマー

シュミット・ロックハンマー(以降、ロックハンマーという)は、ダムの岩盤評価の指標を得るために開発されたものである。

非破壊でコンクリートの一軸圧縮強度を測定するために開発されたシュミット・コンクリート・テストハンマーのプランジャーがφ1.5cmであるのに対し、ロックハンマーは、岩石材料の不均質性と軟質な岩石まで適用できるように考慮して打撃面をφ3.0cmと岩盤との接触面を大きくしている。

試験方法は、本体を岩盤測定面にプランジャーが垂直になるように静かに力を入れながら押しつけるとハンマーが打撃して測定するものである。

測定結果は、得られた反発度をそれぞれの器械の取扱説明書に付属の「関係図」(図4.3.7)と照合して変形係数・静弾性係数および一軸圧縮強度を判定し、軟岩の性質を評価する。岩石テストピースにおける乾燥一軸圧縮強度と静弾性係数の関係が硬質岩、軟質岩を問わず一定の関係にあることから、「静弾性係数」と「乾燥一軸圧縮強度と静弾性係数」とを照合することによって、一軸圧縮強度の推定をすることもされている。

このロックハンマーによる試験方法の留意事項としては、同様のコンクリート・テストハンマーでは基本的な測定方法が決められているのに対し、試験面の不均質性や反発度のバラツキの大きさ・一定の打撃方向で数多く試験することの難しさなどがあり、測定者の裁量に左右されることである。



図4.3.6 シュミット・ロックハンマー

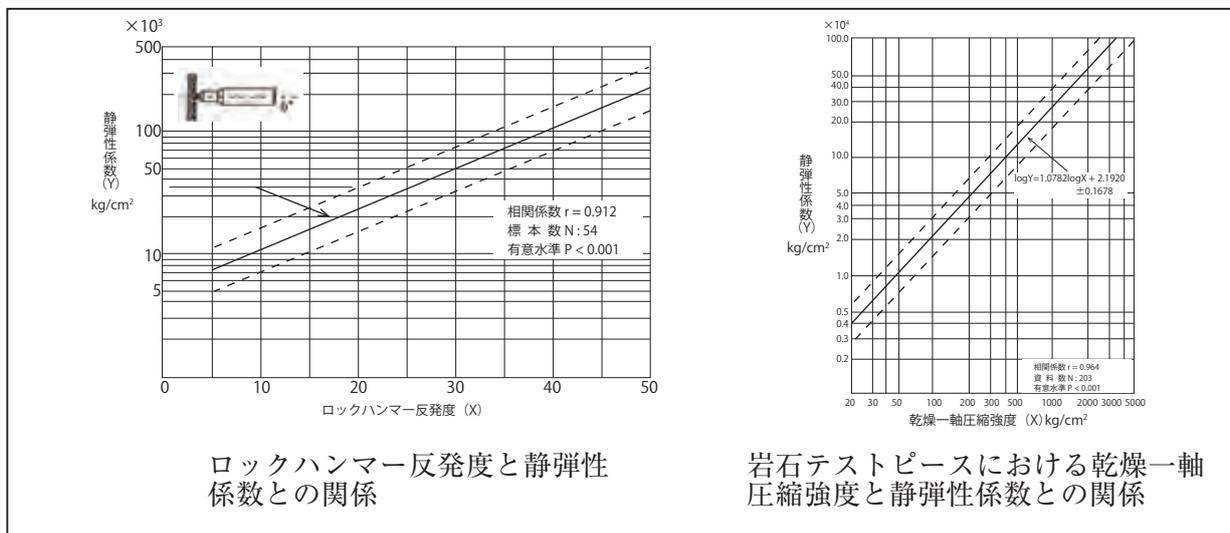


図4.3.7 物性値換算関係図(富士物産(株)製 シュミット・ロックハンマー(自動記録装置付KS型)取扱説明書)

④ 点載荷試験

ここで概説する点載荷試験は、現場で一軸圧縮強度試験の作業が容易に行えるように開発された、軽量で小型の点載荷試験機を用いたものである。

試験に使用するサンプルは、その場でハンマーなどにより採取した岩石をトリミングして作成する。

小型の点載荷試験機は、装置全体が試験機本体、圧力計、加圧ユニットの3つに分解でき、可搬を可能にしたものである。

試験方法は、岩片やコアなどにはさみ油圧をかけて、破断した際の圧力値から「引張強度」「一軸圧縮強度」を計算し、強度を求めるものである。

強度算出方法には、 S_t は供試体寸法により変化するため、 $D=5\text{cm}$ の時の S_t を標準として、「 $S_t=0.9 \times P/D^2 \cdots$ 岡の式(引張強度)」および「 $q_u=25 \times S_t(50) \cdots$ (一軸圧縮強度)」を用いる。

この小型の点載荷試験機の使用上の留意事項は、供試体(サンプリング)が非整形試料の場合、寸法は一定でないので5~8個の供試体で試験を行い、**図4.3.9**に示すような図などにより整理を行って推定する必要がある。



図4.3.8 小型の点載荷試験機

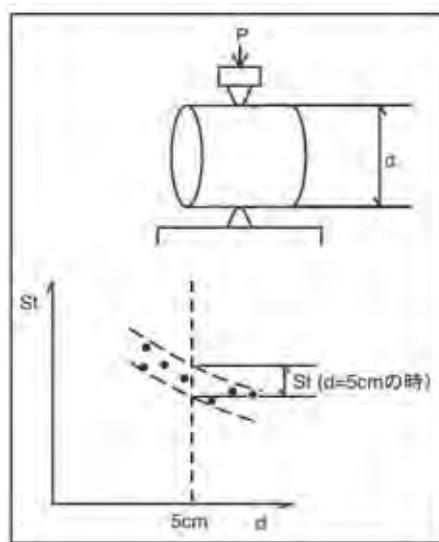


図4.3.9 データ整理参考図(応用地質(株)点載荷試験機 取扱説明書)

⑤ スレーキング試験

スレーキング現象の生じやすさを判定する試験方法は、表 4.3.4 に示すように種々の方法が提案されており、統一されたものはない状況である。大別すればスレーキング結果を吸水量で評価する方法とスレーキング後の粒子で評価する方法がある。ここでは、吸水量で評価する方法として高速道路株式会社（旧）日本道路公団）の岩のスレーキング率試験方法を、粒度で評価する方法として地盤工学会（旧）土質工学会）の岩石のスレーキング試験方法（土木学会と同様）による試験方法を概説する。

サンプリングの採取方法は、調査ボーリング（オールコア）もしくは、比較的容易で低コストである人力作業により軟岩採取が可能なコアカッター（口径φ66, 86, 100）にて行う。なお、サンプリングにおける留意事項として、岩石の結合度合いを試験するものであるため、自然含水状態を保持した乱されていない資料を採取し、その状態を維持できるように保管しなければならない。

表 4.3.4 代表的なスレーキング試験方法

試験方法名	対象岩質	試験条件				結果の表示
		試料の準備	乾燥方法及び時間	水浸方法及び時間	乾・湿のサイクル数	
ISRM(岩の力学連合会) (耐スレーキング性試験法の指針)	全般	質量 40~60g の岩塊 10 個(回転ドラムに入れる)	炉乾燥 (105°Cで 2~6 時間)	回転ドラム型水槽 200rpm で 10 分間 回転	2 サイクル	・耐スレーキング指数 (2.00mm 以上の質量百分率) ・岩片の観察
日本道路公団 (岩のスレーキング試験方法)	ぜい弱岩	質量 3kg 以上の岩塊 3 個	炉乾燥 (110°Cで 24 時間)	水槽 24 時間	5 サイクル	・細粒状の目視観察→スレーキング階級(4 ランク区分) ・スレーキング率(9.50mm 以下の質量百分率)
日本国有鉄道 (岩石標準試験法(案)、 水浸崩壊度試験)	軟岩	質量約 200g の岩塊 3~5 個	炉乾燥 (24 時間) 温度の記述なし	水槽 約 8 時間	1 サイクル	・水浸後 3 時間での崩壊状況の目視観察→崩壊度ランク(4 ランク区分)
土木学会 (軟岩の調査・試験の指針(案)-1991 年版-スレーキング試験)	軟岩	立方体(約 5cm) あるいは、板状(厚さ 2cm)、円柱状(径 5cm 厚さ 2cm)	気乾燥(1~2 日)後 炉乾燥 (40°Cで約 2 日) あるいは気乾燥 (約 1 週間~10 日間)	水槽 予備水浸(24 時間) 水浸(24 時間)	1 サイクル	・細粒化の目視観察 (5 ランクのスレーキング区分)→スレーキング指数 (24 時間後のスレーキング区分により定義)
小島・齋藤の方法 (軟岩の軟弱化の簡易試験方法)	軟岩	質量約 40~50g の岩片 1 個	炉乾燥 (60°Cで一晩)	水槽 一定含水比になるまで (観察は 240 分)	1 サイクル (泥状化しない場合、繰り返す。 回数の記述なし)	・水浸後 240 分での細粒化の目視観察 →スレーキング区分(5 ランク区分) ・吸水含水比測定

【岩のスレーキング率試験方法 (JHS110 - 2006)】

試験方法は、試料として JIS A 1201 「土質試験のための乱した土の試料調整方法」によって、表 4.3.5 に示す量を自然含水比の状態 で用意する。

表 4.3.5 岩のスレーキング試験に必要な試料質量

粒径の範囲	必要最小質量 (kg)
37.5mm~19mm	9

試験は、JHS 110 - 2006 に準拠した以下の手順で行うものである。

1) 試験容器の質量と試験容器に自然含水比状態の試料の入った全質量を測定する。なお、試

料は、最小質量3kg以上のものを3試料作成する。

- 2) 乾燥 (24時間以上風乾)
- 3) 試験容器ごとの全質量を測定 (この測定は1サイクルだけ)
- 4) 水浸 (24時間)
- 5) 1)～4) の試験過程を乾湿繰返し1サイクルとして、5サイクルまで行う。
- 6) 9.5mmふるいで水洗いする。
- 7) 9.5mmふるいに残留した試料を24時間炉乾燥し、質量を測定する。

測定結果は、以下に示す式によりスレーキング率を算出する。また、自然含水比を算出する。

$$\text{自然含水比}(w_B) = \frac{A - B}{B} \times 100 (\%)$$

$$\text{フレーキング率} = \frac{B - C}{C} \times 100 (\%)$$

A : 全湿潤土質量 (g)

B : 全乾燥土質量 (g)

C : 9.50mmふるい残留乾燥土質量 (g)

【岩石のスレーキング試験方法 (JGS 2124 - 2009)】

試験方法は、試料として50mm×50mm×20mm程度の直方体状、または直径50mm×厚さ20mm程度の円柱状、あるいはこれらと同体積程度の不定形の供試体を1試料あたり3個用意する。供試体は含水比を変化させないように作成する。

試験は、JGS 2124 - 2009に準拠した以下の手順で行うものである。

- 1) 試験容器の質量 m_0 と試験容器に試料の入った全質量 m_1 の測定
- 2) 乾燥 (24時間以上風乾後に48時間炉乾燥)
- 3) 試験容器ごとの全質量 m_2 の測定と供試体の観察
- 4) 水浸
- 5) スレーキング観察を水浸直後、30分、1・2・4・6および24時間毎に行い、**図4.3.10**に示すスレーキング区分図にしたがってスレーキング区分を判定する
- 6) 試験容器ごとの全質量測定 m_3 と質量が一定になるまで炉乾燥させた試験容器ごとの全質量 m_4 の測定する

測定結果は、供試体の水浸24時間経過後のスレーキング区分をスレーキング指数とし、スレーキング区分-時間の関係からスレーキング特性を把握する。また、各段階の含水比を以下に示す式によって算出する。

各段階における供試体の含水比計算式

- a) 初期の含水比 w_1 (%) は、次式によって算出する。

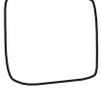
$$w_1 = \frac{m_1 - m_4}{m_4 - m_0} \times 100$$

b) 水浸前の含水比 w_2 (%) は、次式によって算出する。

$$w_2 = \frac{m_2 - m_4}{m_4 - m_0} \times 100$$

a) 水浸24時間経過後の含水比 w_3 (%) は、次式によって算出する。

$$w_3 = \frac{m_3 - m_4}{m_4 - m_0} \times 100$$

区分	0	1	2	3	4
A					
	変化なし。	割れ目が少しできるが、供試体の原形を保っている。	全体に割れ目が多数でき、幾つかの岩片にわかれる。供試体の原形はおおむね判別できる。	全体が細粒化し、供試体の原形は判別できない。泥状化の進行は顕著でない。	全体が泥状化。
B					
	変化なし。	割れ目が少しできるが、周辺が少し崩れる。供試体の原形を保っている。	周辺がかなり崩れ、供試体の原形は判別が難しい。	周辺がほとんど崩れ、粒子の分離が顕著。供試体の原形はほとんど判別できない。	全体が砂状化。

A: 泥岩・凝灰岩(細粒)によくみられるタイプ

B: シルト岩・砂岩・凝灰岩(細粒)によくみられるタイプ

図4.3.10 スレーキング区分図

(「地盤材料試験の方法と解説」地盤工学会 地盤調査法改訂編集委員会 H21.11.25)

岩石のスレーキング試験方法 (JGS 2124 - 2009) の試験結果の適用事例として、形状変化のみに着目したスレーキング試験により、岩質の異なった軟岩のスレーキングに関する特性を、スレーキング指数を用いて比較した試料を以下に示す。

表 4.3.6 簡易スレーキング試験結果一覧表 (吉中他に加筆修正)

(※印は平均値)

サンプル	地質	地層	採取地	観察時間					自然含水比 w (%)	密度 ρ_s (g/cm ³)	一軸圧縮強度 q_u (MN/m ²)	
				直後	1h	2h	3h	24h				
1	泥岩	多賀層群	福島県	0	0	0	0	0	46.2※	1.68※	2.42※	第三紀鮮新世
2	(砂質)泥岩	"	"	0	0	0	0	0	46.5※	1.67※	2.36※	"
3	凝灰質泥岩	"	"	0	0	0	0	0		1.62※	1.43※	"
4	洪積粘土		新潟県	4	4	4	4	4	37.7※	1.84※	0.70※	洪積世
5	泥岩	三浦層群	東京都	0	0	0	0	0				第三紀中新世
6	"	"	横浜市	0	0-1	0-1	0-1	0				"
7	砂質泥岩	"	"	0	0	0	0	0				"
8	泥岩	"	"	1	1	1	1	1				"
9	"	"	"	0	0-1	0-1	0-1	0-1				"
10	粗粒凝灰岩	神戸層群	神戸市	0	0	0	0	0				第三紀中新世
11	凝灰岩	"	"	0	0	0	0	0				"
12	"	"	"	0	0	0	0	0				"
13	泥岩	椎谷層	新潟県	3	4	4	4	4				第三紀中新世
14	"	"	"	3	3	3	3	4				"
15	"	"	"	3	3	4	4	4				"
16	"	"	"	3	3	3	3	4				"
17	"	"	"	3	4	4	4	4				"
18	"	寺泊層	"	0-1	1	2	2	2	8.9※	2.23※	10.71※	"
19	凝灰岩	神戸層群	神戸市	0	0	0	0	0				第三紀中新世
20	"	"	"	1	2	2	2	2				"
21	凝灰質砂岩	"	"	0-1	1	1	2	2	12.1	2.27	2.0-3.9	"
22	"	"	"	1	2	2	2	2	18.8	2.13	"	"
23	凝灰岩	"	"	2	2	2	2	2		1.9-2.0	20-49	"
24	風化花崗岩		岡山県	0	0-1	0-1	0-1	0-1		2.49	5.63	"
25	"		"	0	0	0	0	0		2.61	10.30	"
26	泥岩	三浦層群	横浜市	0	0	0	0	0				第三紀中新世
27	"	椎谷層	長野県	0-1	3	3	4	4	12-25 (20)	2.2-2.3	3.9-13 (4.9)	"
28	砂岩			0	0	0	0	0			57.6-64.8	"
29	浮石質凝灰岩	(大谷石)	栃木県	0	0	0	0	0	18		4.67-7.19	"
30	砂質泥岩		青森県	0	0	0	0	0				第三紀中新世
31	緑色凝灰岩		山形県	0	0	0	0	0	4.9※	1.98※		"
32	凝灰岩	神戸層群	神戸市	0	0	0	0	0		1.9-2.0		"
33	泥岩	寺泊層	新潟県	0	2	2	2	2	8.9※	2.33※	67.22※	"
34	"	椎谷層	"	-	3	3	3	3			3.9-5.9	"
35	"	三浦層	横須賀市	0	1	2	2	2	45		9.8	"
36	シルト岩	都茂層	東松山市	0	0	0	0	0	48		3.9-5.9	"

(1MN/m²=10.2kgf/cm²)

参考文献:「地盤材料試験の方法と解説」地盤工学会 地盤調査法改訂編集委員会 H21.11.25

区分	0	1	2	3	4
形状					
状態	変化しない	亀裂が入る程度	細片化するが泥状化しない	細片化と部分的泥状化	完全に泥状化

図 4.3.11 スレーキング区分図(吉中他)

メモ 軟岩の物性値のバラツキについて

2010年8月26日、露出した軟岩の物性値（圧縮強度）が測定場所、測定間距離によりどの程度の差異があるのかを把握することを目的として、多摩川水管橋（47.2km）の下流10m程度の箇所および八高線橋梁（44.9km）の下流50m程度の箇所で調査を実施した。

(1) 多摩川水管橋下流

同一地層における測定場所の違いによってどの程度の差異があるか把握するために、平坦な泥岩（細砂混じりシルト）上（以下①の場所と言う）に**写真4.3.1**のように縦横10cm間隔に100点の針貫入試験を実施した。表層は攪乱していない。使用した軟岩ペネトロメーターは、株式会社丸東製作所製の軟岩ペネトロ計である。



写真4.3.1 水際付近の平坦部の針貫入試験実施状況

表4.3.7にその測定結果を示す。**図4.3.12**はそれを平面図に図示したものであり、色の濃さで強度の差異を示している。**図4.3.13**は100点の測定値を用いて圧縮強度の分布図を示したものであり、平均値 12.8kgf/cm^2 、標準偏差 2.2kgf/cm^2 である。圧縮強度は、表層の湿潤度により差異（**写真4.3.1**に示す黄土色の濃い部分で圧縮強度が小さい傾向）がある。

次に、上記した調査法格の中央部において、表層から下に強度が異なるかを調べた。表層で 13.0kgf/cm^2 、1.5cm下で 14.2kgf/cm^2 、2.6cm下で 14.6kgf/cm^2 であった。多少表層より下部のほうが強度が大きい傾向があるが、差異は小さい。

表 4.3.7 一軸圧縮強度の計測結果一覧表

上流 ↓ 多摩川 ↓ 下流	一軸圧縮強度(kgf/cm ²)										備考	
	No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9		10
	1	12.2	11.8	13.4	14.2	13.0	14.6	11.8	12.2	10.2	5.0	
	2	12.2	12.2	13.0	14.2	11.8	15.8	13.8	8.2	7.8	10.2	
	3	14.2	12.2	15.0	14.2	15.4	12.6	13.0	12.2	10.2	8.6	
	4	15.4	12.2	15.4	11.4	16.2	12.2	14.2	13.8	7.8	11.8	
	5	16.2	14.2	14.2	15.0	16.2	12.6	12.2	8.2	9.0	11.8	
	6	13.4	13.8	15.8	12.6	15.8	14.2	12.6	11.8	9.0	8.2	
	7	12.6	12.2	15.8	11.8	14.2	12.2	13.8	13.0	13.4	12.2	MAX
	8	13.4	12.6	16.2	13.0	15.4	11.4	15.0	12.6	13.4	12.6	16.2
	9	10.2	11.8	14.6	12.2	16.2	12.2	16.2	12.2	12.2	11.8	MIN
	10	10.2	12.2	13.4	13.8	15.8	10.6	16.2	12.2	13.4	11.8	5.0
	平均値										12.8	
	標準偏差値										2.201	

※貫入勾配 Δ = 貫入力(N) / 貫入量(mm)

試験は、①貫入量が 10mm の時の貫入力(N)読み取った値 もしくは、

②貫入力が 100N の時の貫入量(mm)を読み取った値 とする。

※一軸圧縮強度 q_u は以下の式により算出する。【注】式は、試用機械によって異なる】

$$\log(q_u) = 0.978 \times \log(\Delta) + 2.621 \quad [q_u \text{ (kN/m}^2\text{)}]$$

$$1.0 \text{ kgf/cm}^2 \approx 100 \text{ kN/m}^2$$

上流 ↓ 多摩川側 ↓ 下流	一軸圧縮強度(kgf/cm ²)										最大値 最小値	
	No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9		10
	1	12.2	11.8	13.4	14.2	13.0	14.6	11.8	12.2	10.2	5.0	
	2	12.2	12.2	13.0	14.2	11.8	15.8	13.8	8.2	7.8	10.2	
	3	14.2	12.2	15.0	14.2	15.4	12.6	13.0	12.2	10.2	8.6	
	4	15.4	12.2	15.4	11.4	16.2	12.2	14.2	13.8	7.8	11.8	
	5	16.2	14.2	14.2	15.0	16.2	12.6	12.2	8.2	9.0	11.8	
	6	13.4	13.8	15.8	12.6	15.8	14.2	12.6	11.8	9.0	8.2	
	7	12.6	12.2	15.8	11.8	14.2	12.2	13.8	13.0	13.4	12.2	
	8	13.4	12.6	16.2	13.0	15.4	11.4	15.0	12.6	13.4	12.6	
	9	10.2	11.8	14.6	12.2	16.2	12.2	16.2	12.2	12.2	11.8	
	10	10.2	12.2	13.4	13.8	15.8	10.6	16.2	12.2	13.4	11.8	

図 4.3.12 一軸圧縮強度平面図

一軸圧縮強度の分布範囲

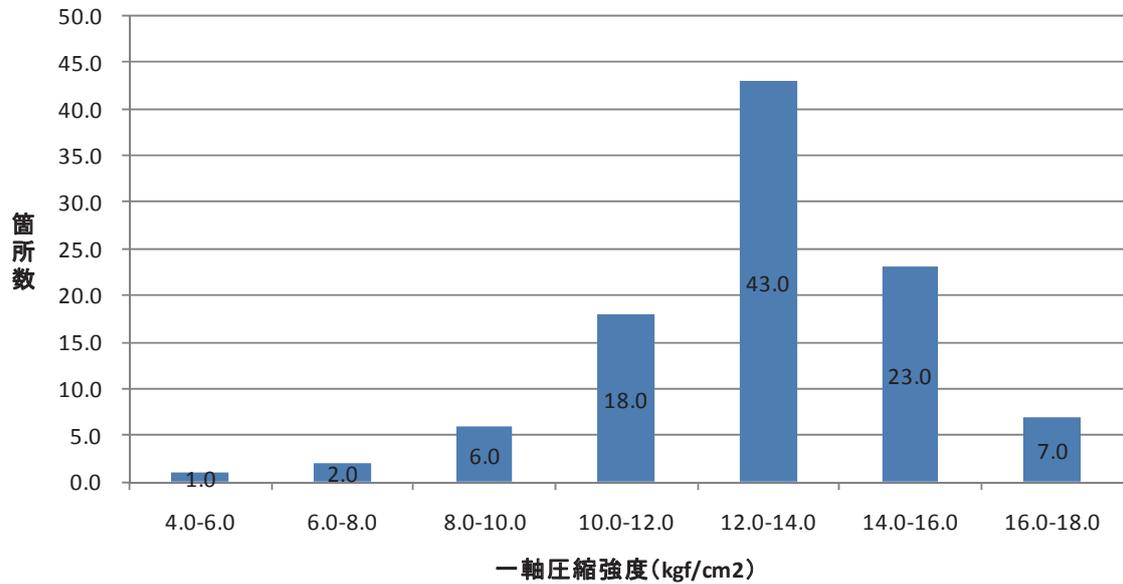


図4.3.13 一軸圧縮強度分布図

軟岩に含まれる含水率によって強度が異なるかを確認するために、①の調査場所（写真4.3.2）の水際部における軟岩の強度を調べた。その結果を表4.3.8に示す。位置は水面からの垂直距離である。①の岩層と同じものであると確認できていないが、含水率が高いと圧縮強度は小さくなると言えるようである。



写真4.3.2 水際部の針貫入試験実施状況

表 4.3.8 水際部の一軸圧縮強度の計測結果一覧表

位置	一軸圧縮強度(kgf/cm ²)	備考
9cm	6.2	細砂混じりシルト層
6cm	6.6	粘土
3cm	5.0	細砂
0cm(水面)	3.8	細砂
平均値	5.4	
標準偏差値	1.265	

①の場所より少し上流(9m)に存在する**写真4.3.3**に示すポットホール跡部における圧縮強度を測定した。測定結果を**表4.3.9**に示す。ポットホールの右側表面(0cm)は、スレーキングしており圧縮強度が3.8kgf/cm²と極端に小さいが、スレーキングしていない表層より12cm下では22.1 kgf/cm²であった。表層から14cm下のテラス部は31.6kgf/cm²とやや大きく、ポットホール内の斜面と底ではそれより小さく24～25kgf/cm²程度であった。左側の表面の軟岩は右岸の同一の単層でなく、締まった硬い泥岩であった。

以下、総括する。本調査地点の軟岩の単層の厚さは大きなものでなく、付近に小礫の礫岩層、細砂岩層、泥岩が存在し、この付近の露岩の圧縮強度をある地点の測定値で代表するのは困難である。岩層の差異を確認しつつ、単層ごとに測定するしかあるまい。また同じ堆積条件にある単層でも水分条件、スレーキング程度で強度に差異がある。測定は地上部を対象に単層ごとに風化層を取り除き5点ぐらいの測定を実施し、さらに水際部の測定を行っておく必要ある。



写真4.3.3 水際部のポットホール跡と測定位置

表 4.3.9 ポットホール跡部の一軸圧縮強度の計測結果一覧表

位置	一軸圧縮強度(kgf/cm ²)	備考
0cm(表面)	3.8	スレーキング
-12cm	22.1	スレーキング下部
-14cm	31.9	小テラス部
-21cm	24.9	斜面中央部
-50cm	24.1	最深部
0cm(表面)	78.2	硬質な泥岩

(2) 八高線橋梁

本地点の露岩は細砂混じりの泥岩であり、**写真4.3.4**のように縦筋状の侵食地形の発達が顕著な箇所である。礫床上に最初に露出する露岩から横断方向に圧縮強度がどのように変化するか調べた結果を**表4.3.10**に示す。5.5mから8mの間で圧縮強度に2倍以上の差異がある。この間は**写真4.3.5**に示すように露岩テラス面の高さが変わり、岩層（色が異なるを含めて）が異なるためである。高位面の方が圧縮強度が大きく、侵食速度に差異が生じテラス化したと解釈した。なお高位面にある縦状溝の側面と頂部の圧縮強度の差異は小さい。



写真4.3.4 河川横断方向における針貫入試験実施箇所



写真4.3.5 露岩テラス面変化箇所の状況

表 4.3.10 横断方向の一軸圧縮強度の計測結果一覧表

位置	一軸圧縮強度(kgf/cm ²)	備考
0.0m	12.6	河川側
1.0m	18.6	
2.0m	14.2	
5.5m	19.8	
8.0m	49.4	
13.0m	49.4	
14.0m	41.8	
22.2m	65.5	
22.3m	49.4	
23.0m	44.0	堤防側

下位面
↑
上位面

近くの水路部に露出する写真4.3.6の示す露岩の頂部付近で圧縮強度を測定した結果を表4.3.11に示す。



写真4.3.6 豊水期は水面下となる箇所の針貫入試験実施箇所

表 4.3.11 豊水期に水面下となる露岩部の一軸圧縮強度の計測結果一覧表

位置	一軸圧縮強度(kgf/cm ²)	備考
左岸側 最頂部	23.3	高さ:高
堤防側 最頂部-5cm 下	26.5	表面を削る
ポットホール部	20.2	高さ:低
右岸側 最頂部	19.8	高さ:中

写真4.3.7は小礫で生じた小さいポットホールが縦状溝の凸部にある様子を示したものである。縦状溝の形成は露岩の強度の差異がきっかけとなるのではなく、ポットホールの形成に起源あり、それらが連結拡大により縦筋が形成され、溝が深くなるにつれて溝状間隔の増加（溝の統合化：写真4.3.8）となると考える。



写真4.3.7 小礫で生じた小さいポットホール

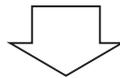


写真4.3.8 ポットホールが連結拡大により縦筋が形成

4.4 既往文献による河床低下速度および河岸侵食速度の評価方法と評価事例

4.4.1 実験的方法による軟岩の侵食速度の評価

実験的方法による軟岩の侵食速度を既往文献より評価する。

(事例1) 戸田 (1990) によるモルタルの侵食速度

戸田は強度が小さい人工材料 (ポルトランドセメント, 砂, 水の混合物, モルタル) を長さ 250cm, 幅 16cm, 深さ 16cm の開水路にテスト区間 50cm に敷き均し, 勾配一定 (0.2) とし流量 3.8l/s を流し, 侵食速度を測定した. 流速は 1.8m/s, 水深は 1.3cm である. 河床に働く掃流力を評価すると $22.7\text{N/m}^2 (=0.23\text{kgf/cm}^2)$, 摩擦速度の 2 乗 u_*^2 は $227\text{cm}^2/\text{s}^2$, 流速係数 $\phi = 12$ となる.

人工材料のせん断強度と侵食速度の関係は表 4.4.1 のようである (砂村他, 2006). なお, せん断強度 S_s は圧縮強度 S_c の 0.26 倍として評価している.

測定値のある圧縮強度で表すと

$$dz/dt = 0.013 (2.5/S_c - 1)^{3.8} \dots \dots \dots (4.4.1)$$

となる. 圧縮強度 S_c と dz/dt の関係を図 4.4.1 に示す. 縦軸と横軸の表示は Δ を使用する. ここで dz/dt の単位は mm/hr, S_c は kgf/cm^2 である. 土砂を伴わない河床に働く掃流力が $22.7\text{N/m}^2 (=0.23\text{gf/cm}^2)$ でのモルタルが非侵食となる圧縮強度は 2.5kgf/cm^2 となる.

表 4.4.1 戸田のモルタル床実験の結果

ケース No.	S_c (kgf/cm^2)	S_s (kgf/cm^2)	dz/dt (mm/h)
1	1.0	0.260	3.6
2	0.55	0.140	7.8
3	0.45	0.120	10.2
4	0.30	0.078	33
5	0.20	0.052	180

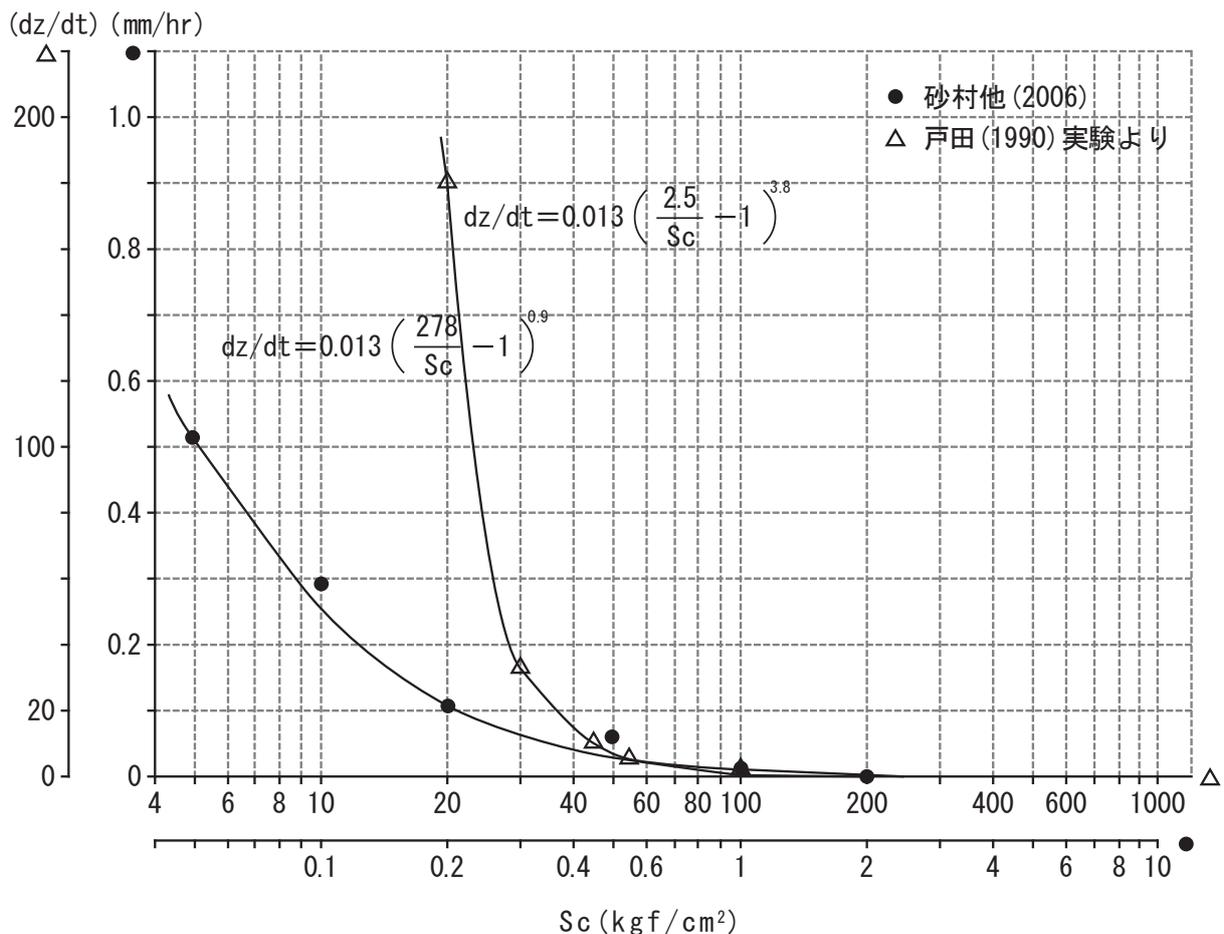


図4.4.1 人工材料のせん断強度と侵食速度の関係

(事例2) 砂村他 (2006) による岩石の侵食速度

削磨による岩石表面の低下速度と岩石強度との関係を調べるために砂礫還流型の平水路を用いて実験を行った。水路の観測部分(水平、10cm×10cmの正方形の閉管路に水路底と同じレベルになるように岩石(横5cm、縦10cm)をセットし、その表面に砂を含んだ水流を作用させた。流速は水路底から5cmの地点で1.7m/s、一定量の粗砂(1.3mm、比重2.6)を混入させシートフロー(砂粒の流速1~1.5m/s、数mmの厚さを持ったシートフローの体積濃度0.2~0.4)の条件一定で、岩石のみを変え削磨速度を測定し、**図4.4.1**、**表4.4.2**の結果を得た。ここで岩石のせん断強度 S_s は圧縮強度 S_c の0.18倍として評価している(測定したのは圧縮強度)。 S_c が278kgf/cm²($S_s=50$ kgf/cm²相当)以下において侵食が始まることがわかった。

測定値のある圧縮強度で表すと

$$dz/dt=0.013 (278/S_c - 1)^{0.9} \dots\dots\dots (4.4.2)$$

となる。ここでdz/dtの単位はmm/hr、 S_c はkgf/cm²である。

同一岩石においても流速(河床に働く掃流力)が増大するとdz/dtが増大し、岩石の非侵食となる限界強度も増加するはずである。また流下する流下物の大きさ・濃度の違いに応じて、これらの値は変化するはずである。実験がされていないのでその関係は不明である。

表 4.4.2 試験体の物理特性

ケース	採取場所	岩程	層序名	地質年代	G _s	γ _d	n	S _c	S _s	dZ/dt
						(g/cm ³)	(%)	(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)	(mm/h)
1	栃木・大谷	凝灰岩	Oya	中新世	2.47	1.43	41.2	31.6	5.69	0.008
2	茨城・高萩	"	Toga	鮮新世	2.40	0.91	62.0	15.3	2.75	0.21
3	茨城・筑波	花崗岩		暁新世	2.65	2.62	1.22	1180	212	0
4	千葉・Taito	泥岩	Kiwada	鮮新・更新世	2.62	1.32	49.5	39.0	7.02	0.08
5	千葉・大原	"	Ohara		2.61	1.27	51.7	102	18.4	0.026
6	長崎・対馬	頁岩	Taisha	漸新世	2.72	2.68	1.34	611	110	0
7	鹿児島・kokubo	溶結凝灰岩	Ito	更新世	2.53	2.05	19.0	249	448	0
8	熊本・明有	泥岩	Kyordgi	始新世	2.70	2.48	7.81	4.90	0.882	0.5

G_s: 比重、γ_d: 乾燥密度、n': 間隙率、S_c: 圧縮密度、S_s: 剪断強度 (計算)

S_sは飽和水分状態で測定

なお砂村他 (2006) は, [事例1]および[事例2]より, 侵食速度は次の関数形になると推定した.

$$dz/dt = A \{ \tau / (aS_s) - 1 \}^n \dots\dots\dots (4.4.3)$$

ここで τ は河床に働く掃流力, A, n, a は実験から求まる定数である.

しかし, 実験は一定の掃流力で行っている. τ を変えたら, A, n, a の値は変わることになるだろう. 一般化するためには, 岩質と流下土砂の濃度・粒径ごとに

$$dz/dt = a (\tau - \tau_c)^\beta \dots\dots\dots (4.4.4)$$

と表現するべきである. ここで τ_c は, 岩質・流下土砂の濃度・粒径ごとに変化する侵食限界掃流力である.

なお試験片に働く掃流力は, 流速およびシートフローの粒子の速度より 12 ~ 20N/m² 程度であると評価される. この掃流力に対して実験に用いた砂の摩擦速度沈降速度比 u_{*}/w₀ は 0.9 ~ 1.2 で浮遊限界掃流力に相当する.

(事例3) 井上他 (2009)

井上他 (2009) は, 石狩川本川, 旭川市街地付近の軟岩露出箇所において, 掘削により幅1m, 深さ約1m, 勾配1/30の水路を作り, そこに流水と土砂を流下させ, 軟岩の侵食速度を測定した.

現場の地質は, 北海道立地質研究所によると新第三系鮮新統の堆積岩であり, 軟岩ペネトロ計 SH-70 による針貫入試験による換算一軸圧縮強度は, 表4.4.3に示すように 5 ~ 10kgf/cm² (0.5 ~ 1.0MN/m²) 程度の軟岩である. 岩盤層はシルト層, 砂岩層, 礫岩層からなる. いずれの層も固結度が低く, 乾湿繰り返し実験によれば, 礫岩は2サイクル, 砂岩・シルト岩は6サイクルで細粒化 (スレーキング) する. 細粒化した岩盤の平均粒径は, シルト岩で0.005mm, 砂岩で0.13mm, 礫岩で5.8mm である.

現地における堆積している礫は他所由来の平均粒径 40 ~ 60mm 程度の礫であり, この場所で河床が洗掘されて生産される物質は下流へ流されてしまい, ここには堆積しないと判断された.

表4.4.3 針貫入試験*による換算一軸圧縮強度

計測箇所	岩種**	換算一軸圧縮強度		
		範囲 (MN/m ²)	平均値 (MN/m ²)	平均値 (kgf/cm ²)
実験水路内 (フレッシュ)	シルト岩	0.6~1.7	1.0	10.2
	砂岩	0.4~0.6	0.5	5.1
	礫岩	—	—	—
石狩川河口から				
160.3km 地点	シルト岩	0.4~1.4	1.0	10.2
161.0km 地点	砂岩	0.6	0.6	6.1
162.5km 地点	礫岩	—	—	—

*：軟岩ペネトロ計 SH-70（丸東製作所）を使用

**：新第三系鮮新統の堆積岩

水路への給砂なしでの実験（摩擦速度 $u_* = 15 \sim 45 \text{cm/s}$ ）では、岩盤の洗掘はほとんど見られなかった。

給砂を与えた実験における岩盤侵食速度の結果を表4.4.4に示す。与えた給砂の粒径は粒径 d 欄に示され40mmおよび25mmの粒径の礫を供給している。侵食速度の測定は、ケース1, 2 (2mピッチで6測線) ケース3~8 (2mピッチで8測線) において砂礫堆積部分を除いた河床高を測定し、通水前後の平均河床高の差異を用いて評価したものである。

彼らは既往の文献（大野他, 1989）より洗掘速度と単位幅流砂量の関係は

- ①岩盤の洗掘は、主として水流中の砂礫の衝突による。
- ②岩盤の洗掘量は、岩盤面に衝突する砂礫の運動量に比例する。

を仮定し、単幅当りの洗掘速度 D (m/h)

$$D = a_1 \cdot N \cdot M \cdot V_0 \dots\dots\dots (4.4.5)$$

となるとした。ここで a_1 は比例定数、 N は単位時間単位幅当りの洗掘現象に関与する砂礫の数 (個/h/m)、 M は流砂の一個あたりの質量 (g)、 V_0 は流砂の速度 (m/h) である。

N は、単位幅通過掃流砂量を q_p (m³/h)、流砂の一個当りの体積を v (m³)、流砂が衝突する確率を p とすると

$$N = q_p \cdot p / v \dots\dots\dots (4.4.6)$$

であるので

$$D = a_1 \cdot q_p \cdot p / v \cdot \rho_s v \cdot a_2 V = a \cdot p \cdot q_p \cdot V \dots\dots\dots (4.4.7)$$

となるとした。 a_2 、 a は比例定数である。なお原論文では式 (4.4.7) で p が消去されている。すなわち p を一定値として a に繰り込んでいる。しかし、 p は河床に存在する礫が覆う面積、粒径、流速で変わる変数であり一定値とする根拠はない。

実験結果を用いて図示すると、**図4.4.2** のようであり

$$D = 5.0 \times 10^{-8} \cdot q_b \cdot V + 0.006 \dots\dots\dots (4.4.8)$$

であるとした。

表 4.4.4 水路実験の実験条件と洗掘速（井上他，2009）

ケース	1	2	3	4	5	6	7	8
平均流量 Q (m ³ /s)	0.15	0.24	0.15	0.14	0.30	0.30	0.40	0.42
平均水深 h (m)	0.13	0.15	0.13	0.13	0.18	0.18	0.25	2.02
平均流速 V (m/s) *	1.34	1.97	1.34	1.29	2.01	2.06	1.98	2.02
粒径 d (cm)	4.0	4.0	2.5	2.5	4.0	4.0	4.0	4.0
単位幅給砂量* Q_b (m ² /h)	0.49	1.46	1.46	2.9	2.44	3.66	3.66	5.85
継続時間 T (h)	6	4	4	4	4	3	3	3
測線	侵食速度 D (mm/h)							
0m	礫堆積	礫堆積	0.5	礫堆積	礫堆積	礫堆積	礫堆積	礫堆積
2	0.3	0.9	0.4	0.5	1.8	2.9	0.7	2.6
4	0.2	1.1	1.0	1.8	2.2	1.3	1.1	礫堆積
6	0.3	礫堆積	0.3	礫堆積	礫堆積	礫堆積	礫堆積	礫堆積
8	0.6	礫堆積	0.9	2.2	0.5	1.3	1.3	3.3
10	1.0	0.5	1.0	1.6	1.1	2.7	2.9	4.2
12	—	—	0.5	0.8	3.5	1.0	1.3	1.3
14	—	—	1.3	0.8	0.5	3.0	2.7	1.3
平均	0.5	0.8	0.7	1.3	1.6	2.0	1.7	2.6
摩擦速度 U_* (cm/s)	20.6	22.1	20.6	20.6	24.2	24.2	28.6	28.6
無次元掃流力 τ_*	0.066	0.076	0.105	0.105	0.023	0.023	0.031	0.031
流速係数 ϕ	6.5	8.9	6.5	6.2	8.3	8.5	7.0	7.1

* 実質水路幅 82cm として評価した値（手紙にて確認，2010）

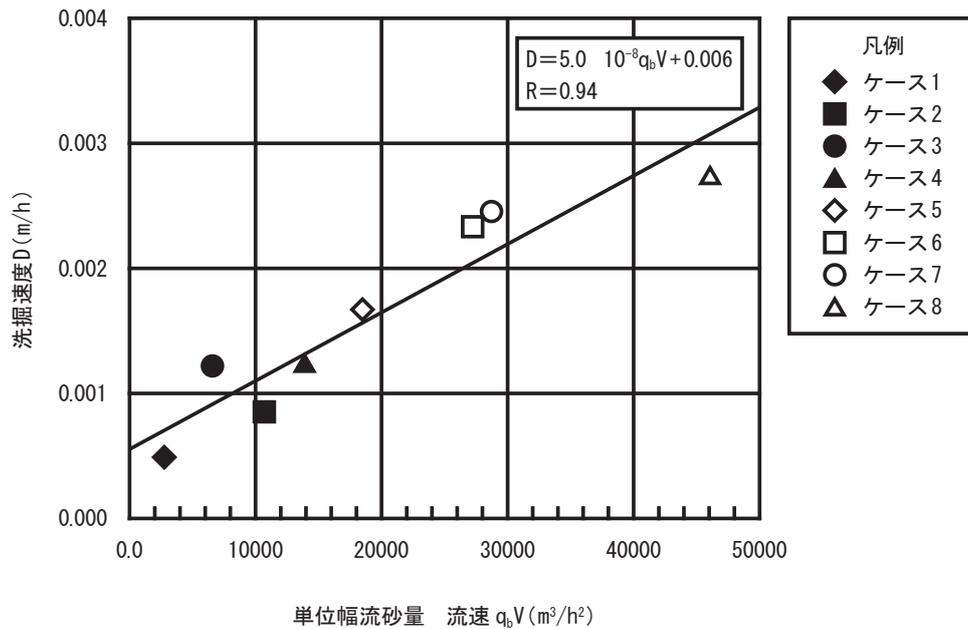


図 4.4.2 洗掘速度と単位幅流砂量×流速との関係(井上他，2009)

彼ら(清家他, 2010; 渡邊, 2010)は, 翌年度(平成21年度)も実験条件を変えて(水深, 掃流礫径)実験的検討を継続し, 式(4.4.8)を用いて整理したところ, バラツキが大きくDと $q_b \cdot V$ の相関が良くないことが判明した. この原因として平成21年度は粒径1cm以下3種, 2.8cm, 5.4cm, 6.0cmの砂礫を供給し粒径の幅を大きくしたため, 平成20年度と異なった洗掘機構が生じたものとした. 実験条件, 実験結果を表4.4.5に示す.

表 4.4.5 平成 21 年度実験条件と結果

ケース	水路勾配 i	粗度係数 n	目標水深 H(m)	水路幅 B(m)	平均流速 V(m/s)	目標流量 Q(m ³ /s)	通水時間 t(hr)	最大粒径 d(m)	単位時間当たりの 給砂量 (m ³ /hr)	平均洗掘深 Z(m)
A-1	30	0.035	0.1	1	1.0	0.1	4	0.004	1.8	0.005
A-2	30	0.035	0.1	1	1.0	0.1	3	0.004	3.6	0.005
A-3	30	0.035	0.2	1	1.4	0.3	3	0.004	4.5	0.013
A-4	30	0.035	0.3	1	1.7	0.5	3	0.006	5.0	0.006
B-1	30	0.035	0.3	1	1.7	0.5	4	0.042	0.6	0.018
B-2	30	0.035	0.3	1	1.7	0.5	3	0.060	1.0	0.008
B-3	30	0.035	0.3	1	1.7	0.5	3	0.054	1.5	0.015
C-1	30	0.035	0.3	1	1.7	0.5	3	0.028	5.0	0.011
C-2	30	0.035	0.3	1	1.7	0.5	3	0.028	6.0	0.009
備考	A-1、A-2、B-2、C-2の平均洗掘深は砂礫堆積部を除いた値である									

砂礫の移動機構に着目し砂礫の躍動距離を評価(土屋他, 1970)し, 評価躍動距離が礫径以下のものは河床を転動, 滑動するもの(磨耗による洗掘)とし, 以上のものは河床に衝突するもの(衝突による洗掘)とした. 磨耗による洗掘量の評価式は, Holmの法則(磨耗量は摩擦距離と過重に比例し, 金属の固さに半比例するとし, 金属やコンクリートに適用された)を援用した既往の研究(石橋, 1983)

$$W_c = C \cdot \mu_s \cdot P \cdot L \dots\dots\dots (4.4.9)$$

$$P = q_b \cdot T \cdot w / (d^3 / 6 \pi) \cdot B \dots\dots\dots (4.4.10)$$

を用いて, 侵食速度は以下の式となるとした.

$$Z/T = C \cdot \mu_s \cdot q_b \cdot w / (d^3 / 6 \pi) \dots\dots\dots (4.4.11)$$

ここで W_c :磨耗量(m³), C :磨耗係数(m²/kgf), μ_s :砂礫の摩擦係数, P :砂礫の総荷重(kgf), L :砂礫の水路移動距離, q_b :単位幅単位時間当り掃流砂量(m²/h), T :流砂作用時間, w :砂礫一個当りの荷重(kgf) d :礫径, $Z = W_c / (L \cdot B)$ は洗掘深(m)である. なお原論文では式(4.4.10)において B が抜けている.

彼らの評価によると軟岩の磨耗係数はコンクリート(1.14E - 08m²/kgf)より2オーダ, 鋼材(1.33 ~ 6.54E - 11m²/kgf)より5オーダ大きい結果となった. 跳躍距離が粒径とほぼ同等および大きい場合を式(4.4.11)を用いて評価した磨耗(衝突)係数 C は, 跳躍距離が粒径より小さいと評価された場合の C より1オーダ程度小さいとされた.

彼らは流下礫速度把握実験(水深は流下礫の平均粒径17mmでは2倍程度, それ以下で粒径の1倍程度以下である)も行っている. 砂礫の移動速度は粒径3cm以下で平均流速に近く, 5.5cmで平均流速の5.5割程度, 7.5cmで4割程度である. 磨耗状態の方が流砂の移動速度が遅くなるにもかかわらず C が大きいのは, 礫と河床の単位時間当たりの接触回数が大きくなるためと考える.

[まとめ]

実験データより下刻に対する耐侵食流速を評価し取りまとめると、表4.4.6のようになる。なお、年侵食量は通水時間20時間として評価し、岩種ごとの耐侵食性の分類を行った。

沖積河川の氾濫原および後背湿地堆積物においては、シルト・粘土が80%以上の粘性土では3m/s程度の流速に耐えられ、細砂が50%程度あると1.5m/s程度が耐侵食流速である(⇒4.4.2)。

清水で流速1.8m/s(実河川で2.0m/s程度)の条件では、モルタル(圧縮強度 $\sigma_c=2.5\text{kgf/cm}^2$)では侵食せず、 $\sigma_c=1.0\text{kgf/cm}^2$ 程度で中侵食層、 0.3kgf/cm^2 程度で強侵食層となる。

粗砂(1.3mm)がシートフロー状態で岩石上を流れる流速1.7m(実河川では2.0m程度)では、 $\sigma_c<2.2\text{kgf/cm}^2$ の岩石は中侵食層、 $2.2\text{kgf/cm}^2<\sigma_c<20\text{kgf/cm}^2$ の岩石は弱侵食層、 $\sigma_c>20\text{kgf/cm}^2$ の岩石は難侵食層であり、 $\sigma_c>278\text{kgf/cm}^2$ の岩石では侵食しない。

軟岩(新第三系鮮新統、泥・砂・礫岩層、 $\sigma_c=5\sim 10\text{kgf/cm}^2$)では、清水では4.5m/s程度の流速に耐えられる(弱侵食層)が、河床上を流砂(礫)が流れると、削磨作用により侵食され、河川の流速が2.0m/sを超える削磨(中侵食層)される。

これらを用いて、セグメント別に軟岩の耐侵食性の評価を行うと表4.4.7となる。

表 4.4.6 軟岩実験データに基づく実河川での侵食性の評価

実験時の U_*^2 (cm^2/s^2)	σ_c (kgf/cm^2)	E (mm/h)	対応 セグ メント	実河川 対応評価 ϕ	実河川 対応 V_m (m/s)	耐侵食 性分類 *1	地質年代・岩種
事例 1、 227 (清水)	2.5	0	2-2	15~25	2.3~3.8	難	沖積砂層相当程度
	1.0	3.6				中	
	0.55	7.8				〃	
	0.30	33				強	
	0.20	180				〃	
事例 2、 120~200 (1.3mmの砂が 流下する $\omega_0=12\text{cm/s}$ 、 $u_* / \omega_0=0.9\sim 1.2$)	250	0	2-2	15~25	2~3.5	難	暁新世・花崗岩
	102	0.21				弱	鮮新世・凝灰岩
	39	0.08				〃	鮮新・前期更新・泥岩
	32	0.008				難	中新世・凝灰岩
	15	0.21				弱	鮮新世・凝灰岩
	49	0.5				弱	始新世・泥岩
事例 3、 425~818 (2.5~4cmの 礫が流下す る) (清水)	5~10	0.5~2.6	2-1、1	15	3.1~4.5	弱 および 中	鮮新世
	5~10	≒0	2-1、1	15	3~4.5	難	鮮新世

※1 年間 20 時間洪水が流下するとして評価

※2 難：年 2mm 以下、弱：年 2~20mm、中：年 20~500mm

表 4.4.7 水理実験から読み取るセグメント別の軟岩の耐侵食評価

セグメント 2-2 において	$\sigma_c<3\text{kgf/cm}^2$ は中侵食層のおそれ
	$3<\sigma_c<20\text{kgf/cm}^2$ は弱侵食層のおそれ
	$\sigma_c>20\text{kgf/cm}^2$ は難侵食層
セグメント 2-1 および 1 で代表粒径 4cm 以下	$5<\sigma_c<10\text{kgf/cm}^2$ は弱および中侵食層のおそれ
	$\sigma_c>250\text{kgf/cm}^2$ は難侵食 (コンクリート)

4.4.2 水理実験による粘性土の侵食限界速度の評価

宇多他(2001)は、堤防の侵食強度、多自然型河岸防御工の開発のため、人工盛土材、堤防土、高水敷の堆積土(不攪乱材)を対象に、流水に対するそれら材料の侵食形態、侵食速度を測り、材料の種々の物性値との関連性を調査した。

用いた供試体の粒度分布を図4.4.3に、物性値を表4.4.8に示す。

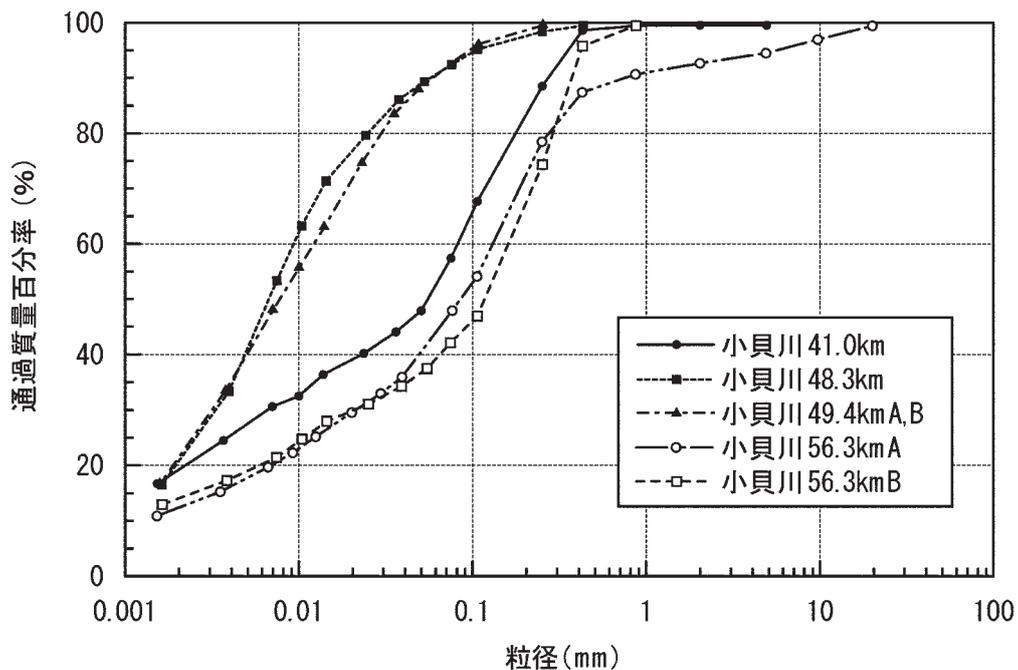
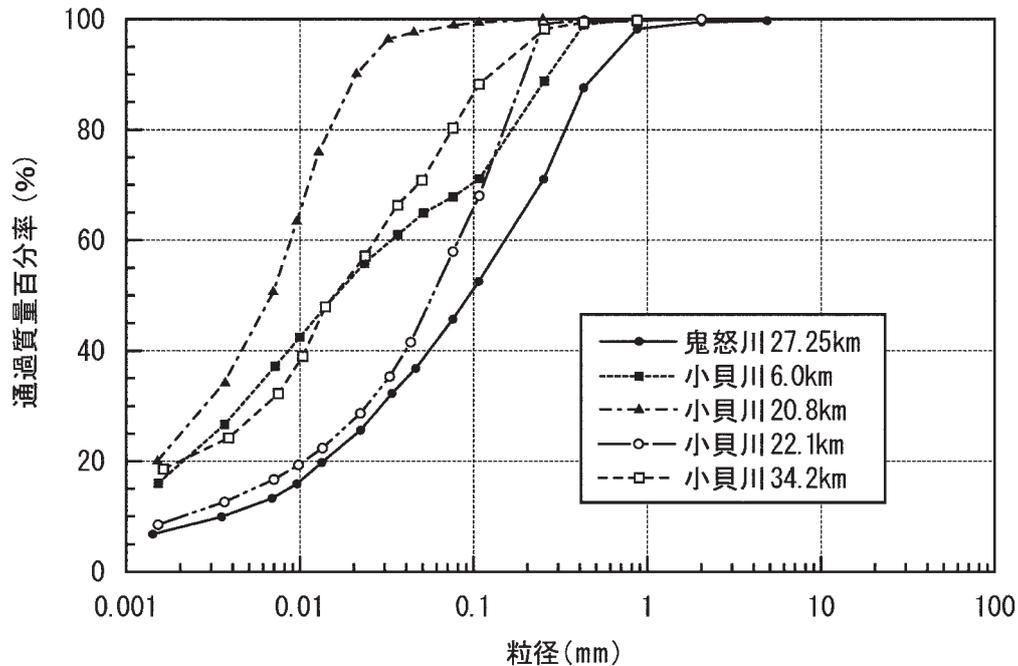


図4.4.3(1) 供試体の粒度分布(宇多他, 2001)

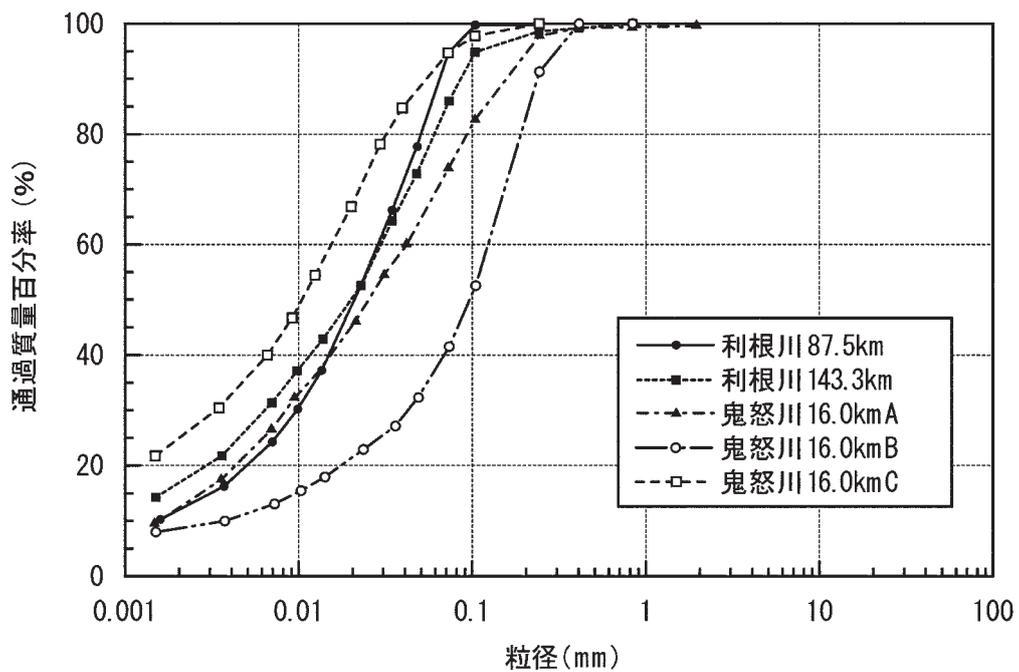
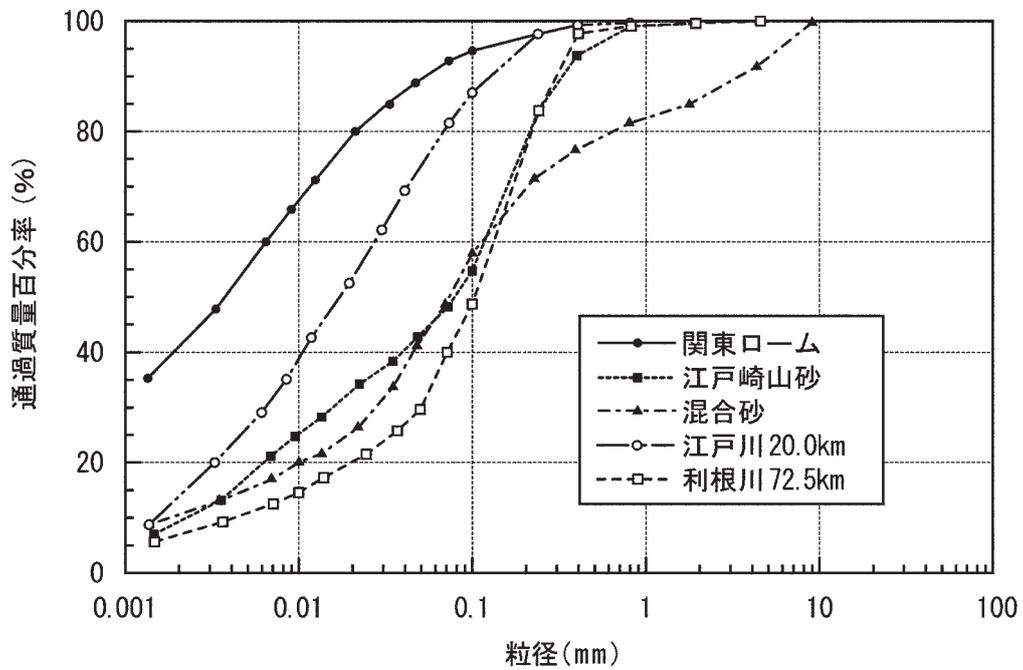


図4.4.3(2) 供試体の粒度分布(宇多他, 2001)

表 4.4.8 (1) 供試体の土質特性 (宇多他, 2001 微修正)

No.	採取地	採取箇所・土質 m	土質分類	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	自然含水比 w_n (%)	湿潤密度 ρ_{t1} (g/cm ³)	乾燥密度 ρ_{d1} (g/cm ³)	間隙比 e	試験後飽和度 S_r (%)	飽和度 Sr (%)	粒度構成 (%)	粒度 D_{60}	コンシステンシー特性		
											液性限界 w_L	塑性限界 w_p			
											砂	砂以上シルト	粘土	71.3	NP
1	人工盛土	関東ローマ	(VH ₂)	2.782	95.9	1.379	0.704	2.952	90.4	92.4	7.0	0.0066	137.2	71.3	
2	人工盛土	江戸崎山砂	(SF)	2.682	24.0	1.804	1.455	0.844	76.3	88.9	51.0	0.1259	NP	NP	
3	人工盛土	混合砂	(VH)	2.742	23.2	1.837	1.491	0.839	75.8		49.0	0.1122	50.6	32.7	
4	堤体土	江戸川20km左岸堤防	(VH ₁)	2.744	33.0	1.515	1.139	1.409	64.3		19.0	0.0282	42.9	30.2	
5	自然土	利根川72.5km右岸	(SM)	2.710	16.9	1.651	1.412	0.919	49.8		59.0	0.1445	38.4	28.6	
6	自然土	利根川87.5km左岸	(ML)	2.677	45.8	1.602	1.099	1.436	85.4		5.1	0.0290	47.4	35.0	
7	自然土	利根川143.0km左岸	(OH)	2.610	76.4	1.327	0.752	2.470	80.7		14.1	0.0300	75.9	44.3	
8	自然土	鬼怒川16.0km右岸 A	(C' H)	2.656	48.2	1.642	1.108	1.397	96.9		26.0	0.0417	63.5	36.4	
9	自然土	鬼怒川16.0km右岸 B	(SF)	2.698	33.4	1.732	1.240	1.176	93.6		59.0	0.1259	NP	NP	
10	自然土	鬼怒川16.0km左岸 C	(CH)	2.651	66.8	1.566	0.939	1.824	98.1		0.0	0.0015	101.0	38.3	
11	自然土	鬼怒川27.25km右岸	(SM)	2.703	24.0	1.896	1.529	0.768	84.5		53.9	0.3000	36.7	28.1	
12	自然土	小貝川16.0km左岸	(C' H)	2.640	65.1	1.381	0.836	2.156	79.7		32.0	0.0331	79.6	39.2	
13	自然土	小貝川20.8km右岸	(C' H)	2.616	57.2	1.583	1.007	1.598	93.6		0.9	0.0090	69.5	36.7	
14	自然土	小貝川22.1km右岸	(ML)	2.688	30.7	1.632	1.249	1.153	71.6		42.0	0.0800	36.6	24.9	
15	自然土	小貝川34.2km右岸	(CH)	2.680	43.2	1.737	1.213	1.209	95.7		19.6	0.0250	52.2	27.7	
16	自然土	小貝川41.0km左岸	(OL)	2.676	32.3	1.787	1.351	0.981	88.1		42.5	0.0810	41.1	24.7	
17	自然土	小貝川48.3km左岸	(OH)	2.528	100.6	1.284	0.640	2.950	86.2		7.6	0.0090	114.2	53.6	
18	自然土	小貝川49.4km右岸	(OH)	2.573	79.8	1.362	0.758	2.397	85.7		7.3	0.0120	99.8	50.4	
19	自然土	小貝川56.3km左岸A	(SO)	2.586	42.3	1.445	1.015	1.547	70.7		45.1	0.1200	68.8	38.6	
20	自然土	小貝川56.3km左岸B	(SM)	2.660	33.5	1.461	1.094	1.431	62.3		57.9	0.1500	52.9	36.0	

人工盛土：実験場で盛土締めを行い、採取した供試体

堤体土：堤防法面上から採取した供試体

自然土：高水敷など自然堆積土から採取した供試体

$$I_P = W_L - W_P, \quad I_C = \frac{W_L - W_n}{I_P}, \quad I_L = \frac{w_n - W_P}{I_P}, \quad e = \frac{G_s \rho_s}{\rho_d} - 1$$

$$A = \frac{I_P}{2\mu\text{m以下の粘土含有率}}, \quad P_r = \frac{I_P}{W_P}, \quad Sr = \frac{w_n}{\rho_s} \frac{1}{\rho_d G_s}$$

表 4.4.8 (2) 供試体の土質特性 (宇多他, 2001)

No.	コンシステンシー特性				縮め特性				簡易貫入試験 N ₆₀	静的貫入試験 q _p (kgf/cm ²)	三軸粘着力 c (kg/cm ²)	せん断抵抗力 φ度	一面せん断試験 C kgf/cm ²	φ度	
	塑性指数 I _p	コンシステンシー指数 I _c	液性指数 I _L	活性度 A	塑性比 P _r	最大乾燥密度 ρ _{dmax}	最適含水比 W _{opt}	縮め度 %							
1	65.900	0.627	0.373	1.648	0.924	0.757	84.50	93.0	1.42						
2	NP	NP	NP	NP	NP	1.531	23.20	95.0	1.54						
3	17.900	1.531	-0.531	1.627	0.547	1.674	18.60	89.1	2.27						
4	12.700	0.779	0.220	0.907	0.420	1.406	27.10	81.0	3.50	10.05以上					
5	9.800	2.194	-1.194	0.612	0.343	1.485	25.80	95.1	8.90	10.05以上					
6	12.400	0.129	0.871	1.033	0.354	1.391	28.75	79.0	2.82	8.85					
7	31.600	-0.016	1.016	1.975	0.713	1.166	39.70	64.5	5.02	6.93					
8	27.100	0.565	0.435	2.258	0.745	1.251	31.30	88.6	2.44						
9	NP	NP	NP	NP	NP	1.406	26.00	88.2							
10	62.800	0.546	0.454	0.897	1.640	1.050	49.00	89.4	2.00						
11	8.600	1.477	-0.477	1.075	0.306	1.790	16.61	85.4	3.67	7.80					
12	40.400	0.359	0.641	2.020	1.031	1.033	49.20	80.9	3.83	2.11					
13	32.800	0.375	0.625	1.367	0.894	1.185	40.05	85.0	2.46	3.40					
14	11.700	0.504	0.496	1.300	0.470	1.522	24.17	82.1	6.11	10.00					
15	24.500	0.367	0.633	1.225	0.884	1.370	29.10	88.5	6.79	2.81					
16	16.400	0.537	0.463	0.863	0.664	1.464	24.90	92.3	8.04	9.21					
17	60.600	0.224	0.776	3.030	1.131	0.956	52.50	66.9	3.04	4.64					
18	49.400	0.405	0.595	3.352	0.980	0.917	54.50	82.7	1.35	3.90					
19	30.200	0.877	0.123	2.517	0.782	1.230	35.60	82.5	25.70	9.26					
20	16.900	1.148	-0.148	1.207	0.469	1.439	27.56	76.0	10.71	6.97					

通水した最低流速 (0.8m/s程度) で侵食が生じたが, 侵食速度は遅く, ある流速値に達すると侵食速度が急増した. この侵食速度が急増する速度を侵食限界速度 V_c と定義した. 侵食限界流速以下の流速では, 供試体の表面から数cmの幅を持つ薄片状の土塊が剥離する程度であるが, 侵食限界流速を超えると5~20cmの土塊が離脱する侵食する形態となった(実質的に粘性土の急速破壊, 1時間で数m以上).

侵食限界流速と供試体の物性を表す指標(粘土含有率(0.004mm以下), 間隙比, 粘着力 C)との相関を調べたが, 相関性が悪くこれらの指標では侵食限界速度 V_c を評価できないことが分かった.

侵食形態の観察およびその破壊機構の評価(侵食は土塊に働く揚力が, 土塊離脱面に作用する引っ張り応力を上回る時に生じる)より, 粘性土の引っ張り破壊強度が重要な指標となるとして**図4.4.4**に示す引っ張り試験器を開発し, 引っ張り破壊強度(**表4.4.9**)を測定した. 侵食限界速度 V_c と引っ張り破壊強度 σ_{tb} の関係を整理することにより**図4.4.5**を得た. なお, **図4.4.5**の縦軸の値を流速係数 $\phi=12$ で除せば侵食限界摩擦速度 u_{*c} と張り破壊強度 σ_{tb} の関係となる.

この実験結果等より粘性土の物性値と侵食限界速度・侵食限界摩擦速度の関係を再整理すると**表4.4.10**のようである. この侵食限界速度・侵食限界摩擦速度は土層が破壊されない限界値であり, 通常の意味での侵食が始まる限界値を示すものではない. 中侵食層となる限界値の流速に近いものと言える. 河川工学的意味で河岸の耐侵食流速は, 細砂混じり粘性土で1~1.5m/s, シルト・粘性土で2m/s程度と考えておくべきであろう.

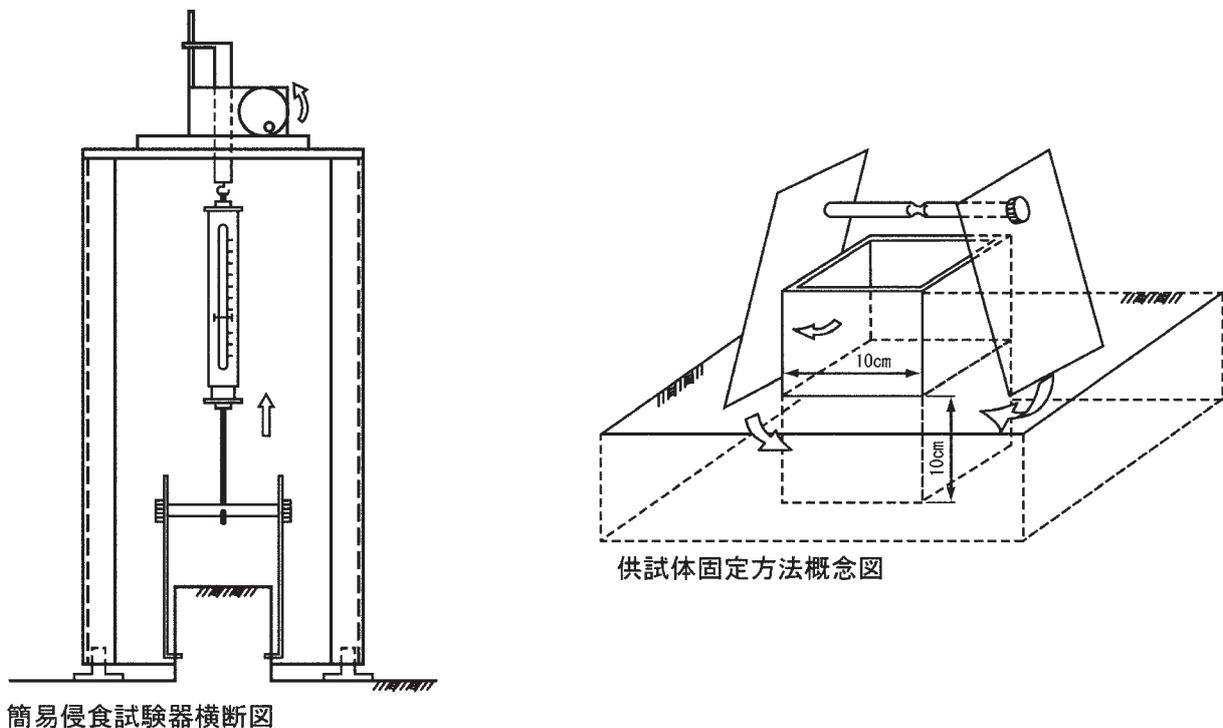


図4.4.4 引っ張り試験器の概要図(宇多他, 2001)

表 4.4.9 (1) 引張り試験結果 (宇多他, 2001 微修正)

供試体採取地点	No.	○	引張り破壊応力		標準偏差		含水比		特記事項
			σ_{tb} (g/cm ²)	平均値	σ	σ/σ_{tb}	%	平均値	
関東口一ム	1	○	6.96	6.39	3.3785	0.5291	82.17	89.08	
	2	○	1.67				85.26		
	3	○	5.76				88.24		
	4	○	11.15				96.84		湿潤
江戸崎山砂	1	○	0.00	1.20	1.7248	1.4422	欠測	21.45	
	2	○	0.00				18.38		
	3	○	4.43				19.55		
	4	○	0.00				18.91		
	5	○	1.55				28.95		湿潤
混合砂	1	○	15.96	14.66	1.3050	0.0890	—		
	2		—				—		供試体破壊
	3	○	13.35				—		
江戸川20.0km	1		—	13.61	3.4574	0.2541	—	33.97	供試体破壊
	2	○	12.79				34.88		
	3	○	18.19				34.34		
	4	○	9.84				32.70		
利根川右岸72.5km	1	○	7.26	8.74	1.7824	0.2039	18.74	26.41	
	2		14.42				30.85		
	3	○	7.72				20.31		
	4	○	11.25				35.73		
	5		—				—		
利根川左岸87.5km	1	○	26.85	27.29	6.8807	0.2521	45.50	45.82	供試体破壊
	2		—				—		
	3	○	17.89				45.90		
	4	○	30.62				45.60		
	5	○	38.16				45.10		
	6	○	22.94				47.00		
利根川右岸143.0km	1	○	6.10	7.65	1.4385	0.1880	85.60	87.18	供試体破壊
	2		—				—		
	3	○	8.50				90.10		
	4	○	7.70				82.90		
	5	○	6.00				85.50		
	6	○	10.20				92.30		
	7	○	7.40				86.70		
鬼怒川右岸16.0km A	1		—	25.57	4.5893	0.1795	—	47.53	供試体破壊
	2	○	31.75				54.42		
	3	○	18.82				48.26		
	4	○	26.26				46.90		
	5	○	25.45				40.53		
鬼怒川右岸16.0km B	1	○	7.32	4.21	2.4830	0.5905	51.71	35.55	
	2	○	0.89				29.71		
	3	○	2.90				34.73		
	4	○	5.71				26.03		湿潤
鬼怒川中州16.0km C	1	○	32.71	35.33	3.4353	0.0972	137.36	136.10	
	2	○	33.09				129.59		
	3	○	40.18				141.35		
鬼怒川左岸27.25km	1	○	33.66	40.04	7.4052	0.1850	23.40	22.26	
	2	○	33.05				22.90		
	3	○	37.59				22.80		
	4	○	49.78				23.00		
	5	○	31.80				21.30		
	6	○	48.31				21.40		
	7	○	49.90				22.40		
	8	○	36.20				20.90		

表 4.4.9 (2) 引張り試験結果 (宇多他, 2001)

供試体採取地点	No.	○	引張り破壊応力		標準偏差		含水比		特記事項				
			σ_{tb} (g/cm ²)	平均値	σ	σ/σ_{tb}	%	平均値					
小貝川左岸6.0km	1		—	5.66	2.8438	0.5026	—	74.50	供試体破壊				
	2		—				—		—	—	—	—	"
	3		—				—		—	—	—	—	"
	4	○	4.59				67.44		75.55	—	—	—	—
	5	○	2.49				69.54		78.59	—	—	—	—
	6	○	10.82				75.55		81.37	—	—	—	—
	7	○	6.24				81.37		—	—	—	—	—
	8	○	4.15				—		—	—	—	—	—
小貝川右岸20.8km	1	○	53.40	52.58	6.3415	0.1206	66.30	64.08	—				
	2	○	53.20				65.30		—	—			
	3	○	46.40				62.70		—	—			
	4	○	64.60				66.20		—	—			
	5	○	52.90				63.10		—	—			
	6	○	45.00				60.90		—	—			
小貝川左岸22.1km	1	○	15.50	21.76	10.2798	0.4724	33.40	30.08	—				
	2	○	24.80				36.80		—	—			
	3	○	40.00				34.00		—	—			
	4	○	10.10				36.90		—	—			
	5		32.00				22.30		—	—			
	6	○	18.40				24.30		—	—			
小貝川右岸34.2km	1	○	50.10	43.73	5.6716	0.1297	45.70	45.28	断面に穴あり				
	2		19.30				44.60		—	—			
	3	○	44.40				45.20		—	—			
	4		—				—		—	—			
	5	○	45.80				45.10		—	—			
	6	○	34.60				45.10		—	—			
小貝川左岸41.0km	1	○	58.90	63.50	3.4477	0.0543	22.50	23.17	—				
	2	○	67.20				23.50		—	—			
	3	○	64.40				23.50		—	—			
小貝川左岸48.3km	1	○	14.80	27.65	8.9779	0.3247	99.30	110.32	—				
	2	○	16.90				116.50		—	—			
	3	○	27.90				101.60		—	—			
	4	○	35.40				113.20		—	—			
	5	○	32.20				115.50		—	—			
	6	○	38.70				115.80		—	—			
小貝川右岸49.4km	1	○	5.80	6.93	2.5773	0.3717	85.00	84.13	—				
	2		—				—		—	—			
	3	○	4.50				83.90		—	—			
	4	○	10.50				83.50		—	—			
	5		0.00				83.20		—	—			
小貝川左岸56.3km A	1	○	16.87	16.23	2.4394	0.1503	49.90	52.05	—				
	2	○	14.34				49.70		—	—			
	3	○	19.29				49.00		—	—			
	4	○	19.36				51.40		—	—			
	5	○	13.42				58.20		—	—			
	6	○	14.07				54.10		—	—			
小貝川左岸56.3km B	1	○	4.80	9.01	4.3403	0.4816	—	—	—				
	2	○	9.10				—		—	—			
	3	○	15.70				—		—	—			
	4	○	11.50				—		—	—			
	5		—				—		—	—			
	6	○	3.96				—		—	—			

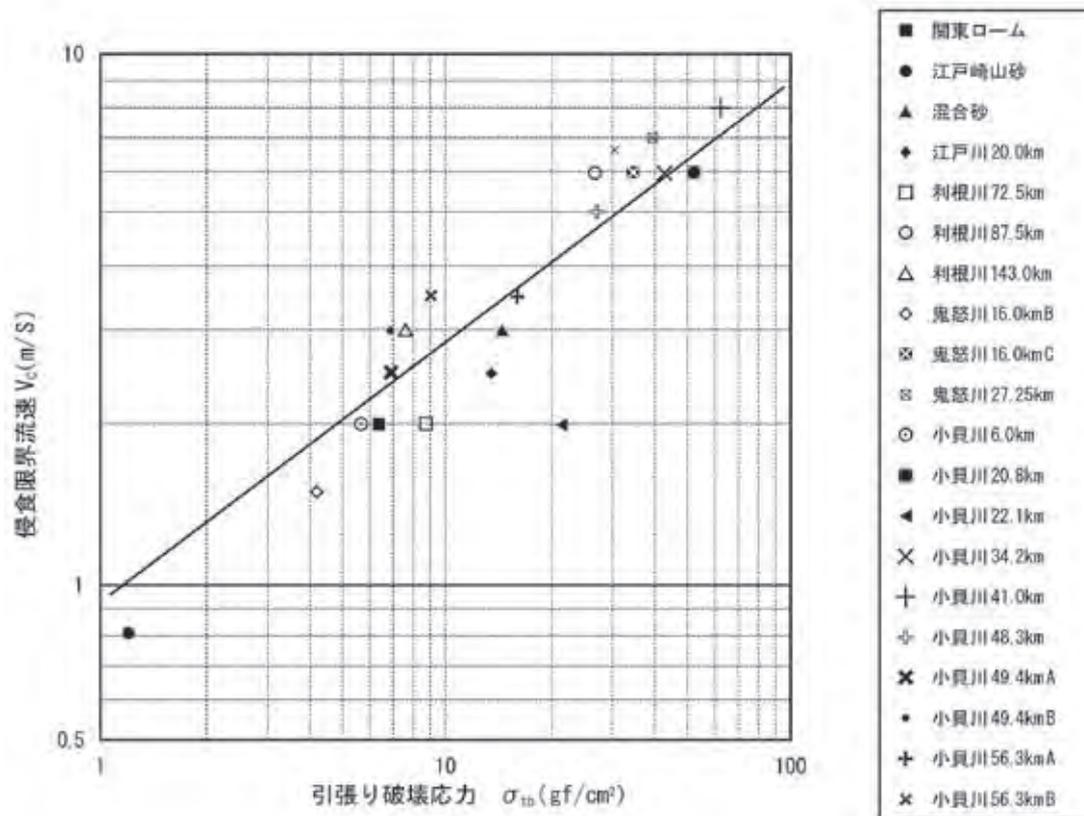


図 4.4.5 侵食限界流速と引っ張り強度との関係

表 4.4.10 粘性土の物性値と侵食限界流速・侵食限界摩擦速度の関係

土質・岩質	地質年代	堆積環境	場所	粒度構成	σ_{tb} (gf/cm ²)	u_{*c}^* (cm/s)	V_c^{**} (m/s)	文献
高水敷堆積物	完新世	氾濫原堆積物	鬼怒川16k	細砂50%		13	1.5	山本(1994)
				シルトが多い		17	2.0	
				粘土が多い		25	3.0	
高水敷堆積物 一部人工盛土	完新世	氾濫原堆積物	江戸川・利根川 鬼怒川・小貝川	細砂50%以上	0.8~4.8	7~17	0.8~2.0	宇多他(2001)
					4.8~19.2	17~33	2~4	
				シルト・粘土 が80%以上	19.2~43.2	33~50	4~6	
				43.2~76.8	50~67	6~8		

σ_{tb} は引張強度

* $V_c/12$ による評価

** 実験値による評価であり、現地河川では1~2割増となる。

メモ 氾濫堆積物の侵食速度は引っ張り破壊強度になぜ規定されるのか

氾濫原の表層近くの堆積物は、洪水氾濫による流水では運ばれたものである。セグメント2, 3では、ワッシュロードであるシルト・粘土と浮遊砂である細砂およびシルトが堆積する。河岸に近いところほど流速が早く、また河水中に含まれる土砂濃度が高いため、一洪水における堆積厚さ、また粒度も大きい。さらに洪水中においても流速の変化および河水中の土砂濃度と粒度が変化するため、一洪水の堆積物でも粒度構成の異なる層序を持つ。

洪水後は、堆積土砂は乾燥収縮シクラックの発生、草本類の生育により堆積物は攪乱を受けるが、一洪水の層序構造を保存する。すなわち氾濫原堆積物は層序構造として氾濫の歴史性を保存する。水平方向の層序構造は、垂直方向に層序厚に相当する弱層あるいは強度層が形成されていることになる。引っ張り強度が粘性土の侵食限界流速を規定している理由である。引っ張り破壊強度 σ_{tb} が小さい程(砂分が多い)、侵食されるとき土塊が大きいという実験結果は、砂分の多いほど河岸に近いところの堆積物であり、1層の厚さが大きいのである。

以上のことは、粘性土の侵食限界流速を規定する物性値が何であるかを想定する場合、その堆積条件(氾濫堆積物か、海成のデルタ底置層であるのか、湖沼湖底堆積物であるのか、後背湿地堆積物であるのか)の差異を勘案しなければならないことを示す。また粘性土が河岸にある場合と河床にある場合では侵食形態に差異が生じるであろう。

砂分がある程度混じるシルト・粘土堆積物は1.5～3m/sの流速に耐えられること、シルト・粘土からなる後背湿地堆積物は2～3m/s以上の流速に耐えられることを、頭に入れておこう(堤防護岸に必要性の判断根拠)。

4.4.3 現地地形変化からの評価

粘性土・軟岩からなる河川の河床および河岸の侵食は、種々の風化・侵食機構の複合作用の結果であり、実験室や現地実験のように単純な系による侵食形態と異なるものである。その意味で河川技術の観点から、実河川で生じた風化形態とその変化速度を把握し、それを何らかの指標との関係性を経験則として抽出していくことが望まれる。しかしながら外力の算定が難しいこと、軟岩の物性値が測定場所の水平方向数m、垂直方向数10cmの違いでも差異があり物性値の代表性の評価が難しいこと、などにより軟岩の物性値と変化速度の関係を示す実証的調査事例は少ない。

(1) 地形変化から把握した長時間（千年スケール）の側刻速度と下刻速度

鈴木(1982)、鈴木他(1983)は、日本の河川の側刻速度とそれを規定する要因との関係を分析している。側刻速度を谷底侵食低地幅、河岸侵食段丘面幅をその地形形成時間Tで除することにより求め、その速度を規定するであろう側刻力およびそれに対する基礎岩石の抵抗力の関数として定式化している。検討の対象としたのは岩木川、信濃川、荒川、多摩川、木曾川である。

谷底侵食低地および下位侵食段丘面を形成した側刻作用の任意地点における数千年間の平均侵食速度は以下のものであるとした。

$$W/T = \kappa ((\gamma P A \tan \theta) / (T_r S_c I_d))^{1/2} \dots\dots\dots (4.4.1)$$

ここで

W=側刻幅：谷底侵食低地または侵食段丘面の横断幅 (m)

T=側刻作用の継続期間 (yr)

γ = 洪水流の単位堆積重量 (=1000kgf/m³と仮定)

P=流域の平均年降雨量 (mm/yr)

A=流域面積 (km²)

$\tan \theta$ = 側刻面の縦断勾配

T_r=側刻を起こす大規模洪水の再現期間 (yr)

S_c=基礎岩石の湿潤供試体の一軸圧縮強度 (kgf/cm²)

I_d=基礎岩石の不連続指数 (現場縦波速度/湿潤供試体縦波速度)

κ = 無次元比例定数 (=5.3 × 10⁻⁴)

式(4.4.1)は、河川の側刻期の任意地点の年平均側刻速度W/Tが、その地点における一年当たりの側刻力 $\gamma P A \tan \theta / T_r$ と側刻に対する基盤岩石の抵抗力S_c I_dの比の平方根に比例するとしたものである。

岩木川、信濃川、荒川、多摩川、木曾川について、現沖積面および低い段丘面の幅、側刻速度を規定すると考えられる上記要因を調べ(表4.4.11に關係する情報を整理)、図4.4.6のごとくになるとした。

表 4.4.11 (1) 沖積谷, 低位段丘の側刻速度に関わるデータ (鈴木;1982, 鈴木;1983 より作成)

河川名	Loc No	W (m)	A (km ²)	tanθ (10 ⁻³)	岩質	地質年代	S _c (kgf/cm ²)	V _{pf} (km/s)	V _{pc} (km/s)	I _d	T _r (年)	T (年)	W/T (cm/年)
岩木川 (沖積面)	1	30	172.4	8.9	玄武岩岩脈		1610	3.13	5.18	0.60	3.57	2000	1.5
	2	70	174.8	6.3	凝灰角礫岩		205	3.02	3.08	0.98			3.5
	3	62	180.1	3.4	溶岩		653	2.60	4.07	0.49			3.1
	4	40	181.0	6.9	溶岩		1230	1.02	4.90	0.21			2.0
	5	108	182.6	5.4	dactic凝灰岩		344	0.70	3.22	0.22			5.4
	6	265	199.6	6.5	緑色凝灰岩		310	0.99	3.23	0.31			13.3
	7	270	200.0	5.0	火山灰質凝灰岩		67	1.25	1.90	0.66			13.5
	8	30	200.1	6.2	溶岩		1430	2.10	5.35	0.39			1.5
	9	30	203.8	4.1	溶岩		1490	2.32	4.53	0.51			1.0
	10	80	204.0	4.7	火山灰質凝灰岩		91	0.86	1.75	0.49			4.0
	11	35	206.0	3.9	autobrec凝灰岩		263	1.97	2.53	0.78			1.8
	12	110	209.7	5.8	パミス凝灰岩		67	0.76	1.10	0.69			5.5
	13	25	209.7	5.8	スコリヤ凝灰岩		1610	2.52	4.95	0.51			1.3
	14	120	210.8	5.0	泥岩		16	1.67	1.69	0.99			6.0
	15	215	212.5	6.3	泥岩		12			(1)			10.8
	16	280	213.7	6.1	泥岩		17	1.25	0.79	(1)			14.0
	17	380	217.5	6.1	泥岩		18	0.99	1.17	0.84			19.0
	18	300	218.6	5.4	泥岩		12	0.78		(1)			15.0
	19	480	271.7	6.8	泥岩		12	0.92		(1)			24.0
	20	50	285.8	7.9	溶岩		1020	1.13	5.13	0.22			2.5
	21	40	285.9	9.6	火山性凝灰岩		168	0.86	3.40	0.25			2.0
	22	50	286.6	4.9	溶岩		451	1.40	3.34	0.42			2.5
	23	200	289.5	4.9	泥岩		12						10.0
	24	250	291.0	4.3	泥岩		12	1.31					12.5
	25	350	376.0	3.6	泥岩		12	1.60					17.5
	26	45	29.5	5.5	泥岩		30	1.34	0.80				2.3
	27	15	27.2	12.8	凝灰角礫岩		236	1.06	2.53	0.42			0.75
	28	300	77.0	10.1	泥岩		12	1.62		(1)			15.0

表 4.4.11 (2) 沖積谷, 低位段丘の側刻速度に関わるデータ (鈴木;1982, 鈴木;1983 より作成)

河川名	Loc No	W (m)	A (km ²)	tanθ (10 ⁻³)	岩質	地質年代	S _c (kgf/cm ²)	V _{pf} (km/s)	V _{pc} (km/s)	I _d	T _r (年)	T (年)	W/T (cm/年)
岩木川 (低位段丘)	1	250	1.75	12.5	貫入玄武岩		460	3.03	3.79	0.78	3.57	8000	3.12
	2	460	180	9.5	緑色凝灰岩		310	0.99	3.21	0.31			5.80
	3	370	200	7.0	緑色凝灰岩		171	1.43	1.92	0.75			4.60
	4	120	201	3.8	溶岩		1430	2.90	5.34	0.54			1.50
	5	15	203	3.8	lapilli凝灰岩		91	0.86	1.75	0.49			3.94
	6	270	204	5.5	パミス凝灰岩		91	0.86	1.75	0.49			3.38
	7	630	206	8.0	泥岩		67	0.76	1.10	0.69			7.88
	8	1000	210	11.9	泥岩		12	1.25		(1)			12.5
	9	1000	213	9.0	泥岩		17	1.25	0.80	(1)			12.5
	10	1030	216	7.0	泥岩		18	0.99	1.17	0.84			12.9
	11	700	219	4.7	泥岩		12	0.78	1.17	(1)			8.75
	12	890	272	5.9	泥岩		12	0.92		(1)			11.1
	13	610	286	4.0	泥岩		12			(1)			7.6
	14	400	289	2.0	泥岩		12			(1)			5.0
	15	710	291	1.9	泥岩		12	1.31		(1)			8.9
	16	1110	376	1.8	泥岩		12	1.60		(1)			13.9
	17	140	16	10.3	泥岩		12			(1)			1.75
	18	240	17	9.1	泥岩		30	1.34		(1)			3.00
	19	280	21	4.8	泥岩		12			(1)			3.50
	20	150	14	21.7	緑色凝灰岩		195	1.67	2.09	0.80			1.90
	21	105	26	20.0	緑色凝灰岩		311	3.33	3.38	0.99			1.31
	22	180	28	16.6	緑色凝灰岩		91	1.02	1.45	0.58			2.25
	23	218	24	20.0	砂質シルト		18	1.09	1.17	0.93			2.73
	24	230	26	13.8	lapilli凝灰岩		91	0.86	1.75	0.49			2.88
	25	450	75	10.5	凝灰角礫岩		12	1.62		(1)			5.6
	26	900	83	6.6	泥岩		12			(1)			11.3

表 4.4.11 (3) 沖積谷, 低位段丘の側刻速度に関するデータ (鈴木;1982, 鈴木;1983 より作成)

河川名	Loc No	W (m)	A (km ²)	tanθ · 10 ⁻³	岩質	地質年代	S _c (kgf/cm ²)	V _{pf} (km/s)	V _{pc} (km/s)	I _d	T _r (年)	T (年)	W/T (cm/年)
信濃川 (谷底低地)	1	710	5575	2.4	泥岩	鮮新世	17	0.93	1.43	0.65	3.06	4000	17.8
	2	350	5603	2.2	泥岩	鮮新世	55	1.35	1.34	(1)			8.75
	3	720	5605	1.5	砂岩	鮮新世	8.4	—	0.65	(1)			18.0
	4	310	5611	1.3	砂岩	鮮新世	8.4	—	0.65	(1)			7.75
	5	380	6945	1.0	泥岩	鮮新世	55	1.35	1.34	(1)			9.5
	6	1200	6950	1.5	泥岩	鮮新世	17	—	—	(1)			30.0
	7	625	6955	1.5	砂岩	鮮新世	39	1.41	1.15	(1)			15.6
荒川 (関東) (谷底低地)	1	250	460	3.8	砂岩	中新世	(241)	(2.23)	(2.38)	(0.77)	2.17	4000	6.25
	2	138	461	3.8	砂岩	中新世	241	2.23	2.38	0.77			3.45
	3	125	461	4.2	砂岩	中新世	508	2.17	2.12	(1)			3.13
	4	80	70	3.8	砂岩	中新世	241	—	—	(1)			2.00
	5	100	242	4.6	シルト岩	中新世	1177	1.10	3.45	0.32			2.50
	6	175	802	1.4	砂岩	中新世	169	—	1.38	(1)			4.38
	7	188	824	2.2	蛇紋岩	不明	1300	2.19	4.20	0.52			4.70
	8	88	859	3.0	chlorite- 結晶片岩	石炭紀- 三疊紀	879	3.49	4.86	0.72			2.20
	9	580	920	2.0	砂岩	中新世	35	—	—	(1)			14.5
	10	213	922	3.4	砂岩	中新世	35	1.65	1.65	1.60			5.3
	11	200	928	1.8	砂岩	中新世	88	1.99	1.90	(1)			5.0
	12	175	933	3.3	砂岩	中新世	291	2.90	3.38	0.86			4.4
	13	380	940	2.0	砂岩	中新世	35	—	—	(1)			9.5
多摩川 (谷底低地)	1	45	463	2.7	スレート	ペルム紀 古生代	762	1.05	4.70	0.22	(2.17)	2000	2.25
	2	1500	725	2.7	砂岩	鮮新世	(2)	1.38	—	(1)			75.0
木曽川 (谷底低地)	1	30	2130	2.0	砂岩	ペルム紀	1777	1.70	4.66	0.36	2.53	4000	0.75
	2	210	2150	1.0	砂岩	ペルム紀	586	1.41	4.74	0.30			5.25
	3	80	2170	0.5	凝灰角礫岩	中新世	316	2.53	3.47	0.76			2.00
	4	120	2480	3.8	凝灰角礫岩	中新世	316	2.06	3.47	0.59			3.00
	5	20	2490	0.4	スレート	ペルム紀	1479	3.33	4.77	0.70			0.50
	6	50	2490	0.4	砂岩	ペルム紀	1318	1.86	5.13	0.36			1.25
	7	300	4680	1.4	砂岩	中新世	73	1.65	2.32	0.71			7.5
	8	260	4870	1.3	チャート	ペルム紀	741	1.97	4.31	0.45			6.5

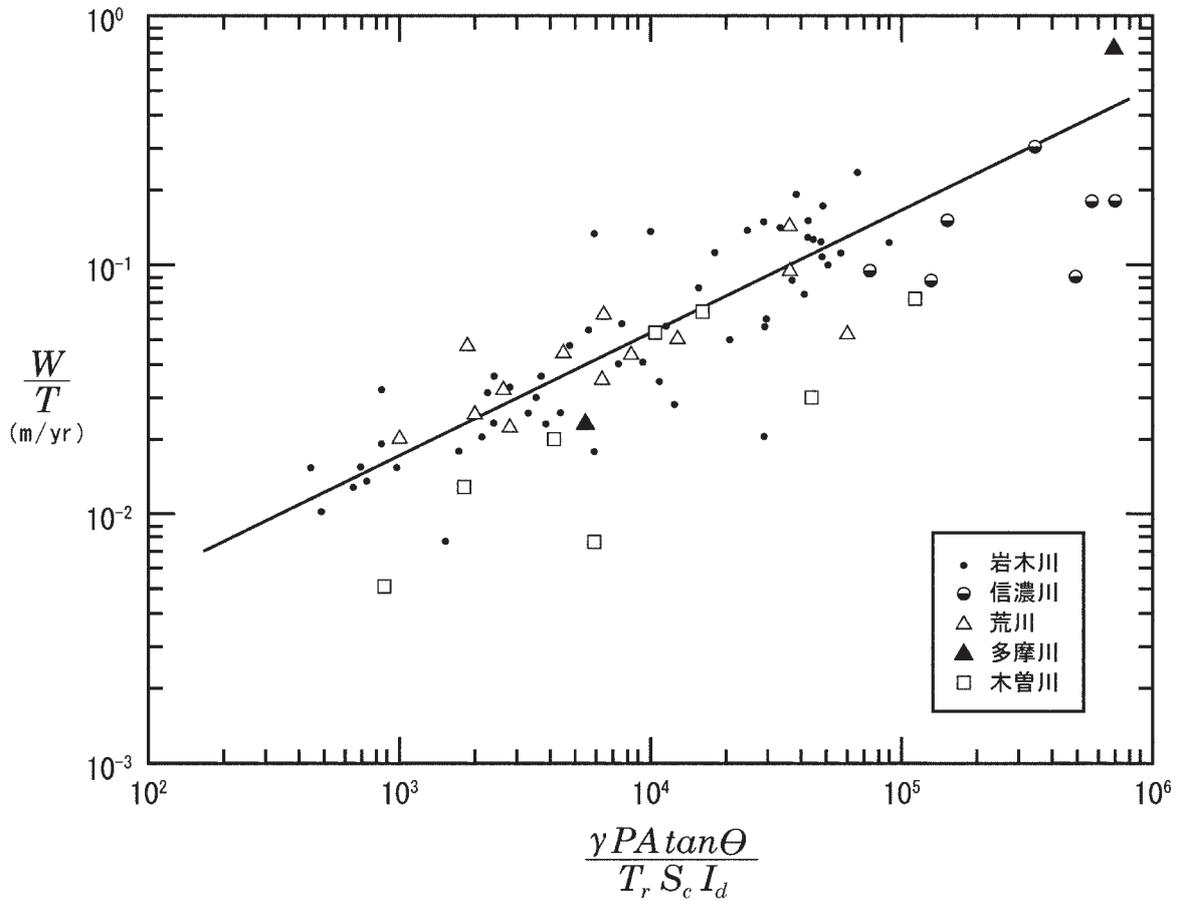


図 4.4.6 側刻速度と $\gamma P A \tan \theta / (T_r S_c I_d)$ の関係 (鈴木, 1983)

河川間の差異（ばらつき）は1) 岩石物性の必然的バラツキ，2) 生育蛇行の振幅増加に関与する強抵抗性岩の固定点効果，3) 大河川で谷底低地幅の狭い時期における生育蛇行成長過程の局所的差異などが影響しているだろうとしている。

図4.4.6によると側刻速度は年1～20cmの河道が大部分である。側刻幅を過大に見積もっているので結論は差し控えるべきであるが，この速度はかなり大きいものである。

式(4.4.1)の意味を批判的に検討しよう。

- ・ T ある平坦面が形成された年数である（考古学的遺跡等により推定）。
- ・ T_r 側刻が生じる平均回帰年である（2.17～3.57年と評価）。平均年最大流量の回帰年=2.3年程度であるのでそれほど大きな流量ではない。側刻により谷幅が広がると，河道は谷壁にいつも沿うものでなくなり谷幅が広がるにつれて T_r が大きくなる。
- ・ $P A \tan \theta$ 侵食力を代表するとしている。年間流出高×A×谷勾配I，これは何を意味するのか。年間流出高は河川が異なっても大きく変わらないので侵食力はAIの関数となる。これは，平均年最大流量 Q_m とすると $Q_m^{2.5 \sim 3.3} I$ に比例する。なぜなら平均年最大流量の比流量 $q = A^{-0.6 \sim 0.7}$ 程度である（山本，1989）。大河川の侵食力を過大に見積もっていると考える。
- ・ 直接的侵食力は河岸に働く掃流力である。掃流力は $H \cdot I$ に比例する。しかし河岸の側刻速度には他の風化要因（スレーキング，乾燥収縮による破碎，凍結融解による破碎）が関係する。岩質と風化現象の差異，侵食速度の関係を調査する必要がある。
- ・ $S_c I_d$ 現場の岩石の侵食抵抗力を表す指標として捉えられている。抵抗力は圧縮強度と割れ目を表す指標との積で規定されるとしてよいか。土層・岩層の走行・傾斜，層序構造（侵食抵抗の異なる泥層と砂層の互層など），割れ目によっては引っ張り強度が重要である。
- ・ 側刻速度の評価はWから河川自体の川幅（段丘化の始まり時の方が平衡状態の川幅より狭いが評価し得ないので現川幅で代表するしかない⇒5.2.2）を差し引くべきである。
- ・ 洪水流量がP Aに比例するとし，さらに洪水時の水深が流量に比例するとするなど仮説に問題がある。

以上，式(4.4.1)を普遍化してよいか留保すべき点があるが，側岸（基岩）の強度が側刻速度を規定する大きな要因であるとの指摘は重要である。

4.5 現地河川による耐侵食速度および下刻速度の評価

4.5.1 検討対象河道の侵食特性把握法

4.4で示したように、軟岩の侵食形態および侵食速度に関する検討は、研究事例が少ない。

土質・岩質に関する物性値・化学的特性値と侵食形態および侵食速度の関係を表す関数形を表出する段階にあるとは言えず、技術検討対象河川ごとに、侵食形態および侵食速度の関係を抽出せざるを得ないといえる。

粘性土・軟岩の物性・化学的特性値として、以下のような指標が考えられる。

A：物性指標：一軸圧縮強度，せん断強度，引っ張り強度，風化度（現地弾性波速度/原岩弾性波速度）などが考えられるが，河川管理行為として測定がほとんどなされていない現段階では，土質・地質の時代区分（完新統，上・中・下部更新統，上・中・下部新第三系，先第三系など），岩質区分（岩種，海成，河成，湖成，火成など）を物性指標の代わりに使用せざるを得ない

B：侵食限界掃流力 τ_c あるいは耐侵食流速 V_c 。

C：侵食速度：下刻速度，側刻速度

これらの指標を用いて，A情報およびB情報（河道特性情報：掃流力，河床材料，河道形状変化）とB，C情報の相関性を調べる。これらは河道の変化を予測・評価する基本的知見となり，また過去の河道変化解釈のための理論となる。なおA情報と粘性土・軟岩の地盤工学的特質との関係については，1.3で略述した。

物性・化学的特性値と侵食特性の関係性を抽出する方法は，以下のようなものとなる。

① 現地モニタリング情報による侵食特性把握

粘性土・軟岩の露出している区間の河道の縦横断形測定結果を用いて地形変化速度を把握し（横断形状変化より把握），また粘性土・軟岩の物性値や侵食形態を測定・観測し，洪水時の水理量との関係を分析するものである。多量のデータセットを必要とするが，一級河川直轄区間ではデータの確保は可能である。ただし，データの収集・整理に多大の時間を要す。

② 実験的手法

粘性土・軟岩が露出し，近い将来，害的側面が生じる恐れのあるとき，対象粘性土・軟岩を切り出し，その侵食特性を実験的に把握する，または侵食形態を規定する要素との関連性を分析するために実験を行うものである。

この方法は，侵食現象に関わる要素との関連を制御環境の中で実験し，対応関係を量的・質的に分析的に把握するものである。

この方法は，科学的アプローチとして望ましいものであるが，侵食現象に関わる要素の数が多く，また試験体は現地の粘性土・軟岩の微小な一部を切り出したものであり，現地の粘性土・軟岩が持つ空間的多様性，また時間変化する物性値・化学特性値を網羅したものではないので，実験的手段によって求めた特性値を対象粘性土・軟岩の代表値としてそのまま用いてよいかの疑問が残る。

③ 総合的方法

検討対象河道の侵食特性を把握するには，3.2 (1) ①，②の検討結果を利用し，上記①，②の方法を用いて総合的に把握・評価する。

粘性土・軟岩の侵食速度，耐侵食力の評価は，対象の持つ物性値の空間的差異が大きいこと（物性値の標準偏差が大きいこと），気象条件，地下水位，水面位置，対象物質の表層からの位置の差異により物性値が異なり，また時間変化してしまうので的確に評価することができず，蓋然的な評価しかできないことより，実河川の実態からの情報を重んじることが肝要である。

4.5.2 現地モニタリング情報による侵食特性把握手法

現地モニタリング情報による侵食特性把握に当たっては，河道・環境特性調査（河道・環境特性調査の具体的方法，様式については，本論第2章，山本他（2007）を参照）を行い，粘性土・軟岩の侵食特性とそれを規定する周辺環境要素との関係を分析・解釈する。

ここでは，粘性土・軟岩の侵食形態，侵食速度および耐侵食力を評価するという観点から，その手順を概説する。

① 対象河川および対象区間の河道特性および河道特性量を評価する。対象区間の河道特性量は不等流計算で求められた各断面の値をそのまま用いるのではなく，ある区間の平均値とする。通常小セグメントの平均値とするが，川幅の狭い区間がある場合や落差のある区間については，その特殊性を考慮して河道特性量を評価する。

② 粘性土・軟岩が河床に露出している区間と場所を抽出する。

第3章を参照する。

③ 粘性土・軟岩露出区間現地調査を行う。

平水流量以下の状態時（晩秋から早春）に現地調査を行い，土質・岩質の調査，侵食様式の調査，水面の様子を観察，写真撮影を行う。必要であれば粘性土・軟岩の物性試験や粒度分布調査を行う。

④ 河床高経年変化図を作成する。

河道の横断測量結果を用いて，低水路部の平均河床高，最深河床高を評価し，**図4.5.1**のように平均河床高および最深河床高経年変化図を作成する。同図に5年確率洪水以上の洪水が生じた年および最大流量を矢印↓および最大流量を記す。

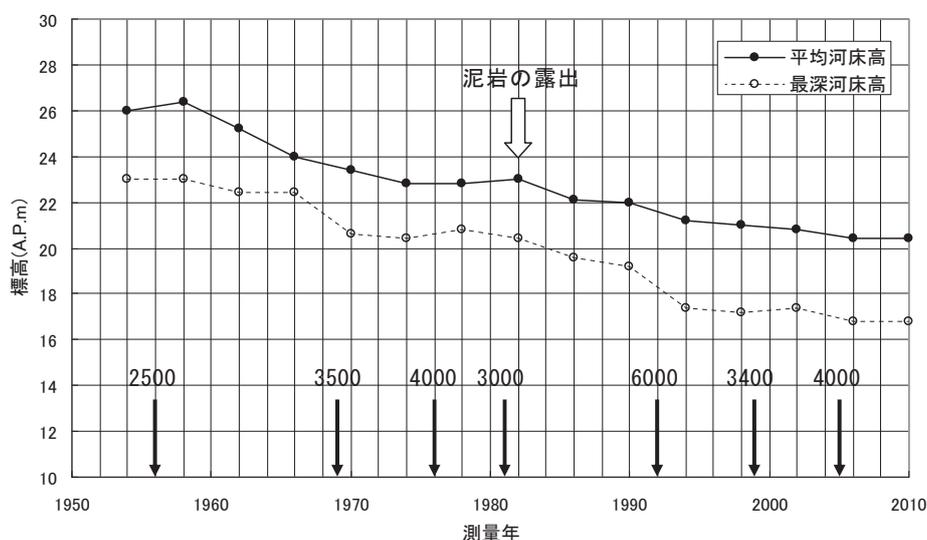


図4.5.1 平均河床高および最深河床高経年変化図(↓は2,500m³/s以上の洪水の発生年)

- ⑤ 対象区間の横断図経年変化を，**図4.5.2**のように横断測量地点ごとに描く。

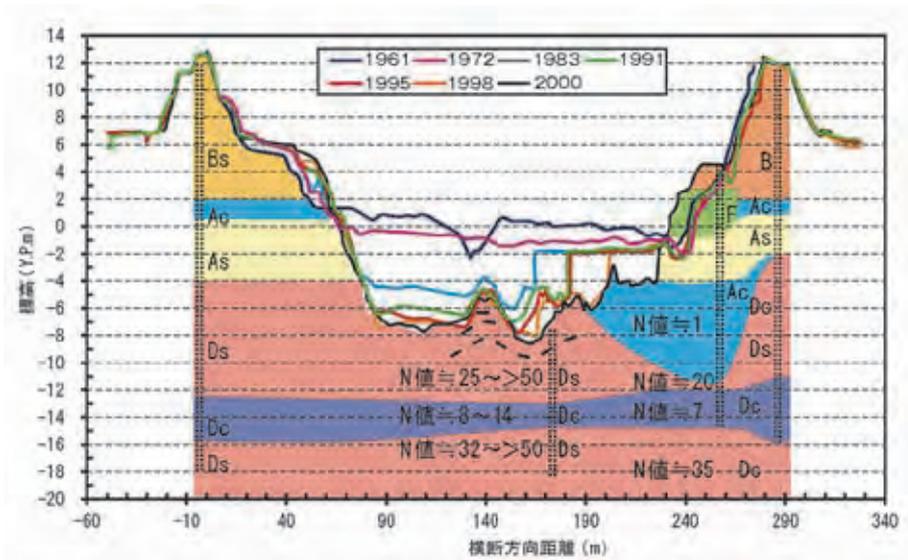


図4.5.2 横断形状変化図例

- ⑥ 河床低下速度を評価する。

④，⑤および想定土層・地層縦断変化図および横断方向変化図を用いて，確実に河床に粘性土・軟岩が露出した時からの平均河床高および最深河床高の年平均低下速度を評価する。この場合，大洪水というイベントにおいて急激に河床低下した場合はその洪水で生じた侵食量を評価し，またそのイベントを除いた年平均低下速度を評価する。また河床に露出する粘性土・軟岩の層序が変わる場合は，層毎に評価する。

- ⑦ 平均年最大流量時の掃流力 (u_*^2) と 100年確率洪水規模時の掃流力 (平均年最大流量時の掃流力の2倍程度) および流速を評価する。
- ⑧ 侵食速度の尺度基準を用いて当該地点の粘性土・軟岩の侵食性の分類を行う (⇒1.2)。また侵食形態の特徴を記載する。
- ⑨ 報告書を作成する。

4.5.3 土質・岩質毎の下刻速度と耐侵食区分

河岸，河床に露出する物質の物性は種々であり，それらの個々の耐侵食力は明確にされていない。そこで難侵食層や土層が河床に露出している地点を選定し，河床の経年的な変化を調べ，侵食速度を求める。またその地点の土層と平均年最大流量時の概略の u_*^2 の値，また大洪水時の最大流速を評価する。

第2章の実態調査等より把握した土質・岩質の下刻侵食速度と耐侵食力を取りまとめると，**表4.5.2**のようになる。推定 V_{max} は，平均年最大流量時の摩擦速度 u_* に推定流速係数 ϕ を乗じ，さらに1.5倍したものである (1/100年確率洪水相当時の流速)。

この表より沖積層では，腐植土層，河岸付近の堆積物，後背湿地堆積物，湖沼成粘性土の順に耐侵食力が增大すること，洪積層では，固結度，堆積物質の違いによって耐侵食力に差があること，新第三系ではスレーキングが生じるような岩層は侵食力があまり大きくないことがわかる。

表 4.5.2 土質・岩質毎の下刻速度と侵食区分

地質区分	土質・岩質	場所	u_*^2 (cm^2/s^2)	V_m (m/s)	推定 V_{\max} (m/s)	下刻速度 (cm/年)	セグメント 区分	侵食区分	備考
完新世	腐植土 (Pt)	信濃川洗堰下流	80	1.2		500~600	2-2	強	この層の露出後急速に侵食
"	腐植土 (Pt)	鬼怒川10.5km	140	1.2~1.5		28	2-2	中	"
"	腐植土 (Pt)	鬼怒川5km	140	1.2~1.5		16		中	"
"	腐植土 (Pt)	夕張川放水路					2-2	強	泥炭層が急速に侵食、泥層で止まる
"	腐植土 (Pt)	雄物川10.8km	450	2.8 ($\phi=13$)	4.2		2-1 (1/500)	強	腐植土が溝状侵食
完新世	粘性土 (海成)	鬼怒川9.0km	140	1.2~1.5	2.8	1~2	2-2	弱	
"	粘性土 (後背湿地堆積物)	鬼怒川22.5km	140	1.2~1.5	2.8	35以上	2-2	中(強)	溝状侵食 (幅60m、深さ5m)
"	粘性土 (河成)	鬼怒川25~26km	140	1.2~1.5	2.8	1~5	2-2	中(弱)	Y. P. 13mが侵食平坦面
"	粘性土 (後背湿地堆積物)	荒川58km	220	2	2.5*	28 (最深部)	2-1	強	
"	粘性土 (後背湿地堆積物)	荒川52km	196	2	2.5*	1~2	2-2	弱	1洪水で3m低下 *遊水地であることを考慮して V_{\max} 1.2倍とした。
"	粘性土 (後背湿地堆積物)	荒川46km	196	2	2.5*	11	2-2	中	
後期更新世	泥岩 (下末吉期・海成)	鬼怒川3km	140	1.2~1.5	2.8	13	2-2	中	
"	砂岩 (武蔵期?)	鬼怒川12km	140	1.2~1.5	2.8	3.7	2-2	中	
"	小礫混じり砂岩 (下末吉期・海成)	荒川62km	220	2	2.5*	8	2-2	中	
"	シルト・砂岩 (河成・12万年前)	江戸川43~46km	120~130	1.5~1.7	2.4	2	2-2	弱	
完新世	砂層と判断 (河成・下末吉期)	江戸川51~54km	120~130	1.5~1.7	2.4	14	2-2	中	
後期更新世		利根川79km	150		3.1*		2-2	中	*観測実績より
"	泥岩	澗沼川20~30km	205	1.7 ($\phi=12$)	2.6	あまり 変化せず	2-2	弱	礫混じり砂の河床に部分的に露出
"	砂・礫岩 (6万年前・河成?)	鬼怒川66.5km	800	3.7 ($\phi=13$)		7~8	1	中	溝状(幅90m、深さ3~4m)の部分の評価
"		久著呂川					1	強	
中期更新世	砂・泥岩 (下総層群)	養老川20~31km	194	2.4 ($\phi=17$)	3.6			中**	**橋脚部の様子、放水路下流の様子より判断
前期更新世	泥・砂・礫岩 (上総層群)	多摩川53.2km	660	2.7		7	1	中	
"	"	多摩川51.0km	660	2.4		7	1	中	
"	"	多摩川47.0km	610	3		3	1	中	
"	"	多摩川45.0km	610	3.8		8	1	中	
"	"	多摩川44.0km	610	2.9		12	1	中	溝状の部分の評価 (幅30m、深さ2~3m)
"	"	多摩川43.0km	610	2.9		12	1	中	溝状の部分の評価 (幅50m、深さ3~4m)
"	"	多摩川42.0km	610	2.5		6	1	中	溝状の部分の評価 (幅40m、深さ2~3m)
中新世	泥岩 (中・上部中新統)	鬼怒川81~84km	600	2.5	3.7		1	弱・中	スレーキングで風化
"	砂・礫・シルト岩互層 (上部中新統・楊井層)	荒川83km (明戸サイフォン下)			5~8**	1~10	1	中	砂・礫層を差別侵食 **2次元平面流計算より
"	砂・礫・シルト岩互層 (上部中新統・土塩層)	荒川84km	625	2.5	3.8		1	弱	
"	砂・シルト岩 (寺泊層)	信濃川 石巻床止め下流 (大河津分水路内)	225		3.3	2.6	2-2	中	第二床止め下流3m15で侵食進む(深さ15m)
"	溶結凝灰岩 (下部中新統)	鬼怒川107km	1000	2.8 ($\phi=9$)	4.3		1	弱・中	ポットホール・縦筋有り
"		庄川							

第5章 粘性土・軟岩河道のスケール規定因と河道スケール

5.1 沖積河川の河道スケール規定因と河道スケール

粘性土・軟岩河道のスケール規定因を考えるヒントは、沖積河川の河道スケール規定因と河道スケールの関係である。以下に沖積河川の河道スケール規定因とスケールの関係について解説する。

5.1.1 洪水時に河床に働く掃流力

沖積河川の河床材料は、上流から洪水によって運搬され、そこに堆積したものであり、次の洪水が来れば再移動の可能性があるものである。このことは河床材料の質、すなわち粒径は洪水の力と密接な関係にあるだろうことを示唆する。事実、洪水の力として平均年最大流量時に低水路に働く平均的な掃流力 $\tau = \rho_w g H_m I_b$ と河床材料の代表粒径 d_R との関係を調べて見ると図5.1.1および図5.1.2のようである(山本, 1988, 2010)。

図5.1.1は洪水時の河床材料の移動形態および小規模河床波がわかるように、 τ を無次元表示した $\tau_{*R} = H_m I_b / (s d_R)$ を縦軸に、 d_R を横軸に取ったものである。図5.1.2は掃流力 τ を水の密度 ρ_w で除した摩擦速度の2乗 $u_*^2 = g H_m I_b$ を縦軸に ($1\text{cm}^2/\text{s}^2$ は、掃流力 $0.1\text{N}/\text{m}^2$ に相当する)、横軸に d_R を取ったものである。ここで g は重力加速度、 H_m は平均水深、 I_b は河床勾配、 s は河床材料の水中相対密度である。

図5.1.1, 図5.1.2に示すように τ_{*R} あるいは u_*^2 と d_R は密接な関係にある。この図より沖積河川の河道スケール規定因と河道スケールの関係について引き出せることを記してみよう。

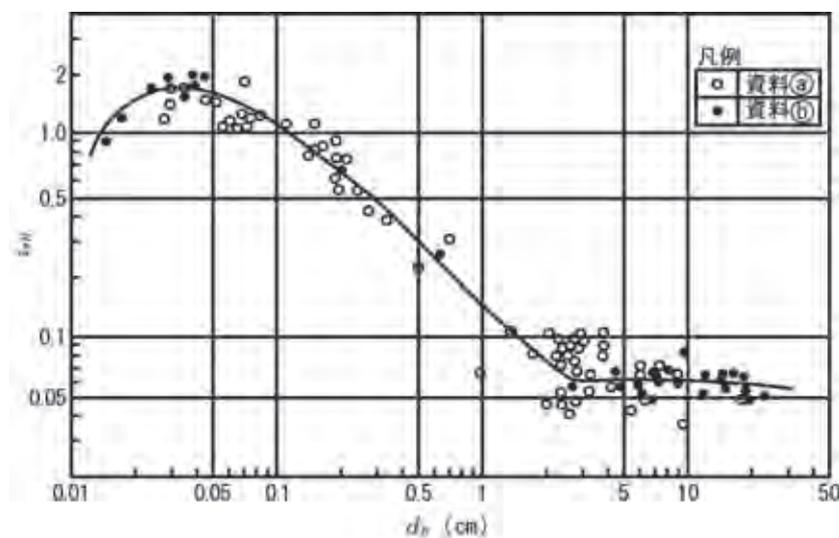


図5.1.1 日本の沖積河川の τ_{*R} と d_R の関係

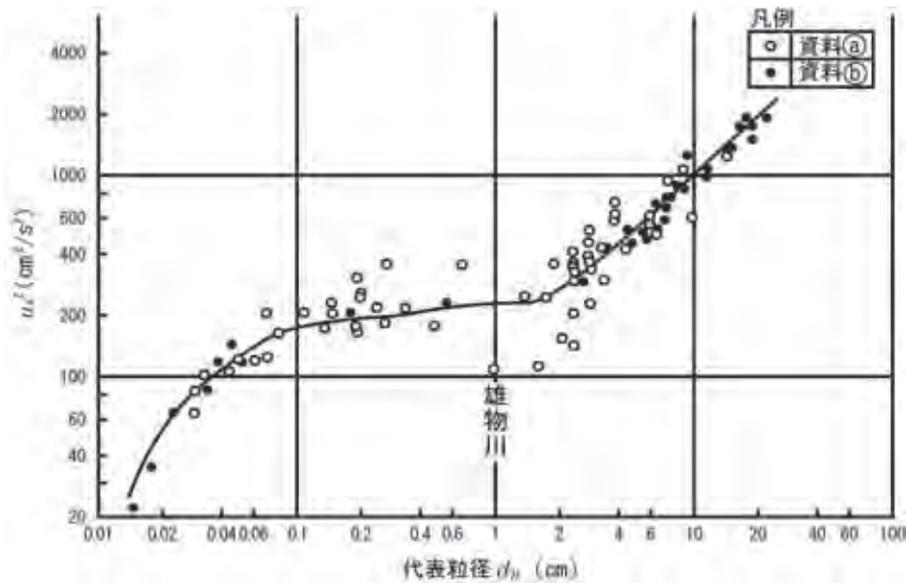


図5.1.2 日本の沖積河川の u_*^2 と d_R の関係

(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（ $\tau_{*R}=0.05 \sim 0.1$ ）。粒径の大きい方が多少 τ_{*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では河岸の上層が氾濫堆積物、中層がポイントバー堆積物からなり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、湾曲部の水衝部側に深掘れが生じ河岸が崩れてしまい、一方内湾側では二次流による掃流土礫の堆積、河岸付近には浮遊砂の堆積が生じ、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 τ_{*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他, 1961;山本, 1978）。

(2) 代表粒径が0.08～2.0cmの河道

d_R が2cm以下、0.8mm以上の河道では、 u_*^2 がほぼ150～250 cm^2/s^2 となっている。これは自然堤防帯を流下する河川であり、河岸物質が氾濫原および内湾側の堆積過程で生じる浮遊堆積物である粘土混じりシルト・細砂が多く粘着力を持ち、河岸の耐侵食力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。

なお、花崗岩質の地質が山地流域の多くを占める河川では、風化物である結晶鉱物である1～5mmの細・中礫がA（メイン）集団（構成材料の内、最も割合の多い集団）であり、C集団とし

て10～70mmの中礫が混じる河川では、代表粒径 d_R を設定するのに困難をきたすことがある。具体的事例として那珂川支川涸沼川（山本他，1990），鈴鹿川（山本他，2007;山本，2010）などである。通常は代表粒径が0.08～2cmの河道の範疇に入るとみなされるが，これらの河川では10～70mmの中礫がある程度の割合（10～30%）を占め，C集団が河道スケールを規定している代表粒径と考えざるを得ない。河道スケールをどちらの集団が規定しているのか，あるいは両者の混在物なのかは，粒度分布だけでは決まらず河岸物質の形成機構の差異に関する分析が必要である。

(3) 代表粒径が0.1～0.8mm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 ω 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程度，セグメント3では砂漣で流速が同様に1m/s前後である。粒径が異なると河床に働く掃流力が異なるが，河岸付近の流速はあまり変らない。代表粒径が0.08～2cmの河道と同様，河岸の耐侵食力と浮遊砂の堆積条件が，河道スケールを規定していると考えられる。

(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5.1.3**に示すように河床材料の均一性が悪くなる。この原因は以下のように説明できる。

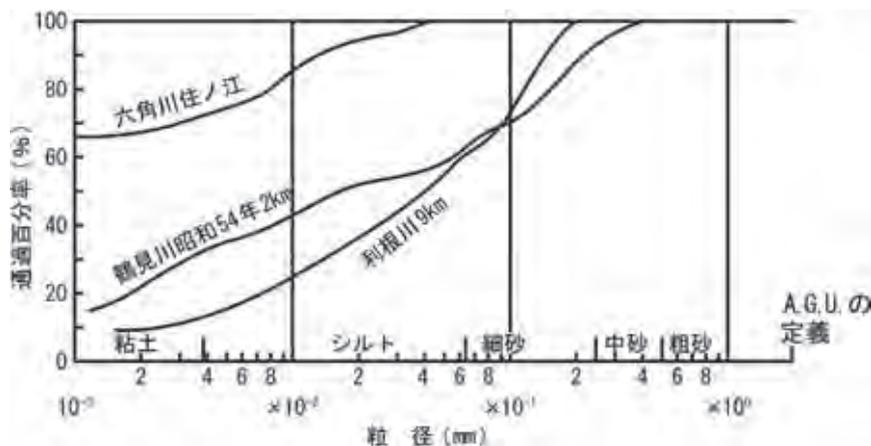


図5.1.3 細粒物質の粒度分布図

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環境にはない。すなわち，そこではシルト・粘土はワッシュロードとして移動している。

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，浮遊砂的運動形態となる沈降速度 ω 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。鶴見川における河口付近のシルト・粘土の堆積現象のシミュレーションによると、ワッシュロードの沈降速度を粒径0.07mmと仮定した場合に、河床の変化を説明しえた(山本他, 1993)。大和川の河口部においても同様な結果を得ている(中辻, 2010)。

潮位変動の小さい河川では、シルト・粘土は洪水時に多量に輸送され、平常時の輸送量は少ないので、河床堆積物の大部分は洪水時に堆積したものである。流域開発が活発であった鶴見川では、関東ロームが侵食され、小出水においても多量のシルト・粘土が供給され、河口-2kmから7km区間に堆積した。大きな洪水ではそれが吐き出されるため、1~7km間の粒径の変化が激しかった。-2~1kmは埋め立てによって形成された空間であり河積が急増するため、これらの細粒物質の堆積場所となった(山本他, 1993)。河口付近あるいは堰上流などの流速の遅い所では、小流量時シルト・粘土が堆積することがあるが、洪水時に吐き出される。

大潮時平均潮差が5m弱である有明海湾奥に流入する六角川では、海(河口干潟)から流入するシルト・粘土が多い。六角川の河道は、この土砂と潮汐流が河道スケールを規定する潮汐水路である(山本, 1993)。筑後川のセグメント3の河岸付近(浅い所)には、シルト・粘土が堆積している。潮位変動が1.5~3mの河川で内湾に流入する河川でも、潮汐作用によりシルト・粘土が河道内を遡り堆積し、洪水時その大部分を吐き出す(横山, 2007)。潮位変動の小さい河川でも、平常時、塩水楔内の流水の移動によりシルト・粘土は再移動・堆積するが、その堆積量は河床材料構成を変えるほど多くない。

以上、**図5.1.1**および**図5.1.2**より引き出されたことを述べた。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め、またその関係は土砂の堆積条件(河岸形成条件)、河岸物質の耐侵食力(河岸侵食条件)から説明が可能である。

5.1.2 平均年最大流量時の河道スケールと流速

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3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 ϕ は、**図5.1.4**に示すように河床勾配 I_b 、代表粒径 d_R の2量によりほぼ定まるので(山本, 1988, 2009)

$$\phi = f_1(d_R, I_b) \dots\dots\dots (5.1.1)$$

と表せる。 u_*^2 の値は、**図5.1.2**より

$$u_*^2 = f_2(d_R) \dots\dots\dots (5.1.2)$$

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

$$H_m = 1/g \cdot f_2/I_b \dots\dots\dots (5.1.3)$$

$$B = f_1^{-1} \cdot f_2^{-3/2} \cdot g \cdot Q_m \cdot I_b \dots\dots\dots (5.1.4)$$

$$A = f_1^{-1} \cdot f_2^{-1/2} \cdot Q_m \dots\dots\dots (5.1.5)$$

$$V_m = f_1 \cdot f_2^{1/2} \dots\dots\dots (5.1.6)$$

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

$$Y_i = f_i(Q_m, d_R, I_b) \dots \dots \dots (5.1.7)$$

の関係が成立するものとして記載が可能である。

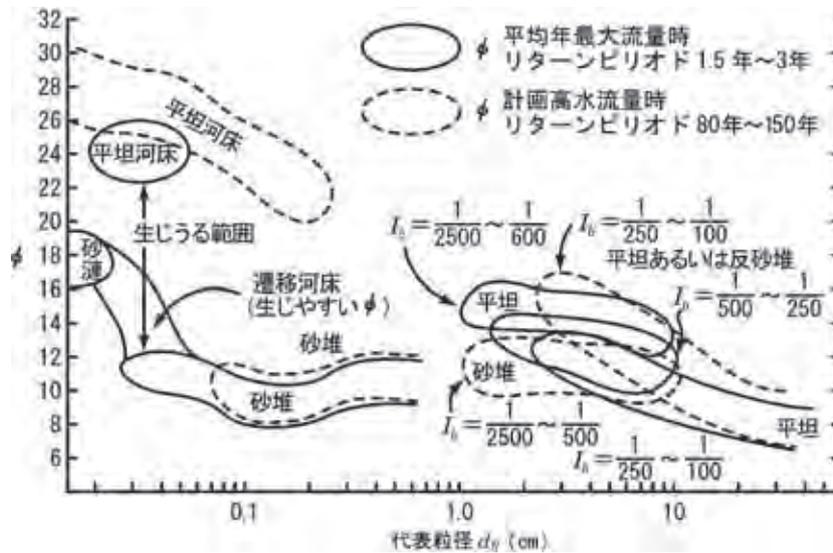


図5.1.4 φと代表粒径の関係

図5.1.5は、縦軸に平均年最大流量時の低水路の平均水深 H_m を、横軸に河床材料の代表粒径 d_R を取り、右上に示した河床勾配ごとに記号を変え、資料①のデータをプロットしたものである。同図には図5.1.2の太実線の関係線と式(5.1.3)によって評価した H_m と d_R の関係を、 I_b を指標として示したものである。ほぼ式(5.1.3)による推定線に近い所に実河川資料が存在する。平均水深 H_m は、代表粒径 d_R および河床勾配 I_b が同じような値を持つ河川間では、平均年最大流量が異なっても、ほぼ同様な深さとなる。

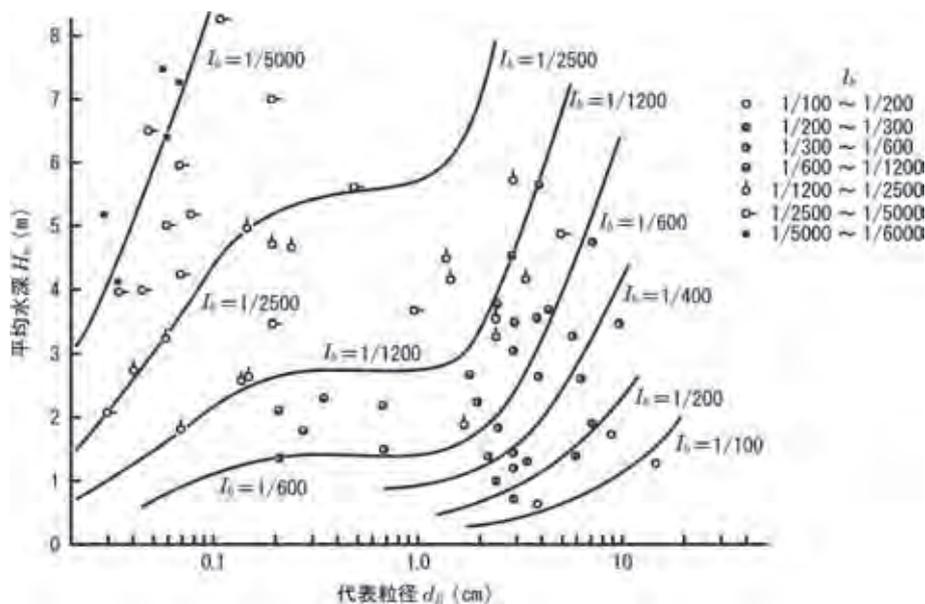


図5.1.5 平均年最大流量時の平均水深 H_m と d_R 、 I_b の関係

図5.1.6は、式(5.1.6)、図5.1.2および図5.1.4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え、平均年最大流量時の水深の2倍相当水深となしとした。自然河川であれば氾濫するのでこれほど深くはならない)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5.1.6には起こりうる可能性のある平坦河床の流速も示されているが、実際には平坦河床とすると水位が下がり河床に働く無次元掃流力が砂堆河床の領域となり、砂堆とすると河床に働く無次元掃流力が平坦河床の領域になってしまうので、図中の点線で囲まれた遷移河床の1.0~1.5m/s程度と考えてよいと判断される。 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得る可能性があるため、砂堆河床と平坦河床の両方の流速を示しておいたが、同様に遷移河床となる可能性が高い。

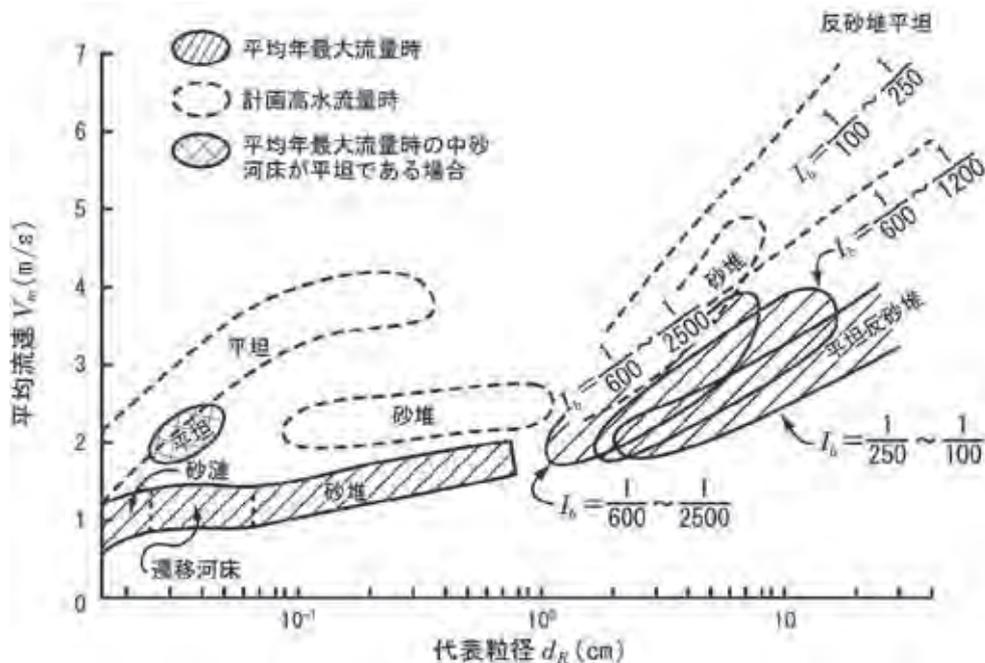


図5.1.6 平均年最大流量時および100年洪水時の平均流速

式(5.1.4)によると代表粒径 d_R が同じような値を持つ河川間では、川幅 B は $f_1^{-1} \cdot Q_m \cdot I_b$ に比例する。 f_1 は粒径1cm以上の場合、 I_b の変化に対して ϕ の値の変化は大きくないので(山本, 1988, 2010), 川幅 B は大略 $Q_m \cdot I_b$ に比例する。図5.1.7は資料①を用いて B と $Q_m \cdot I_b$ の関係を示した。図中には式(5.1.4)、図5.1.2および図5.1.4を用いて、 d_R が0.6~1.0mm, 0.3mm(平坦河床相当), 2~4cm, 5~6cmの場合について評価した B と $Q_m \cdot I_b$ の関係を実線で示した。 d_R が1~3cmを除けば粒径群ごとに川幅 B が $Q_m \cdot I_b$ に大略比例している。

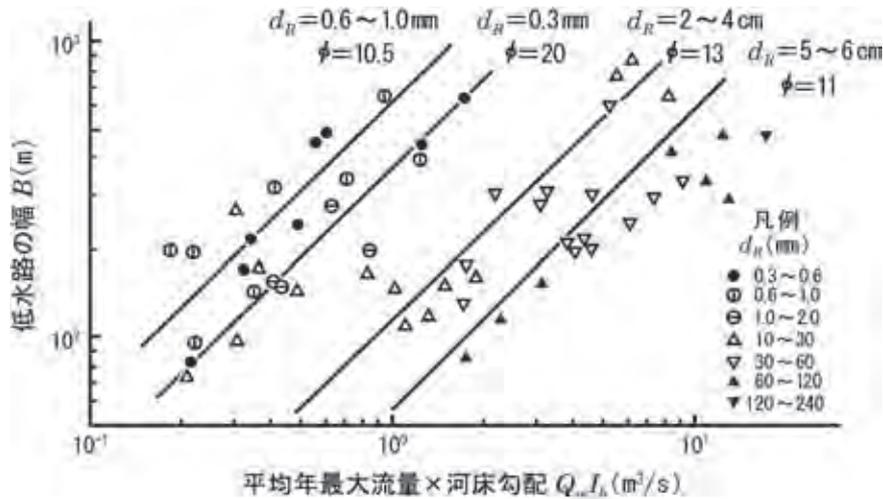


図5.1.7 日本の河川における低水路幅Bと $Q_{m,b}$ の関係

5.1.3 レジーム論との関連性

沖積河川の川幅および多くの安定した灌漑水路（護岸がなされていない土質の水路で河岸・河床が侵食されず，かつ堆積もしない水路）の水路幅 B は，それぞれ河岸満杯流量 Q_b ，灌漑水路の設計流量 Q_p の0.5乗に比例するといわれている（Lacy, 1929, Leopold他, 1953）．これをレジーム論派の見方と言おう．

例えば，Simon他（1960）は，米国開拓局，インドの灌漑水路の資料を用いて安定した水路形状とそれに影響を与える要因との関係を調べ，水路床材料と河岸材料より水路を4種に区分し，それぞれの区分群ごとに潤辺 P （水面以下の水路辺の長さ）がほぼ Q_p の0.5乗に比例することを示している．ここで区分群は

- A：砂河床・砂河岸
- B：砂河床・粘着性河岸
- C：粘着性河床および河岸
- D：粗粒物質河床および河岸

である．さらに，彼らは，河床材料の平均粒径と河床に働く掃流力の関係も示しているが，ばらつきが大きく灌漑水路の設計は，レジーム論派の見方を重視して設計を行うものとして，後者の掃流力を用いた設計は（これを掃流力派の見方といおう），今後の研究が必要だとしている．

Bray（1973）は，カナダ・アルバータ州の河川の川幅と2年確率洪水流量との関係を調べ，砂河川，砂利河川を含め，川幅は流量の0.5乗に比例するとしている．

これら研究などにより，川幅は支配流量の0.5乗に比例するというレジーム論派の見方は，広く理学，工学の世界で受け入れられ，学術世界のパラダイムとなっている．しかし，沖積河川の川幅と支配流量の関係は両対数紙上にプロットされ，一見相関性が強いように見えるがプロットされた資料は，同一流量に対して川幅は300%幅の中に存在している．

図5.1.8はSimon他（1960）の成果より，安定した水路の河床に働く掃流力の無次元量 τ_{*m} と平均粒径 d_m の関係（データのかたまり範囲を斜線で示してある）とFortier他（1925）による水路設計のための基準値を示したものである．

Aの資料は河床および河岸が非粘着性物質である灌漑水路のものであり、無次元掃流力が0.2～0.3程度の値となっている。この値は砂床に砂漣が発生している掃流力の値であり、流砂量が小さく実質的に平坦河床の移動限界掃流力に相当する値である(山本, 2010)。

Bの資料は河床が砂床で河岸が粘着性物質からなる灌漑水路のものであり、流水中にワッシュロード (fine sediment) の多いほど無次元掃流力が大きくなるが、 u_*^2 は $40\text{cm}^2/\text{s}^2$ 程度以上とはならない。この時の平均流速は70～110cm/s程度と評価され、河床に発生している小規模河床波は砂漣である。この値以上に u_*^2 が大きくなると河岸が侵食され、さらに流砂量が多くなり、河床の上昇や低下が生じやすく、不安定水路となるのであろう。

Cの資料は粘着性の水路からなるもので平均流速70～110cm/s程度である。

Dの資料は粗粒物質からなる水路で無次元掃流力は0.015程度となっている。この値は河床がアーマ化されC集団が河床を覆った時に生じる値に近い。

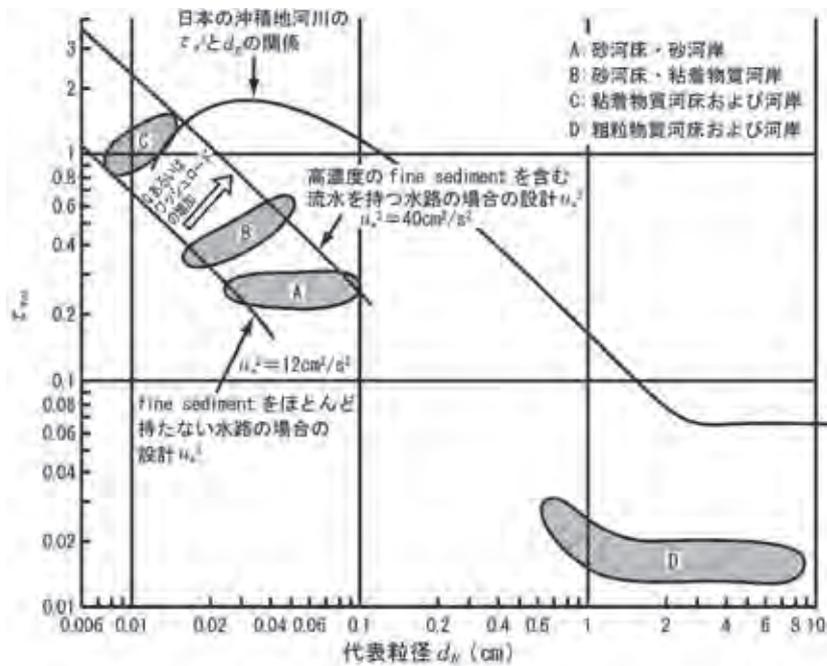


図5.1.8 灌漑水路と τ_{*R} と d_R の関係

以上より安定した灌漑水路の設計掃流力は、設計流量、河床勾配、河岸物質、河床材料の平均粒径、ワッシュロード濃度で評価が可能であり、掃流力派の考えのほうに力学的かつ論理的合理性がある。

レジーム論派の立場は、 Q_b が大きい河川では I_b が小さく、また河床材料も小さいという河川縦断方向の特性値の変化を含んだものとなっている。河川の勾配が何に支配されるかということが明確になれば、両派は矛盾なく統一されよう。

図5.1.9はアメリカ中西部の砂河川 (Brice, 1963, 1973; Williams, 1978; Liversy, 1963), アフリカのNiger川 (ニジェール), Bemue川 (ベヌー) (NEDECO, 1959) の川幅 B と $Q_b \cdot I_b$ の関係を示したものである。ここで Q_b は河岸満杯流量である。図中には3本の直線が示され、それぞれ ϕ と u_*^2 の値が記されている。Niger川, Bemue川の河床材料は0.5～0.7mmであり、河岸満杯流量時の小規模河床波は砂堆 (dune) と評価される。アメリカ中西部の河川の $Q_b \cdot I_b$ が $0.5\text{m}^3/$

sの河川は河床材料が0.2～0.4mm程度であるので、 $u_*^2=50\sim 65\text{cm}^2/\text{s}^2$ で小規模河床波が砂堆から平坦河床 (flat) に移行する。同一 $Q_b \cdot I_b$ において、Bが小さい群の河川は河岸満杯流量時の河床波は平坦河床であり、大きい方の群は砂堆である。平坦河床となった群の河川は浮遊砂 (粘土・シルト) が多いと記されている河川が多く、河岸物質に粘土分が多く耐侵食力が大きいのである。

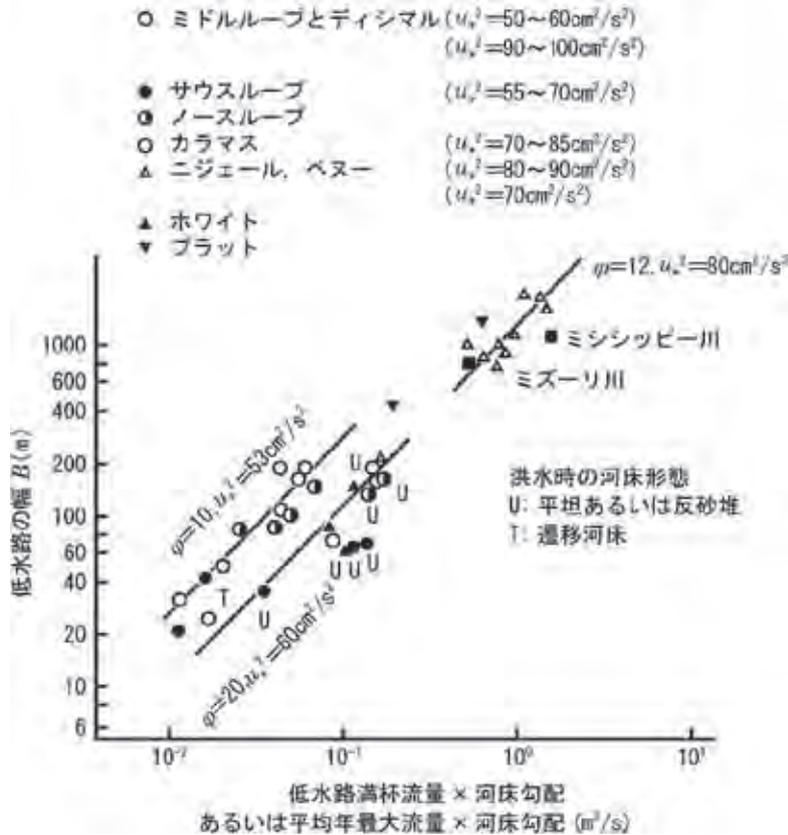


図5.1.9 砂河川における低水路幅Bと $Q_b I_b$ の関係

5.1.4 沖積河川・灌漑水路の河道スケール規定因総括

以上、総合するに沖積河川の河道スケール (川幅) は、洪水時の外力 (流速) に対する河岸構成材料の侵食速度と河岸形成速度の釣り合い条件で規定されている。これを別の言葉で言えば平均年最大流量 (河岸満杯流量) 相当時の侵食河岸構成物の侵食速度が大きくなる限界流速と堆積側河岸の堆積速度が大きくなる速度が河床材料の代表粒径を媒介として強い相関関係となる条件、すなわち、**図5.1.1**、**図5.1.2**の関係となるように河道が形成されるといえよう。

灌漑水路においては、設計流量における河岸耐侵食力に対応した水路のスケール (勾配を与件とした河岸が侵食せず河床に土砂が堆積しない水路幅・水深) となるのであろう。

メモ 福岡捷二先生の最近の言説批判

河川技術界において影響力のある福岡先生は、(財)ダム水源地環境整備センター第10回技術研究会 (2009.11.27) および河川協会主催第141回河川文化を語る会 (2010.2.15) での講演において、「川幅、水深という河道断面の決定法」について発言された。また水工学論文集 (2010.2, 土木学会水工委員会主催)、雑誌「河川」 (2010.3月号)、河川技術論文集 (2010, 6, 土木学会水工委員会

河川部会主催)にも、同様な主旨の論文を発表された。

批判者(山本)は、沖積河川における川幅や水深の規定要因とその関数関係について検討し(山本, 1980, 1994, 2010), その成果は河道計画に関する手引き「河道計画検討の手引き」(国土技術研究センター, 2002)に取り入られている。

福岡先生の言説は、批判者の言説や河道計画検討の手引きとは異なるものであり、河川技術界に混乱をもたらすと思われ、看過し得ない。

1. 福岡先生の言説

ダム水源地環境整備センター第10回技術研究会講演資料より

(1) 沖積河川の川幅, 水深とは

- ① 河道の川幅, 水深等は, 地先の水利, 地形諸量で決まっているのではなく, 流域の地形, 地質, 河床勾配, 河床材料(分布), 大流量のような, 支配的な外的因子の作用を受けて決まっている。
- ② 安定した川幅に達する以前の河道では, 上記の川幅, 水深, 流量, 勾配, 河床材料の間には相互に依存して変化する関係にあるが, 河道が安定状態に達すると, これらの川幅, 水深, 流量, 勾配, 河床材料の間で互いに独立した関係を構成するようになる。
- ③ 安定した河道とは, 外力によって変動が起こっても, 元の安定した状態に戻る河道を言う。一度, この安定した河道断面が決まると, 洪水流と, 流砂と, 河道断面の相互作用の中で, 変動するが河道の安定状態は継続する。

(2) 河道断面形(川幅・水深)の決定法

- ① 日本の河道は洪水氾濫や河道災害を受けることにより, その被災流量を流せるように, 河川技術者の経験に基づく技術判断に基づいて河道を整備してきた。
- ② 自然河川: 長時間にわたって大洪水を経験することで, その河川の流量, 河床勾配, 河床材料に見合った安定な川幅や断面形が形成されている。
- ③ 流域, 河道特性に見合った安定な河道の設計法が必要とされる。

(3) 次元解析による無次元量の算出

- ① 次元解析とは: 複雑な現象に対し, 厳密に方程式を立てることが難しい場合に, その現象を支配する物理量がどのような組み合わせでその現象に関係しているかを知ることができる。
- ② 安定河道を規定する独立した物理量: Q (流量), B (水面幅), h (水深), I (勾配), d_r (代表粒径), g (重力加速度), ρ (水の密度), σ (河床材料の密度)

$$f(Q, B, h, I, d_r, g, \rho, \sigma) = 0$$

これを無次元化して

$$\Phi(Q/(gd_r^5)^{1/2}, B/d_r, h/d_r, I, \sigma/\rho) = 0$$

この式により, 河道, 流量等それらのスケールに関係なく, 実河川(実験室を含む)のデータを用いて無次元量間の関係を力学的に比較することができる。

- ③ 河川整備基本方針の河道について流量, 河床勾配, 河床材料と安定な川幅・水深の関係を明

らかにする。

カナダ，アメリカの自然河川の川幅・水深の関係と整備基本方針河道の川幅・水深の関係について比較する。

④ データセット

基本方針河道 (109水系120データセット)

流量は計画高水流量，代表粒径は d_{60} (d_{65} としている箇所がある)，水面幅は堤防間幅，水深は計画高水位以下の平均水深

カナダ (アルバータ州) の河川 (40河川69データセット)

流量は2年確率流量，その状態での川幅と水深，代表粒径は d_{65}

アメリカ (サクラメント川 (1河川29データ)

流量はbankfull discharge，代表粒径は d_{65}

⑤ 結果 図5.1.10に示す。

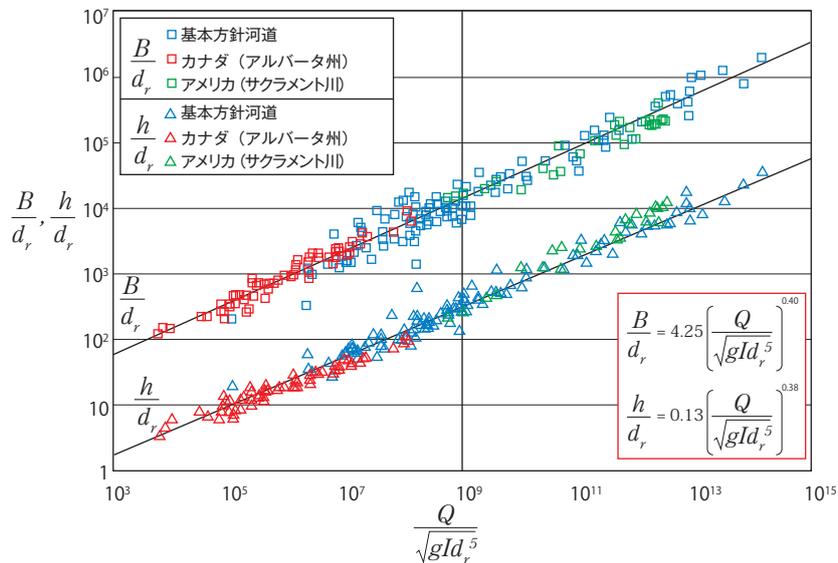


図5.1.10 日本(基本方針河道)カナダ(自然河道), アメリカ

(4) 結論

- ① 安定した河道の無次元水面幅，無次元水深は，流量，河床勾配，河床材料からなる無次元量により一義的に決まる。
- ② 基本方針河道について導かれた無次元水深と無次元流量の関係式は，カナダ，アメリカの自然河道に対しても同様に成立する。このことは，計画高水流量に対する基本方針河道の断面形が，自然河道で成立している川幅，水深の関係と同様な関係となっており，人為的に改修を進めてきたわが国の河川断面が，自然河道とそれほど異なるものでないことを示している。
- ③ この事実は，洪水氾濫や河道災害を受ける度ごとに，河川技術者の経験と技術判断に基づいて，その被災流量を確実に流せるよう河道整備を進めてきたことが，結果として適切であったことを示している。

2. 批判

括弧および丸数字は[福岡先生の言説]の括弧および丸数字の文章の対応箇所を示し、文章の前半は福岡先生の言説の再録、⇒以下は批判文である。

(1) ①

河道の川幅や水深等は、地先の水理、地形諸量で決まっていない。⇒河道とは沖積河川と判断する。地先の水理、地形諸量とは何なのか。

流域の地形、地質、河床勾配、河床材料(分布)、大流量のような、支配的な外的因子の作用を受けて決まっている。⇒流域の地形、地質と河床勾配、河床材料(分布)、大流量では、それを規定する空間スケール、すなわち場を規定する要素が異なる。またそれぞれが互いに独立であるとは言えない。後の検討に流域の地形、地質が出てこない。

(1) ②

安定な川幅に達する以前の河道では、上記の川幅、水深、流量、勾配、河床材料の間には相互に依存して変化⇒相互に依存してとは、どういうことを言っているのか不明である。また、その後の文章で安定した状態では互いに独立な関係となるとしている。しかし、後の検討で川幅、水深、流量、勾配、河床材料は関数関係にあるとして分析を実施しているの、互いに独立ではない関数関係であり、相互関係である。

(1) ③

一度、この安定な河道断面が決まると、洪水流と、流砂と、河道断面の相互作用の中で、変動するが河道の安定状態は継続する。⇒変動はあるが、ある幅の中で動的平衡であると解釈する。

(2) ②

その河川の流量、河床勾配、河床材料に見合う安定した川幅や断面形が形成されている。⇒小セグメントスケールの平均値、時間尺度30～200年での河道低水路の話であれば同意する。しかし、(4) ①の結論については、同意しない。

(3) ①

次元解析とは：複雑な現象に対し、厳密に方程式を立てることが難しい場合に、その現象を支配する物理量がどのような組み合わせでその現象に関係しているかを知ることができる。⇒次元解析は現象を支配する方程式が完全方程式であると同時に、その中に含まれる物理量間の関係を表す唯一の方程式でなければならないという前提がある(本間他, 1957)。演算的に方程式が解けないときにデータセットを用いて関数関係を表出する極めて実用的な方法である。

ところで支配する物理量(説明する物理量)と現象として説明される要素(説明される物理量)とは関数関係で結ばれている。すなわち説明する物理量と説明される物理量は変換可能である。何を説明する物理量とするかは、現象を記述する方程式に関する知見、およびそれを共有するディシプリン集団での慣習による。これらがなくとも恣意的に物理量を選んでしまう(初学者がよくする間違い)。一般には、或る事象の原因として何を数えるかは、問題の状況および当事者の問題意識(知見)に依存する。その際、本来あるべき事象を全て数えあげることができない例が多い。しかし、これは学理的に耐え得ないのであり、無視した項が無視できるという学理的知見がなければならない。

(3) ②

$$f(Q, B, h, I, d_r, g, \rho, \sigma) = 0$$

これを無次元化して

$$\Phi(Q/(gId_r^5)^{1/2}, B/d_r, h/d_r, I, \sigma/\rho) = 0$$

⇒後の検討において $B/d_r, h/d_r$ を説明されるべき変数としている。すなわち、これらは、 $Q/(gId_r^5)^{1/2}, I, \sigma/\rho$ の3変数で規定されるとし、データを用いた検討より、 $Q/(gId_r^5)^{1/2}$ のみの関数とした。3変数の内 σ/ρ は一定値であるので落とすとしてもよいが、 I を落とす理由が、また2変数を説明されるべきとする根拠性もない。図5.1.9における B/d_r のプロットの散らばりは、平均値に対して5倍の幅がある。河道設計においては、この散らばりを解釈できる理論や経験則が必要なのである。

そもそも自己形成河道の川幅、水深は、次元解析の対象なのであろうか。完全方程式として古典物理学を前提としていると推察するが、自然河道のように自己創出地形（福岡説では、流れを規定する拘束因子：川幅、水深が説明されるべき因子となっている）に適用できるという根拠はどこにあるのか。移動床の水理によれば、 Q は $B, h, I, d_r, g, \rho, \sigma, \nu$ により規定される量である（動粘性係数 ν の影響は小さい）。

批判者は、沖積河川の平均年最大流量時の川幅、水深が Q_m, I, d_r の3量で規定されるとしたが、相似則（次元解析）を用いて、それを見出したものではない。河床材料は洪水時の外力の指標であると言う理論、経験則を基に関数関係を見出したものである。

(4) ①, ②

性質の異なる河川整備基本方針河道と自然河川河道が同じ関係にあると言う結論を導いている。なぜ性質の異なる河川のデータが、ほぼ同様な関係が生じたように見えるのであるのか検討しよう。

総括として

$$B/d_r = 4.25 (Q/(gId_r^5)^{1/2})^{0.4} \dots \dots \dots (1)$$

の関係が成り立つとしている。ところで $Q = B \cdot h \cdot \phi \cdot (ghI)^{1/2}$ である。従って

$$B/d_r = 4.25 (B/d_r \cdot h/d_r \cdot \phi \cdot (h/d_r)^{0.5})^{0.4}$$

$$B/d_r = 4.25 (B/d_r)^{0.4} \cdot (h/d_r)^{0.6} \cdot \phi^{0.4}$$

となる。これを変形すると

$$B/d_r = 11.1 \cdot h/d_r \cdot \phi^{2/3}$$

これは、何を表しているのか。

$$B/h = 11.1 \cdot \phi^{2/3}$$

ϕ は6～15程度であるので、川幅水深比が35～70程度であることを示しているにすぎない。ちなみに縦軸に無次元量 B/d_r を h/d_r で除した B/h を、横軸に $Q/(gId_r^5)^{1/2}$ を取り、データセットをプロットしてみよう。当然、 B/h は平均値の2～1/2倍程度のバラツキを持った横軸にほぼ平行な直線が見えることになろう。 B/h の平均値は、33程度となろう。自然堤防帯やデルタ河川の低水路および計画洪水時の堤防間の川幅水深比は、通常、15～80の範囲に入ってしまう。しかし、扇状地河川では B/h が数百を越える。また巨大砂河川（例えばブラマプトラ川）、アラスカの氷河から流れ出る河川でも B/h が数百を越える。多列砂州が生じるような扇状地河川・巨大砂河川・氷河から流出する河川は、変な（異常な）河川であろうか。多数決で河道の安定性を評

価して良いのだろうか。そうではあるまい。

福岡説では、川幅 B は d_r によらず $(Q/I^{0.5})^{0.4}$ に比例する。 I が $Q^{-0.5}$ に比例すれば(Q が大きいほど I が小さい傾向にあることを示す)、 B は $Q^{0.5}$ に比例することになり、通常、言われているレジーム論と一致する。福岡説・レジーム論は、沖積河川の本質を捉えているのだろうか。批判者は、沖積河道の川幅は、粒径 d_r が同一の河川間では $Q \cdot I$ の1乗にほぼ比例することを沖積河川の資料より、また Q あるいは I を人為的に変化させた場合の河道の応答により、実証している。

河川整備計画の基準点河道は人為的に堤防間幅を設定しているのであり、またデータセットに使用している流量 Q は100～200年確率洪水流量である。自然河道は数年に一回生じる洪水流量であり、川幅は低水路である。質の異なるデータセットを用いてなぜよいのか。我々の先輩が経験を通じて本質を掴んでいたとする推論は、河川技術史的に耐え得ないであろう(山本, 1999)。

3.総括

福岡先生の相似則の適用法は、適切でない。よって、その結果を用いた河道の安定性の判断は、技術的使用に耐えられないと判断する。河川技術界は、河床勾配 I を規定する因子とのその関係性の探求に向かうべきである。

蛇足ながら、

・「望ましい多自然河道の横断面形は船底型断面を基準とする」にも賛成し得ない。蛇行河道の転向点(逆台形状)と水衝部の横断形状(逆不等辺三角形)の違いをどう解釈、河道計画として位置づけるのか。多列砂州を持つ河道ではどうするのであるだろうか。また、浮遊砂の堆積による河畔堆積地形、自然堤防地形を技術としてどう位置づけるのだろうか。

・講演時の図5.1.9とその後の論文では、データプロット点のバラツキが小さくなっている。

・粘着性の高い河岸材料からなる河川、岩河道の河道では、福岡先生が示した式(例えば式(1))では表現できないとしているが、そのような河川でも川幅水深比が20～70程度である河川が大部分なので、図5.1.10のバラツキの中に入る。また幹線灌漑水路も図5.1.10のバラツキの中に入る。

・図5.1.10によると、整備計画河道の川幅(堤防間幅)は、計画流量が低水路満杯流量の4～5倍であるので、低水路の川幅の1.7～1.9倍に設定せよと言う結論となる。これが妥当であろうか。

5.2 沖積河川の穿入河道化と河道スケール

5.2.1 穿入河道の地形と平面形状

沖積河川の穿入河道化と河道スケールを考察する前に、まず、穿入河道の地形と平面形状について概説しよう。なお、沖積河川の河道の平面形状と変動特性、また平面特性を表す用語については、沖積河川9章(山本, 2010)を参照されたい。

穿入河道には、沖積河川同様、河道の曲がりの少ないもの、沖積河川の蛇行帯河川のように蛇曲・迂曲するもの(穿入蛇行)がある。

穿入蛇行は、穿入される谷壁の左右の岩質(土質)の耐侵食力が同程度である区間長がある程度長く、かつ水衝部が固定されるような条件(短い時間では固定であるが側刻によりゆっくり移動する)にあれば発達するようである。その蛇行特性については、穿入に長時間を要し、気候変動による河川流量の変化などの影響を受けるので、現河川の水量で蛇行度Sを論じることはできないが、河岸がそれほど硬くない新第三系、下部更新統の地質を流れる河川では、川幅水深比の大きい河川ほど蛇行度が小さい。

例えば関東の荒川は、秩父盆地で中新統の砂泥岩を下刻して流れ、**写真5.2.1**のように川幅水深比が大きく、水衝部が固定せず直線上の穿入河道となっているが、左隣を並行に走る小支川の蒔田川は、川幅水深比が小さく、砂泥岩を削りながら蛇行して流れている。房総半島を流れる養老川、小糸川、夷隅川などでは、川幅水深比が小さく水衝部が固定する迂曲形態を持つ穿入河道となっている。



写真5.2.1 秩父盆地を流れる荒川(1981年3月)

新第三系、更新統の堆積岩、凝灰岩を基盤に持つ河川では、上流からの供給土砂量と基盤の河道方向の勾配によって、次の三つの河川地形が生じる。

- ① 山間部での砂利成分の供給が少ない場合は、側刻作用より下刻作用のほうが卓越するので、穿入河川となる。洪水時の川幅水深比が60程度以下では、自由蛇行の河川と同様に水衝部の位置とその継続性がある期間担保され側刻を伴いつつ蛇行が発達しよう。蛇行の発達により自然短絡なども生じる。
- ② 山地から砂利分の供給があり、この供給量に見合う河床勾配が扇状地の河床勾配に相当し、

かつ基盤の傾斜勾配とあまり変わらない場合は、河床の大部分が砂利で覆われ、河床の最深部に基盤岩が多少露出することになる。河岸は砂利成分で構成されているため河道の側方移動が生じ、基盤の高い所を削るが穿入はできず、基盤面を平坦化し、かつ河道が谷壁に寄ると側刻を行い、平坦面の幅（谷幅）を広げ、**図3.1.7**のように下部更新統の砂・泥岩を流れる多摩川支川浅川のように、沖積層が河岸高程度しかない薄層扇状地を形成する。これに気候変動、地盤変動などによって供給土砂量に対応する河床勾配より、基盤岩の傾斜勾配のほうが急になると、河道の河床部分に基盤が露出する所が多くなり、基盤は下刻され、段丘上に砂利層を乗せた段丘地形が形成される。**写真5.2.1**に示した荒川の秩父盆地の区間がこれに相当する。逆に供給土砂量が増加すると砂利層の厚さが増加し、谷壁に河道が寄ったときは側刻し谷幅を増加させる。川幅水深比が小さく単列砂州が生じるような川幅水深比であると蛇行するが、川幅水深比が多列砂州を生じるような場合は、沖積河川同様あまり蛇行しない。

- ③ 流域から砂利分の供給があり、この供給量に見合う河床勾配がセグメント2-1の河床勾配に相当し、かつ基盤の傾斜勾配とあまり変わらない場合は、河床の大部分が砂利で覆われ河床の最深部に基盤岩が多少露出することになる。河岸は下部が砂利で中層が砂、上層がシルト混じり細砂となり、基盤の高い所を削りつつ側方に河道を移動し、谷壁に寄ると側刻を行う。勾配が扇状地河川に比べて緩いために側刻作用はそれほど強くないので、谷幅は相対的に狭いが基盤岩が平坦である面を形成する。これに気候変動による供給土砂濃度の減少あるいは地盤変動などによって土砂の供給量に見合う勾配より基盤の勾配が急になると、河道内には基盤が露出する所が多くなり、下刻作用が卓越し、表層に河川堆積物を乗せた岩石段丘地形が形成される（⇒写真3.1.1）。東北地方の最上川、雄物川等の新第三系の堆積物を流下する区間ではこのような地形が見られる。

穿入蛇行の発達は、沖積河川の蛇行形態からの類推より、穿入される谷壁の左右の岩質（土質）の耐侵食力が同程度である区間長がある程度長く、曲がり誘発する要因があり水衝部が固定され、側刻が緩やかに進むような条件（河道内を下流に進む移動性の砂州が生じず、洪水の大小によらず川幅の変化がほとんど無く、川幅水深比が60程度以下）であるといえよう。側刻が早いと川幅が広がり谷底平野河川となってしまうので、側刻速度と下刻速度の関係が、穿入蛇行を形成するかどうかの支配要因の一つと考えられる。ただし、それを実証的に研究した事例はない。

穿入蛇行の蛇行波長は、沖積地蛇行河川とほぼ同様に川幅と密接な関係にあるが、地質がほぼ同じ区間が短く、沖積蛇行河川ほどの規則性が無い。

沖積層を流れる河川でも、水路の中・下層に埋没洪積層、湖成の粘土層、海成のデルタ底置層があり、現河川がこれを多少削りつつ流れる場合は、穿入蛇行河川の性質を持つことになる。

なお穿入蛇行は中世界、古生界の岩石を流下する河川でも生じるが、岩質が硬いので変化が遅く、その平面形状の特性分析に当たっては、気候変動や地殻変動の影響についての考察が必要である。

5.2.2 側刻速度と下刻速度の差異による地形形態の違い

側刻速度と下刻速度の差異により、生じる地形形態および河道スケール（平均年最大流量と河床勾配を与件とした場合における川幅および水深）を規定する要因に違いが生じる。以下に側刻速度と下刻速度の差異がどのような地形の違いを生じさせるのか検討しよう。

(1) 側刻速度が速く下刻速度がほぼ零、また多少の河床上昇の沖積河川

・セグメント1, 2-1, 2-2, 細砂を持つセグメント3

河岸の侵食耐力および河岸付近の堆積条件が河道スケールを規定する。侵食耐力（流速）と堆積条件（河岸に土砂が堆積し河岸化する流速）は、河道の平面形状（平面形状により侵食部と堆積部が規定される）を媒介として、セグメントごとにある一定の関係にあると推定される（流速比がほぼ一定）。

(2) 下刻化しつつある沖積河川

・セグメント1, セグメント2-1

下刻しつつある河川であるが沖積礫層が厚ければ、側刻速度が速いので、侵食側の対岸に流送土砂が堆積するので(1)の沖積河川と同じような河道スケールとなる。ただし下刻化しC集団によるアーマコートが生じると川幅が減少する。沖積礫層が薄く河床の一部に第三系、更新統の軟岩が露出する河川では、供給砂礫量が減少すると露岩部が増加し、穿入河道に移行する。

・セグメント2-2

下刻しつつある河川で河床に砂層がある場合は、河床低下により河岸が崩れるので(1)と同様の関係となる。砂層が無くなると沖積粘性土あるいは洪積層が露出し、その層が流水に対して耐侵食のある場合は、河床低下が遅くなり、河岸の耐侵食力（粘性土の耐侵食力）に規定される河道スケールとなる。

露出層が流水に対して耐侵食が小さい場合には、その層を侵食し穿入河道化する。沖積層の層序構造に規定される土層毎に下刻速度が異なる。河道幅は側岸物質の耐侵食力によって規定されよう。

(3) 谷幅の狭い谷底平野の河川および侵食部を護岸で保護した河川

谷底平野幅が自然の蛇行帯の幅より狭い場合は、蛇行形状が谷壁、段丘崖によって規制される。河道が谷壁に寄ると谷壁を側刻するが、側刻速度は沖積層の側刻速度より遅い。河道スケールは、河道が谷壁に寄っている場合も対岸が沖積層であり、自由蛇行河川の川幅と代表粒径、河床勾配、平均年最大流量の関係と変わらない。侵食部を護岸で保護した河川も同様である。

(4) 河床に露岩が露出する穿入河川

壮年性侵食山地河道、構造的岩質弱部（断層、構造線）を流れる河道、軟岩が山地部の地質である河川では、河床に露岩が露出する事例が多い。山地・丘陵部の地質が軟岩の場合には、岩石段丘地形や穿入蛇行河川となる。壮年性侵食山地河道で硬岩の場合はV字谷形状で河床には崩落岩石が存置する。

河岸物質の流水に対する耐侵食力の河道スケールを規定しよう。

(5) 河床に礫・玉石が存在する穿入河川

河岸物質の流水に対する耐侵食力が河道スケールを規定しよう。河床材料は流水の侵食力の指標となる。側岸侵食速度が速いと谷底平野に移行する。

5.2.3 沖積河川の穿入河道化と河道スケール

ここでは、河道の穿入が始まり急速に河道幅、河床高が変化しつつある初期状態（ステージⅠ）ではなく、川幅や河床高の変化速度が遅く暫定的な川幅が形成された状態（ステージⅡ）を対象とする。この状態は安定的なものでなく、時間が進むと側刻により河岸が侵食され川幅が広がり谷底平野の形成（時々谷壁を側刻する）、あるいは河床侵食により新たな段丘形成期に入る（ステージⅣ）状態に進む。図5.2.2にそのイメージを示す。すなわちステージⅡにおける川幅は河岸の侵食に対する耐力規定される状態であり、ステージⅢは沖積河川の河道スケールとなる時期、ステージⅣは新たな穿入河道形成が始まる時期である。上流から礫の供給が少ない養老川の山地部では、沖積河川期が無く、ステージⅠからステージⅣに直接移行する。

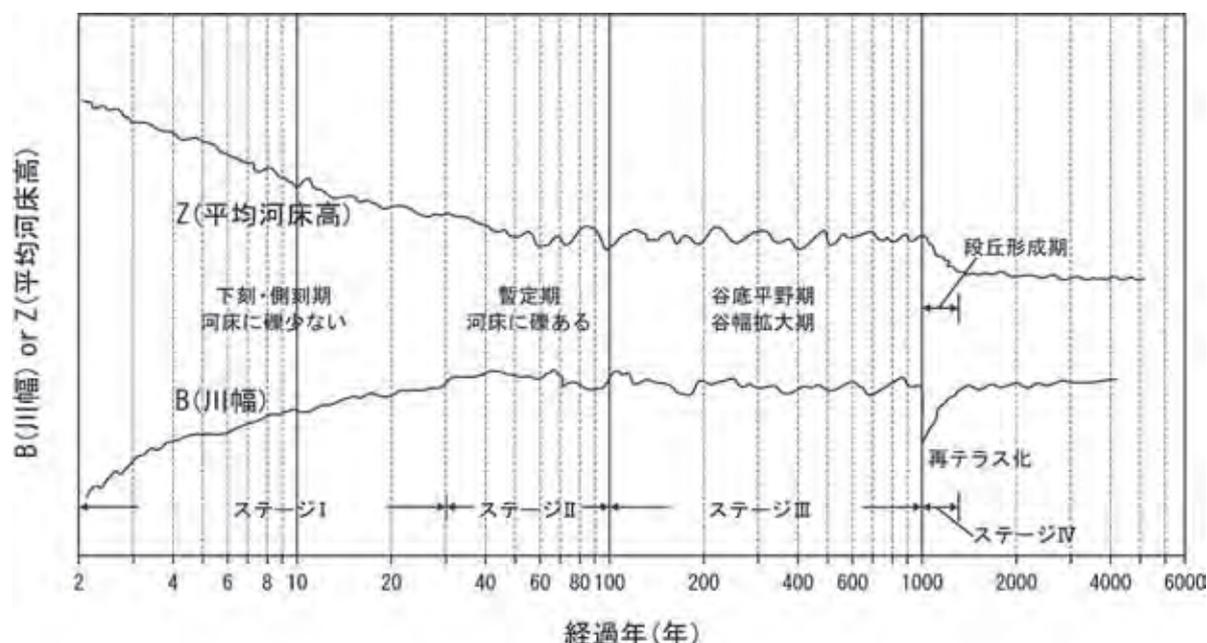


図5.2.2 穿入河道のステージのイメージ(経過年は河床の土質・岩質で変わる), B,Zは穿入河道の川幅と平均河床高

穿入河道には安定的動的平衡という状態は存在しないと考えるべきであるが、工学的観点から、ステージⅠの後期、ステージⅡの状態での河道スケール（その変化が工学的意味で緩慢となる）の評価が必要となる（例えば軟岩部を掘削する場合の掘削幅、掘削深さ、勾配を計画する場合）。

河岸が軟岩・粘性土である河川の河道スケール規定因は、沖積河川の河道スケール規定要因より、以下のようにであると推定される。

河道スケールを規定する流量時の掃流力が、河岸の耐力 R_s と等しいとすると

$$u_*^2 = f_2 (R_s,) \dots\dots\dots (5.2.1)$$

$$u_*^2 = gHI \dots\dots\dots (5.2.2)$$

$$Q = \phi u_* BH \dots\dots\dots (5.2.3)$$

(5.2.1), (5.2.2), (5.2.3) より

$$B = \phi^{-1} f_2^{-3/2} g Q I \dots\dots\dots (5.2.4)$$

となる.

(1) 沖積河川の場合 (動的平衡)

河道スケールを規定する流量を平均年最大流量 Q_m で代表すると, 5.1.1 に記したように, $u_*^2 = f_2 (d_R)$ である.

砂川は河岸の耐力および浮遊砂の堆積限界が規定する. d_R の変化により河岸の耐力および浮遊限界流速があまり変わらず, 平均年最大流量時の平均流速 V_m が $1 \sim 1.5 \text{m/s}$ となるような河道スケールとなる.

砂利川は代表粒径 d_R が, 河岸の耐力限界および堆積限界を規定する. d_R によりその限界が変化し, d_R の無次元移動限界掃流力より少し大きい, $\tau_{*R} \doteq 0.07$ となる.

(2) 側岸の片側のみ軟岩の場合 (動的平衡)

平均年最大流量の掃流力は, 沖積河川の河床代表粒径から評価されるより多少大きくなると推定されるが, 河岸侵食防護工の設置されている河道区間の平均年最大流量時の掃流力と設置されていない河道区間との有意な差を見つけれない. 水衝部である河岸側 (侵食側) が自然河川より耐侵食力のある物質で河岸が形成されていても, 対岸の堆積側は自然状態であり, 堆積条件により河道スケールが規定されてしまうのである. すなわち $f_2 \doteq f_2 (d_R)$ である.

側岸の片側のみ軟岩・粘性土の場合の河道スケールは沖積河川とほぼ同じと推察できる. 片岸に護岸がある場合と同じである. 狭い開析谷を流下している制限河道の河道スケールは蛇行形態を谷幅により制限されるが, 河道スケールは沖積河道と同じ式 (5.2.4) で評価される.

軟岩は徐々に側方侵食されるが, その侵食速度は自然河道より遅い. 河川工学的には侵食速度が遅く, 難・弱侵食層と評価される.

(3) 沖積河道の一部区間に両岸が硬岩あるいは人為的狭窄部となる場合

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5.1.2 に示した u_*^2 と d_R と差異が生じる.

川幅の狭い区間の河床材料が上下流区間と同様のものであれば, 川幅の狭い所は出水時の水深が上・下流区間より深くなる. ここでは, 人工的に川幅を狭めた場合の河床高の変化についての調査結果を用いて, 川幅の変化による河床高への影響を述べることにする.

図5.2.3 は, 河口導流堤等によって河口部の開口幅を固定したとき, その水深が上流の水深とどういう関係となるかを示したものである (山本, 1976; 山本, 1978). この図において A, H, B は河口導流堤間の水路部の河積, 水深, 水路幅であり, A_0, H_0, B_0 は, 河口導流堤上流部の水路の河積, 水深, 水路幅である. 現地河川の資料 (大淀川, 渡川, 九頭竜川, 淀川) は, 導流堤があって導流堤先端水深が 4m 以上の河川と波の影響の少ない河川である (先端水深 3 ~ 4m 以上の場合は, 波による漂砂の河口内への持込みは少ないと考えてよい). 水深は, 平均年最大流量程度の洪水時の値である. 図5.2.3 には流量一定の条件での河口導流堤による川幅変化が水深に及ぼす影響に関する基礎実験, 河口模型実験の結果も示してある.

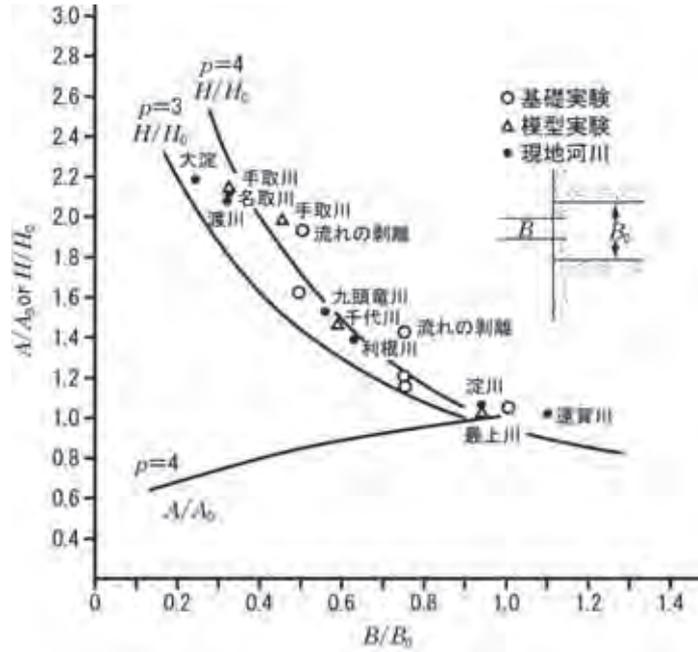


図5.2.3 川幅の変化による水深,河積の変化

図5.2.3における H/H_0 と B/B_0 の関係曲線は次のようにして求められた。

洪水は不定流現象であり，河口水深 H は洪水時に変化するが，河口地形を支配する流量という概念を導入し，この流量で流砂量の連続という動的平衡になると仮定する。動的平衡では，

$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{Q^2}{2g} \cdot \frac{\partial}{\partial x} (1/H^2 B^2) + \frac{1}{g} \cdot \frac{Q^2}{(\phi^2 B^2 H^3)} = 0 \quad \dots\dots\dots (5.2.5)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} (Bq_s) = 0 \quad \dots\dots\dots (5.2.6)$$

となる。ここで h : 水位, Q : 流量, H : 水深, ϕ : 流速係数, q : 単位幅流砂量, B : 川幅, ϕ および q_s は,

$$\phi, q_s / u_* d_R = f(u_*^2 / sgd_R, H/d_R) \quad \dots\dots\dots (5.2.7)$$

と考えてよく, $s=1.65$ の場合, $\phi, q_s / u_* d_R$ は, $u_*^2 / sgd_R, H/d_R, u_* d_R / \nu$ によって複雑に変化する。この関係式をそのまま使うと, 以下の展開が繁雑になるし, 動的平衡断面の近似値さえわかれば実用上十分であるので, 次のように簡略化する。

$$q_s = k u_*^\rho \quad \dots\dots\dots (5.2.8)$$

ここで ρ は, $u_*^2 / sgd_R, H/d_R$ によって 3 ~ 10 ぐらい動く。

$$u_* = 1 / \phi \cdot Q / BH \quad \dots\dots\dots (5.2.9)$$

であるから, 式 (5.2.8), 式 (5.2.9) を式 (5.2.6) に代入すると,

$$\frac{\partial}{\partial x} (k \phi^{-\rho} B^{1-\rho} H^{-\rho}) = 0 \quad \dots\dots\dots (5.2.10)$$

となる。 B, H の変化に対し河床の河床形態 (河床波) が変わらないような場合には, ϕ, k はその変化は大きくないので定数とみなすと,

$$\frac{\partial H}{\partial x} = (1 - \rho) / \rho \cdot H/B \cdot \frac{\partial B}{\partial x} \quad \dots\dots\dots (5.2.11)$$

河口より上流の水深，川幅を H_0 ， B_0 とすると式 (5.2.11) より，

$$H/H_0 = (B/B_0)^{(1-p)/p} \dots\dots\dots (5.2.12)$$

となる．同様に，河口の流水断面積 A は，

$$A/A_0 = (B/B_0)^{1/p} \dots\dots\dots (5.2.13)$$

川幅の狭い所の河床勾配を I ，水深を H ，河床に働く掃流力を τ とすると式 (5.2.12)，および流量の連続条件より

$$I/I_0 = (B/B_0)^{(p-3)/p} \dots\dots\dots (5.2.14)$$

となり，式 (5.2.12) および上式により

$$\tau_* / \tau_{*0} = \tau / \tau_0 = (B/B_0)^{-2/p} \dots\dots\dots (5.2.15)$$

となる．

$$H_0 = \phi^{-2/3} g^{-1/3} B_0^{-2/3} I_0^{-1/3} Q^{2/3} \dots\dots\dots (5.2.16)$$

であり，等流水深である．

図5.2.3より $p=4$ とすれば，ほぼ動的平衡の仮定と実際河川の資料が一致する．このように砂河川で小流量時には河床材料が動かない所では，平常時に測定した河床高は平均年最大流量程度の洪水流量に対する動的平衡河床高に近いと推定されるが，勾配 $1/3000$ 以上の砂河川では，小出水でも河床材料が動くので，川幅の狭い所は出水後埋め戻されていくと思われ，平常時の河床高は出水時より浅くなっているよう．

セグメント1およびセグメント2-1の河川では，河床材料の粗粒化（アーマ化）が生じること，また洪水時の τ_{*R} が $0.04 \sim 0.2$ の間であり P の値が τ_{*R} の値によって変わるので，このような単純な関係とはならないが，混合砂の流砂形態，混合粒径河床材料の流砂関数形から考えると P が $5 \sim 7$ 程度と推定されるので（平坦河床の流砂関数において τ_* が $0.06 \sim 0.015$ の領域の P の値），河床材料が変わらなければ狭い川幅の所は，広い所に比べて水深が増し，勾配が緩くなり，洪水時に河床に働く掃流力は大きくなる．実際の砂利川では，川幅の狭い区間の河床材料は，掃流力の増加により河床材料が粗粒化し上下流区間より大きくなる．すなわち河床材料は川幅の狭められた河道の掃流力に対応したものとなる．狭窄部の土砂流送能力が上流から供給される供給量を上回れば，河床に基岩あるいは大洪水で移動しない大礫（残留礫）で覆われよう．

セグメント2-2で粗砂あるいは小礫を河床材料に持つ河川では，洪水時の小規模河床波は砂堆であり，土砂移動に影響する洪水時の掃流力 τ_{*R} は $0.3 \sim 1.5$ 程度であるので， P は3程度となる．すなわち川幅を狭めても河床勾配はほとんど変わらない．中砂，細砂の河川では，大出水時平坦河床となるので， P が4程度となり，川幅の縮小化は勾配の緩和となる．

狭窄部において河床材料が上流の材料とほぼ同じである場合，平均年最大流量時の掃流力は，供給土砂量に応じた動的平衡となるような掃流力となる．狭窄部の掃流力 τ は式 (5.2.15) で評価できるので

$$u_*^2 \doteq 0.07 \cdot (B/B_0)^{-2/p} \cdot 1.65 \cdot g \cdot d_R \dots\dots\dots (5.2.17)$$

$$V_c \doteq \phi \cdot u_* \dots\dots\dots (5.2.18)$$

となる．

狭窄部上流に砂利をメイン集団とする移動床材料を持つ区間がある場合，当該区間の河床材料は，通常，C集団の割合が増加し上流区間より大きくなる．当該区間の河床材料の代表粒径 d_R と

すれば、平均年最大流量時の掃流力あるいは流速 V_c は、狭窄部が移動礫であれば

$$u_*^2 \doteq (0.06 \sim 0.08) \cdot 1.65 \cdot g \cdot d_R \dots\dots\dots (5.2.19)$$

残留礫 (C 集団のアーマ層) であれば、大洪水でも動かない掃流力の 1/2 ~ 1/3 程度

$$u_*^2 \doteq (0.02 \sim 0.03) \cdot 1.65 \cdot g \cdot d_R \dots\dots\dots (5.2.20)$$

となろう。

$$V_c \doteq \phi \cdot u_* \dots\dots\dots (5.2.21)$$

程度であろう。

すなわち、狭窄部の平均年最大流量時に働く掃流力は、河床材料から推定できよう。ただし、侵食崖崩落物質であれば、それが大洪水でも移動しない可能性があり、その粒径から平均年最大流量時の掃流力を推定できない。

河岸の耐侵食力は、平均年最大流量相当時の掃流力の 2 ~ 2.5 倍程度 (大洪水時の掃流力) となろう。

(4) 両岸が軟岩・粘性土の場合および両岸および川底が軟岩・粘性土の場合 (擬似平衡, 100 年スケール)

両岸が軟岩・粘性土で河床に移動床材料がある場合の河道スケールは、河岸材料の耐力によって河道スケールが規定されよう。岩質および土質の耐侵食力を R_s とすると

$$f_2 = f_2 (R_s)$$

と推定される。すなわち岩質と R_s の関係を見出すことにより、河道スケールを評価できることになる。

土砂による磨耗作用を含めて河岸侵食速度が急増する流速を V_c とする。侵食速度 E は

$$E = a (V - V_c)^n \dots\dots\dots (5.2.22)$$

あるいは

$$V \leq V_c \quad \text{であれば} \quad E \doteq 0$$

$$V \geq V_c \quad \text{であれば} \quad E \doteq C \quad (\text{一定値: 崩れる幅はイベント毎に一定と考える. 水際が風化を含めて侵食量が大でノッチ形状となり, あるイベントで落下, 100 年スケールの平均侵食速度})$$

$$f_2 \doteq (V_c / \phi_c)^2 \dots\dots\dots (5.2.23)$$

であるので

$$B = \phi_c^2 \cdot V_c^{-3} \cdot gIQ_c \dots\dots\dots (5.2.24)$$

ただし、 Q_c 、 ϕ_c は V_c 発生時の流量および流速係数である。平均年最大流量時の値ではない。平均年最大流量を Q_m とし、 $Q_c / Q_m = a$ とし、 Q_c 発生時の川幅と Q_m 時の川幅が余り変わらないとすると (穿入河道で氾濫しないとすると)

$$B = a \phi_c^2 \cdot V_c^{-3} \cdot gIQ_m \dots\dots\dots (5.2.25)$$

となろう。穿入河道で氾濫する場合には a の値が小さくなる。

実河川データからは耐侵食限界流速 V_c が発生する洪水流量が地形と洪水流量に関する実証データが不足し、実質上、求められない (a が求められない)。 Q_c の発生頻度は平均年最大流量

の発生頻度より小さく、5～30年洪水流量であろうと推定される。すなわち a は1.3～3程度の範囲にあらう。

a が的確に求められないので、土層・岩層ごとに沖積河川と同様、平均年最大流量の u_*^2 を評価し、その評価値を用いて、川幅を評価するという便宜的な方法があらう。すなわち式(5.1.4)を用いる。ただし、 f_1 は平均年最大流量時の値、 f_2 は河岸の岩質に対応する平均年最大流量時の u_*^2 を用いる。

河床低下が無く V_c を超える流速が発生する洪水が生起する場合（河床に砂利層が存在する場合）には、攻撃斜面で側刻が進み川幅が拡がり流速が遅くなり、対岸に自然河岸が生じるようになれば、谷底平野が形成され、川幅は沖積河川の川幅規定要因（平均年最大流量、代表粒径、河床勾配）に支配されるようになる。

河床に砂利層の存在範囲が少ないか存在しない場合には、河床低下が同時に進行し、生育穿入蛇行河川となっていこう。

メモ 小櫃川上流域にける岩盤河道の河道スケール

板倉他(1997)は、房総半島南部を流下する小櫃川上流部の岩盤河道の河道形状と流域面積の関係、また洪水時の水量との関係を研究している。

小櫃川上流は清澄山付近の標高300m前後の丘陵を北上して流れている。この地域の地質は中新世中期から鮮新世前期に堆積した三浦層群に属するフリッシュ型の砂泥互層で、泥岩優勢砂岩泥岩互層である天津層とその上位である砂岩優勢砂岩泥岩互層の豊岡層（天津層より北側の層）から成る。

清澄山北側にWNW-ESE方向の清澄山背斜軸があり、調査地域では北側に次第に緩くなる単斜構造となっている。小櫃川上流には5～6段の河岸段丘があり、最上位の段丘はおよそ2万年前に形成されたと推定されている。現河床より約90m高い所にこの面があるので、下刻速度は4.5mm/年と評価され弱侵食層と分類される。

流域面積の異なる大小5つの河道を選び、調査を実施している。これらの河川は次のような特徴を持っている。

- ・河床が平滑で岩盤（泥岩が突出した洗濯板状の岩盤）が露出している
- ・岩盤河床であるが、河床の上に薄くたまる礫の集積が局所に見られる
- ・それぞれの川で川幅が一定である
- ・河岸が切り立ち、河床と河岸の境界に明確な傾斜の変換がある
- ・河道が地層の走行と直交する傾向がある（逆目である）
- ・川の屈曲部でも川幅や勾配があまり変化せず、河床の平滑さが保たれている

5つの河川の河道が比較的直線部の河道形状を対象に、川幅、河床勾配、河道平面形、礫の堆積場所を評価し、また調査中の1996年7月および9月洪水の痕跡水位を測定し、水深およびピーク流量をマンシングの粗度係数 $n=0.03$ として評価した。

5つの河川の河道形状等を取りまとめた結果を表5.2.1に示す。ここでは、板倉他(1997)の記述より流域面積 A 、川幅 B 、河床勾配 I を1996年9月洪水の水深 H^* 、ピーク流量 Q_p^* を示された

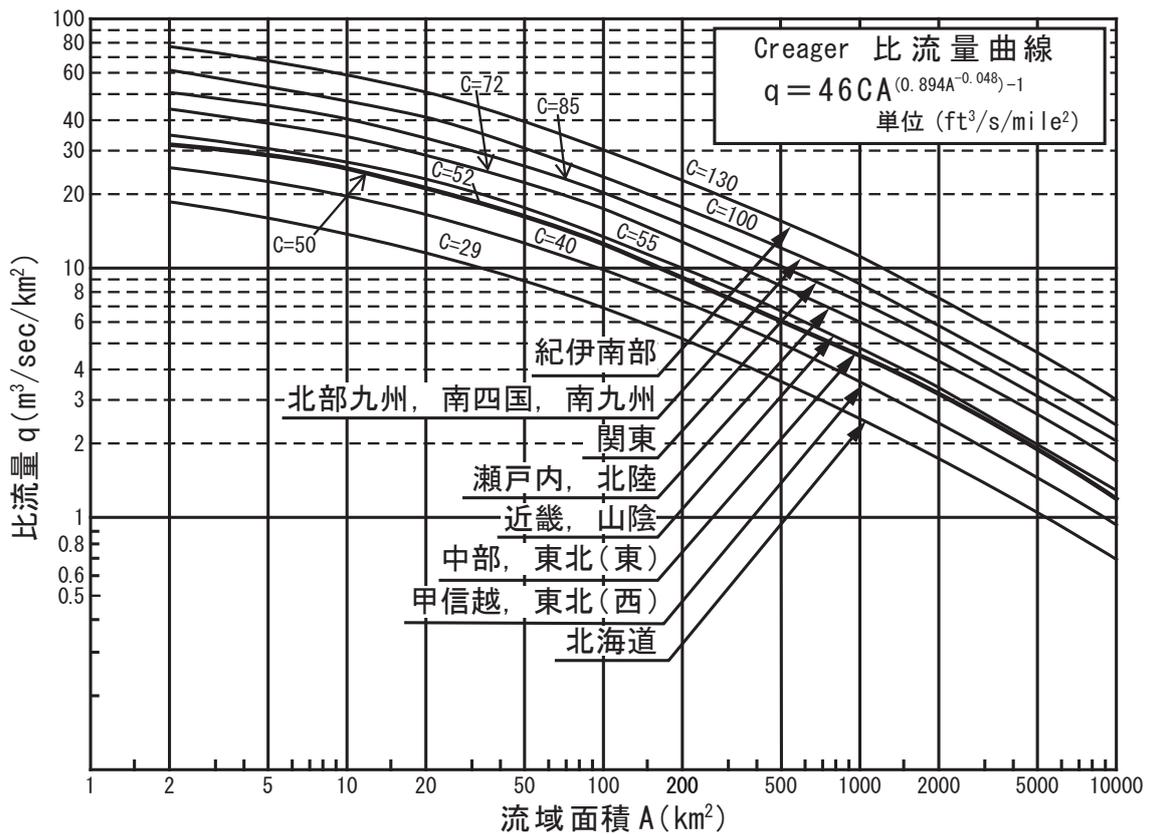


図5.2.4 地域別ダム地点既往最大比流量包絡曲線(花籠,1970)

図より読み取り、さらに u_*^2 、平均流速 V_m^* を評価した。ただし、水深1～2mであり、河床に平均粒径約8cmの泥岩礫が存在すること、河床が洗濯板状であることより $n=0.033$ として再評価してある。同表の q^* は1996年洪水の比流量(ピーク流量/流域面積)である。

図5.2.4に示すダム流域の既往最大流量を用いて作成したクリーガー曲線におけるCの値が関東地方で85程度であり、これを用いて比流量 q を評価すると流域面積 10km^2 で $25\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ 、 5km^2 で $29\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ 、 1km^2 で $55\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ となる。関東の一級河川の100年確率規模でCが50～100、確率年2.3年程度の平均年最大雨量でCが6～12程度である(山本, 1989)ので、1996年洪水は30～50年確率規模の洪水に当たろう。

式(5.2.24)より、河岸の耐侵食力がほぼ同じであれば、川幅は支配流量と勾配の積に比例するはずである。1996年洪水ピーク流量を支配流量とし、川幅と Q_p^*I の関係を図示すると図5.2.5のようになる。川幅 B は Q_p^*I に比例し、流速は4～4.5m/s程度と一定となる。この流速で側刻された箇所が生じている。なお7月洪水では2箇所の評価流速は2.3m/sであり、この時は河床の砂礫の小さなものが動いた程度で顕著な地形変化は生じなかった。侵食限界流速 V_c は、2.5～4m/sの間にある。

侵食限界流速が生じる流量を平均年最大流量程度と仮定すると1996年9月洪水のピーク流量の1/3～1/4程度と評価されるので1/3.5の流量が支配流量となり、図5.2.5の破線の関係となる。また u_*^2 は $740 \sim 1095\text{cm}^2/\text{s}^2$ 、平均流速 V_m は2.5～2.8m/sとなる。実際の侵食限界流量はこれより大きく、5～20年確率洪水程度であろう。

河床礫の平均粒径は8cmであり、比重が1.9である(板倉, 1997)ので、1996年9月洪水時の無

次元掃流力は約0.24であり，平均年最大流量時では0.11程度となる．なおこの礫は，冬期，水をかけて一晩置くということを繰り返すと，3日から数日で割れてしまう風化しやすい礫である．

1996年9月洪水では流域内で崩壊が多数発生したこと，また河床河岸からの侵食礫の発生もあり，掃流力の増大にもかかわらず河道内の礫集積は減少せず，むしろ貯まったところもあった．

表 5.2.1 小櫃川上流域における岩盤河道の河道形状と9月洪水

沢・河川名	面積A (km ²)	川幅B (m)	勾配I	水深H* (m)	U* ² (cm ² /s ²)	Q _p (m ³ /s)	Q _p ・I (m ³ /s)	蛇行形態・その他	V _m * (m/s)	q* (m ³ /s/km ²)
鳥居沢	0.3	3	1/38	0.9	2321	10	0.26	直線状・大湾曲・迂曲	4.6	31.0
相ノ沢	0.8	7	1/50	1.0	1960	26	0.53	蛇曲・迂曲・急な曲り	4.3	31.0
池ノ沢	2.0	10	1/100	1.7	1666	70	0.70	迂曲・蛇曲	4.3	33.0
猪ノ沢	5.0	14	1/100	1.6	1568	100	1.00	直線状・湾曲あり	4.1	18.9
小櫃川	10.0	16	1/125	2.0	1658	145	1.16	直線状・急角あり	4.3	13.7

※は図より読み取り評価 ただしQ*、V*はn=0.033として評価した

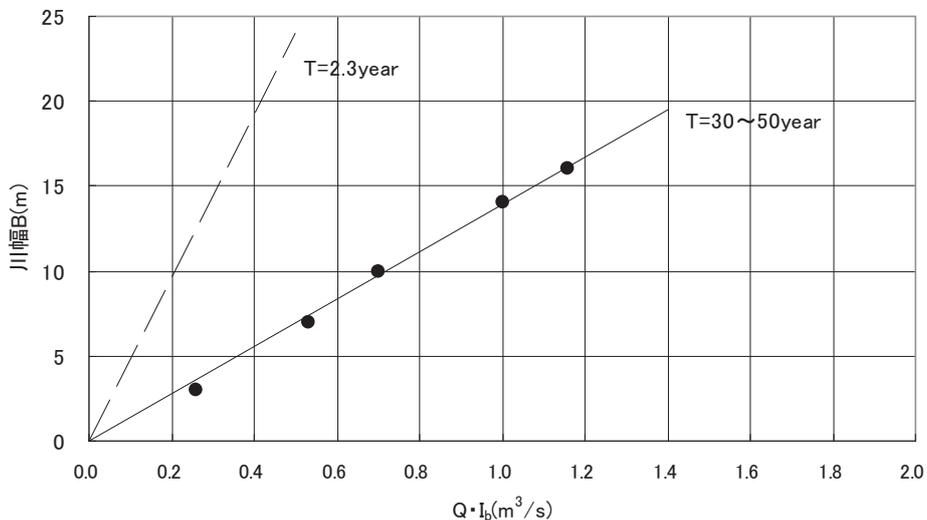


図5.2.5 小櫃川上流域における岩盤河道の川幅とQ・Iの関係

5.2.4 河床勾配Iの規定要因

5.2.3において，河床勾配Iを与件として河道スケールを記述した．河床勾配は何に規定されるのであろうか．

山間部から出た土砂の第一次の堆積面である扇頂下流の勾配（セグメント1の上流部勾配）について考えてみる（山本，2004，2010）．次のような思考実験を行う．扇頂部の河床材料の主構成材料の山間部からの流入土砂量 Q_s ，平均年最大流量 Q_m ，代表粒径 d_R が時間的に一定とすると，流路部の無次元送掃流力 τ_{*R} はほぼ一定となる．

扇状地河道の川幅は，式(5.1.4)より

$$B = f_1^{-1} \cdot f_2^{-3/2} \cdot g \cdot Q_m \cdot I_b \quad \dots \dots \dots (5.2.26)$$

ここで， f_1 および f_2 はそれぞれ

$$\phi = f_1(d_R, I_b) \quad \dots \dots \dots (5.2.27)$$

$$u_*^2 = f_2(d_R) \quad \dots \dots \dots (5.2.28)$$

である。ところで流砂関数 ($q_s/u_* d=Q_s/B u_* d$) は、 τ_{*R} , H_m/d の関数であるので

$$Q_s=f_3(\tau_{*R}, H_m/d) \cdot u_* \cdot d_R \cdot B \dots\dots\dots (5.2.29)$$

である。ここで f_3 は流砂関数で無次元量である、いま $C=Q_s/Q_m$ とすると

$$I_b=f_1 \cdot f_3^{-1} \cdot \tau_{*R} \cdot s \cdot C \dots\dots\dots (5.2.30)$$

となる。

礫河床の場合、 f_1 , τ_{*R} および f_3 は勾配の影響を多少受けるが、 d_R が同じ河川ではほぼ一定値であるので(山本, 1980, 2010), 河床勾配は、概略、代表粒径集団(有効粒径集団)の土砂濃度に比例する。河岸満杯流量時の代表粒径集団(有効粒径集団)の流送土砂量は、代表粒径集団(有効粒径集団)の年間平均流送土砂量にある程度比例しよう。もちろん実際の河川は流量、流砂量は時間に対して一定でなく、その時間積分値が勾配として現れるのであり、また f_3 は τ_{*R} が 0.06 ~ 0.08 であるので τ_{*R} の変動のオーダーに比し 1 オーダ変動が大きく、上述のような簡単なものにならないが、代表粒径集団(有効粒径集団)の土砂の濃度が濃いほど勾配は急に、薄いほど勾配が緩くなると考えられるのである。

ところで日本の扇状地河川の勾配は、一般論としていえば扇頂より上流の流域面積が小さいほど急である。これは流域面積が大きいほど生産土砂の大部分を出す1次谷, 2次谷の数が多くなり、一方、雨が流域に同一強度で降る確率が小さくなるので、土砂の流出に寄与しない谷の数が多くなり土砂濃度が小さくなるためであろう。さらに一般に山地面積が小さい(谷次数の小さい)ほうが山地の起伏比が大きいこともこの傾向を強めよう。ちなみに亜寒帯を流れるカムチャッカ川に流入する支川に形成される扇状地の勾配と山地の起伏比 $\Delta H/\Delta L$ (扇頂から流域の最高峰の標高差 ΔH と扇頂から流域の最遠点までの谷長 ΔL の比で定義した) との関係を図 5.2.6 に示す(山本, 2003)。検討の対象とした9つの扇状地の ΔH は1つを除けば 1400 ~ 1770m である。同一 ΔH なら $\Delta H/\Delta L$ が大きいほど流域面積は小さい。流域面積が小さいほど、流域が急峻であるほど、扇面の勾配が大きいことを示している。

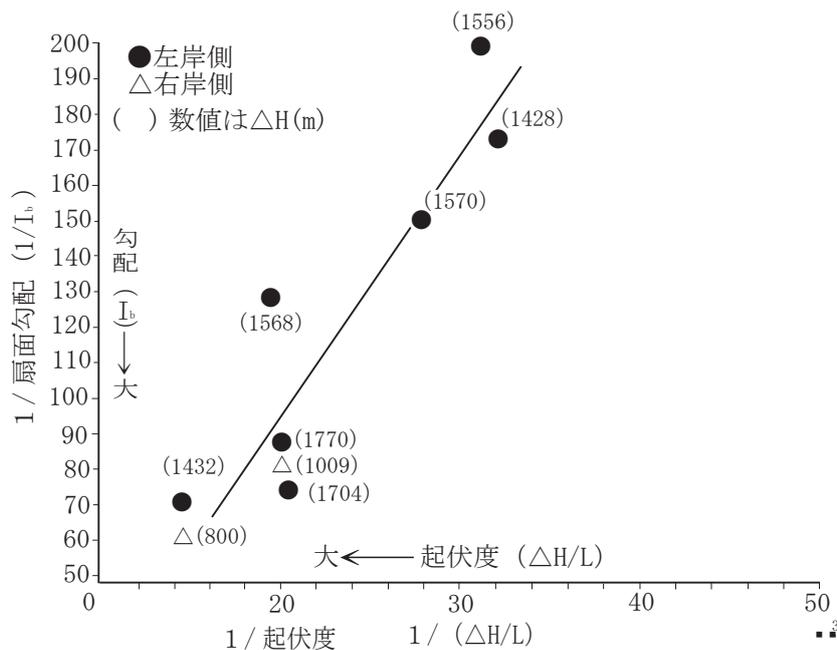


図5.2.6 カムチャッカ川に流入する支川扇状地の扇面勾配と起伏度の関係(山本, 2003)

二次の堆積面である砂河川においても、扇状地河川と同様、砂の供給量と流量の比が勾配を決めると考えられるが、小規模河床波が流量により変わること、 f_3 に相対水深 H/d_R の影響が入ることにより、 I_b が C と比例すると簡単にいえないところがある。ただし河床材料の代表粒径が0.5～2mmの河川で河床勾配1/3000以上、かつ感潮区間でないセグメントでは、小規模河床波は砂堆で無次元流砂量 $q_s/u_* d_R$ に及ぼす H/d_R の影響が小さく(山本, 2010, pp.31 – 37)

$$q_s/u_* d_R \propto \tau_* \dots\dots\dots (5.2.31)$$

である。 $Q_s \propto \tau_* \cdot u_* \cdot d_R \cdot B$ であり、 $Q = \phi \cdot u_* \cdot H/B$ であるので、

$$I_b \propto \phi \cdot Q_{st}/Q_t \dots\dots\dots (5.2.32)$$

と変形できる。ここで Q_{st} , Q_t は平均的な砂分の年流出土砂量および土砂がほとんど動かない小流量(砂漣河床相当流量)を除いた有効年流出流量である。すなわち中砂、粗砂をセグメントにもつ河床勾配は、概ね河床を構成する主モードの材料の供給土砂量に比例し年流出流量に反比例することになる。

日本の河川では、 Q_{st} は山地流域の起伏比と山地高度の関数であり、芦田他(1974)が示した同一群内では、概略山地面積 A の0.3～0.4乗に比例する(山本, 2010, p.99)。一方、砂川では Q_t は A の0.7～0.9乗に比例すると考えられるので、山地面積の大きい大河川ほど勾配 I_b は緩くなる(砂川では小流量でも土砂が動くことにより小流量が有効年流出量となることを考えて乗数を推定した)。

穿入河道の勾配を規定するものは何か。河床勾配は、地形形成プロセスという歴史性(時間)を考慮した解釈が必要となる。すなわち、地殻変動、地質構造、岩質による側刻と下刻速度の差異、上流から運ばれる粒径集団別土砂の質と濃度(河床を覆うのかどうか)、崖構成物質の崩落物質の大きさや強度(アーマ層の一因)、そして流量の流下方向の変化(支川との合流)と気候変化による流量変化、気候変化による気温変化などを説明変数とする地形変化プロセスの解釈とそれらの説明変数と勾配との関数関係を見出さなければならない。

メモ 穿入河道の河床勾配を規定する重要な要素

- ①初期地形と侵食期間
下刻化に始まった時期の地平面勾配とその後の侵食期間
- ②侵食基準面・位置の変化
ニックポイントの後退、海水面・湖面の変化
- ③岩質の縦断方向の差異
大井川太井ダム下流0～10km区間では、崖の岩質が固い区間(砂石)は柔らかい区間(泥岩、泥岩優先砂岩泥岩互層)より川幅が狭く勾配が大きい。河床には15～20cmの礫が卓越する。ただし、ダム下流2km付近までの砂岩区間にはこれより大きい大礫が存在する(八木他, 1997)。
- ④地殻変動(断層、褶曲)
地盤上昇速度の変化
- ⑤上流からの洪水流量

⑥上流からの供給礫の量と質

アーマリリング，河床を覆う礫の移動特性の変化

⑦露出する岩質の差異

下刻速度の増加

5.2.5 側岸物質と f_2

岩質ごとに侵食限界速度 V_c を評価し，岩質と河道スケール（川幅）との関係性を抽出することが一般化のために必要である。

V_c は，粘性土・軟岩の侵食形態より，それが河岸に存在する場所により2つに区分されよう。

① 平水時水中にある河岸

② 平水時空中に露出する河岸

①は乾燥収縮やスレーキングによる侵食の作用が小さい場所であり，②は乾燥収縮やスレーキングによる侵食の可能性のある場所であり，その風化速度は岩質に大きく依存する。

一方，岩質を表す適切な指標としては，

① 耐侵食強度指標として

・圧縮強度，せん断強度，風化度（現地弾性波速度/原岩弾性波速度），N値などが考えられるが，現地調査の容易さ，費用の易さから針貫入試験あるいはシュミットハンマー反撥値から圧縮強度の推定する方法が薦められる。

② 土質・岩質分として

・土質・地質区分（時代区分，岩質区分）

時代区分（完新統，上・中・下部更新統，上・中・下部新第三系，先第三系など）

岩質区分（岩種，海成，河成，湖成，火成など）

宇多他（2001⇒4.3.2）による粘性土の侵食限界流速は，急速に土層の侵食速度が速くなる（土塊として侵食される）としている。1時間当たり1mを超えるような速度となっている。

側岸侵食は，水中下の下刻侵食現象とは異なった要因（流れる砂礫の影響度の差異，河床に比べ掃流力が小さい，乾湿の変化程度の差異，重力の作用の差異）が影響を与えることにより，どの状態を持って侵食限界状態とするのか一義的に決めかねるところがある。ここでは，下刻速度と同様に侵食が流水の作用によって生じるものとして，年侵食速度が弱侵食層相当速度から中侵食速度相当速度となる，一イベント（一洪水）の侵食量が50cmを超える流速を耐侵食速度 V_c と定義する。

第2章の現地実態調査（河岸が粘性土・軟岩の河道）および4章の既往の調査研究より，側刻に対する耐侵食力を評価すると表5.2.2のようである。ここで u_*^2 は平均年最大流量時の摩擦速度の2乗， V_m は同流量時の平均流速， V_{max} は1/100年確率洪水時の評価流速（ $V_{max} \times 1.5$ として評価）である。

V_c は V_m 以上であるが， V_{max} より以下あるいは以上であるかは不明である。なお河床と河岸の土質・岩質が同質のものであれば，河床の侵食速度と河岸の侵食速度が同程度と評価している（実

際には側岸侵食速度の方が小さいと思われる)。なお完新世の氾濫原堆積物の河岸は、河岸下層が砂層でない条件での評価である。表5.2.2の V_c は粘性土・軟岩が流水により急速に破壊される限界流速に相当する。

現段階では、粘性土・軟岩を河岸に持つ河道の河道幅の推定には、土質・岩質ごとに実河道の平均年最大流量時の u_*^2 を求め、川幅との関係を式(5.2.1)および式(5.2.4)を用いて評価するという、便宜的な方法を取るのが実用的であろう。

メモ データセットの収集と整理・分析

今後、穿入河道における川幅、勾配、岩質、平均年最大流量、1/100年確率洪水流量、河床礫径のデータセットを収集、分析し、粘性土・軟岩を河岸に持つ河道の河道幅の推定精度を向上することが求められる。

しかしながら、このような河道は山間地に多く、河道管理の重点区間でないこともあり、データセットを調査研究者が基礎から作り出さなければならず、調査研究費用のスポンサー無しでは研究が進まない。財団職員の自主研究では限界がある。河川管理者にとって重点管理区間でないこともあり、河川管理者がスポンサーになりにくい。理学的な視点からの価値を見つけ、科学研究とするしかないのであろうか。

表 5.2.2 側刻に対する耐侵食流速の評価（ただし水中）

地質区分	土質・岩質	場所	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	V_c (m/s)	u_*^2 (cm ² /s ²)	V_m (m/s)	V_{max} (m/s)	備考
完新統	氾濫原・粘性土							4~8m/s
	シルト・粘土80%以上			4				下刻に対する耐侵食実験より類推
	細砂50%程度			2				1.5~3.0m/s
	湖沼堆積物 シルト・粘土	小貝川47km		>3	200	2.0 ($\phi=15$)	3.0 (1.5)	水中
	氾濫原・粘性物 粘性土	木津川5km		>2.5	340	2.4 ($\phi=13$)	3.6 (1.5)	収縮クツラクあり(空中) 側刻されつつある
上部更新統	海成・泥岩(12万年前)	鬼怒川4.0km		>2.8	150	1.8 ($\phi=15$)	2.8 (1.5)	
	シルト・砂質(12万年前)	鬼怒川12.0km		>2.8	150	1.8 ($\phi=15$)	2.8 (1.5)	
	河成・砂・礫岩(6万年前)	鬼怒川66.5km		>3.5	800	3.7 ($\phi=13$)		溝状水路部の水理量
	河成・シルト・砂層(12万年前)	江戸川43.5km		>2.5	120~130	1.5~1.7	2.4 (1.5)	
	シルト・砂層	利根川76.4km		>3.5		1.5	3.5	V_m 、 V_{max} は実測
中部更新統	浅海性砂・泥岩(下総層群)	養老川		>3.6	194	2.4 ($\phi=17$)	3.6	
下部更新統	深海性砂岩と泥岩の互層	小櫃川上流		<2.5 >4	760	2.5 ($\phi=9$)		
新第三系 (中新世)	海成泥岩	雄物川25km		>3	220	2.0 ($\phi=15$)	3.0 (1.5)	V_m は実測
	信濃川石巻床止め 下流0~150m(寺泊層)			>3	225	2.3 ($\phi=15$)	3.3 ($\phi=15$)	下刻 $V_c=3m/s$
	砂・シルト・礫(揚井層)	荒川83km上流	17~50	>5	600	3.4 ($\phi=13$)	5.1 (1.5)	サイフォン下流は侵食された

V_c : 水中での評価

u_*^2 : 平均年最大流量時

V_m : 平均年最大流量時

V_{max} : 100年確率流量時の推定値

5.3 穿入河道化の要因

穿入河道区間には過去に形成された段丘（テラス）が何段か見られる。段丘の形成は第四紀における気候変動を説明因とする研究事例が多い。すなわち寒冷期における生産土砂量の増大と洪水流量の減少に伴う堆積環境（側刻が卓越する時期）と温暖期における侵食期の交代に伴う段丘化（河床に砂利層が少なくなり下刻速度の増大）と解釈する。

しかし軟岩を穿入して蛇行する河川（小櫃川，養老川）においては（板倉他;1997;千葉県資料研究財団，2007），ここ2万年において6～8段に達する段丘面が存在し，気候変化による段丘化として説明するには無理がある。

段丘化が生じる他の要因として，地震・大雨による供給土砂の急変，河川の争奪，穿入迂曲河道の自然短絡による急流部（滝）形成をきっかけとした下刻の上流への伝播，人為作用，下刻過程におけるより侵食しやすい岩の露出などによる段丘化が考えられる。

・地層要因

侵食速度が遅い地層が露出すると，そこが急遷点となり下流は下刻が進み，急遷点は上流に移動し段丘化する。

・供給土砂量の変動

地震・大雨（崩壊量の急増）等に伴う供給土砂量の変化を媒介とした，河床に河床材料が存在し側刻が卓越する時期と，供給土砂量が減少し露岩部が増加し下刻速度が増す時期の交替，すなわち下刻速度・側刻速度の変化は，段丘の形成要因となり得る。礫の河床被覆は下刻速度の低下，側刻速度の増加となろう。

メモ 穿入河道に平衡川幅という概念を適用してよいのか

長時間経過すれば，穿入河道の川幅は，どちらかの河岸に移動礫が堆積できる掃流力まで拡がるはずである。平衡という概念が成り立たないと考える。すなわち，プロセス（時間）に関わる概念の導入が必要となろう。段丘化，谷底平野化，内的・外的営力の継続時間（地盤の隆起の継続時間，気候変動による外力条件の変化）などである。新たな段丘化の始まりのきっかけは何か。河床低下による新溝状水路の形成と溝幅の拡大現象の生じるきっかけは何か。

第6章 粘性土および軟岩河道の生物と生態

粘性土・軟岩河道河川の生態系空間としての特徴を把握するため、まず、砂礫床の河道を有する河川（以下、「砂礫床河道河川」と称す）と粘性土・軟岩河道河川の比較を行い、粘性土・軟岩河道河川の空間特性を概観する。その上で、文献等の知見から、粘性土・軟岩河道河川の生物や生態系の特性について整理する。

6.1 粘性土・軟岩河道河川の生態系空間としての特徴

6.1.1 空間スケールと河川生態系構成要素に着目した比較

粘性土・軟岩河道河川の生態系空間としての特徴について、その理解を深めるため、知見も多くその特徴が整理されている砂礫床河道河川と粘性土・軟岩河道河川との比較を行い、粘性土・軟岩河道河川の河川生態系空間特性を明らかにする。

(1) 空間スケールの概観

粘性土・軟岩河道の形成過程を踏まえ、考慮すべき空間スケールを想定する。

小倉・山本(2005)は、河川生態系空間を、**図6.1.1**に示すように流域スケール、大セグメントスケール、リーチスケール、水深スケール、礫径スケール、砂径スケールの6階層に区分している。ここでは、この空間スケールに基づいて、粘性土・軟岩河道を理解する上で考慮しておくべき河川空間スケールを考えてみる。

粘性土・軟岩河道の形成は、かつて砂礫床河道だった河道区間において、様々な要因の結果、河床が低下し、河道の砂礫層が流出し、その下層にある粘性土や軟岩が露出したものである。砂礫床河道から粘性土・軟岩河道への変化は、河床低下による「水深スケール」の変化や、河床材料変化による「礫径スケール」の変化にとどまらず、砂礫床から粘性土・軟岩河床となる「リーチスケール」の変化、さらには「セグメントスケール」での粘性土や軟岩が露出も考える必要がある。実際、多摩川では羽村堰(53km付近)から浅川合流点(37km付近)まで、断続的に粘性土や軟岩が露出している。こうしたセグメントスケールにも及ぶ粘性土や軟岩の露出は、大きく見積もって数10km程度の河川空間スケールの変化と理解できる。

次に、この河川空間スケールを、**図6.1.1**の「水生生物空間」の観点から見ると、大きいスケールから順に、降下・遡上型の魚の移動スケール、セグメントスケールの漁種の相違、食餌行動スケール、水生昆虫の生活圏、隠れ家スケール、水草・大型糸状藍藻類、底生藻類、マイクロ生活場、に影響を与え得るスケールと理解できる。さらに、「植物スケール」の観点から見ると、大きいスケールから順に、セグメントスケールの植生変化、植生図スケール、河道内樹林化等に影響を与え得るスケールと言える。

粘性土・軟岩河道の形成過程を踏まえ、その河川生態系空間スケールを見ると、考慮すべき空間スケールは、数cmのマイクロ生活場から数10kmのセグメントスケールに及ぶ河川空間スケールにあり「河川生態系空間」としての影響度合いは大きい。

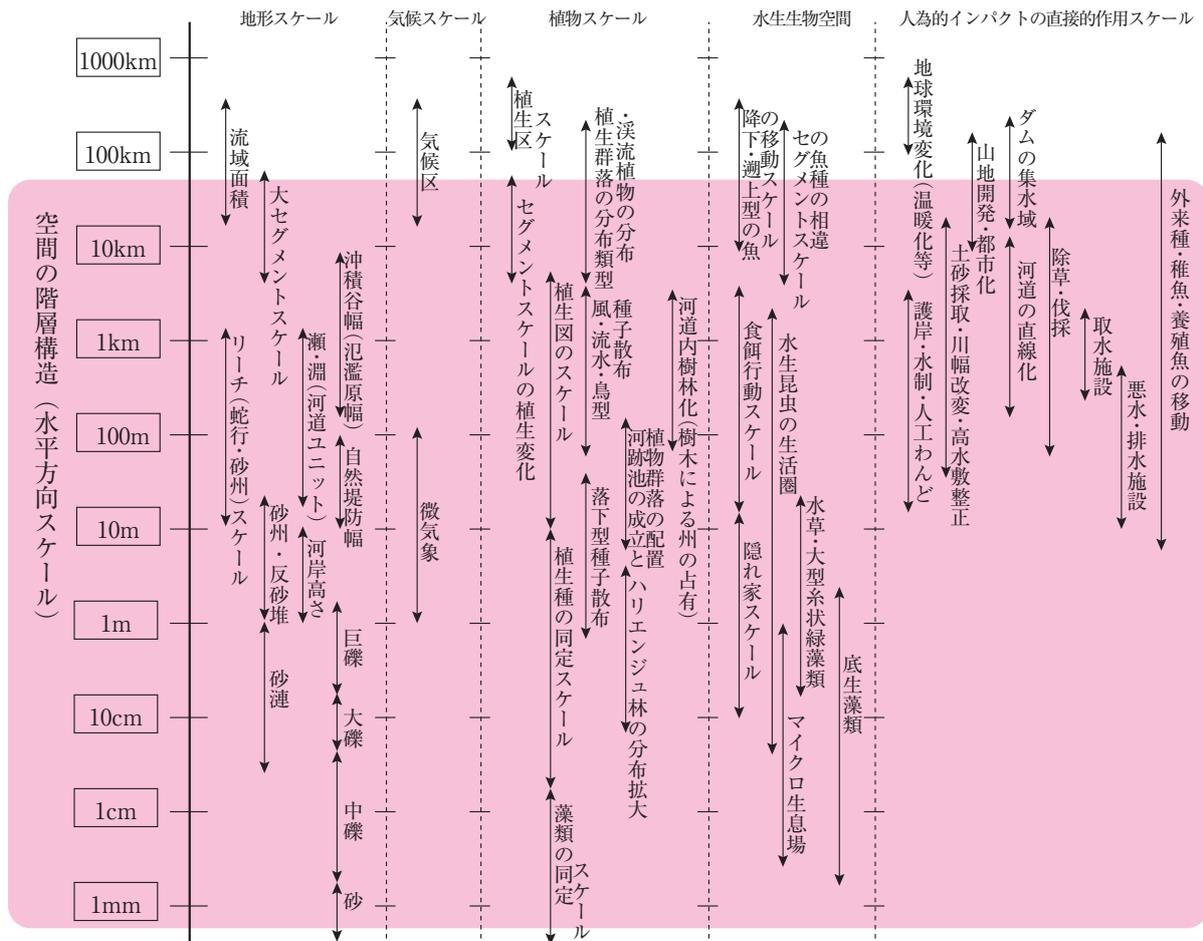


図6.1.1 河川生態系構成要素に関わる空間スケール(小倉・山本, 2005に加筆)
 網掛けは粘性土や軟岩の露出が影響を及ぼすと考える空間スケールを示している

(2) 河川生態系構成要素の比較

砂礫床河道から粘性土・軟岩河道への変化は、河床低下による「水深スケール」の変化から、「セグメントスケール」の変化に及ぶものとした。

図6.1.1に示す河川生態系構成要素に着目して、砂礫床河道と粘性土・軟岩河道の相違点について、既往論文の知見整理および現地観察結果より取りまとめたのが、表6.1.1である。河川生態空間としての粘性土・軟岩河道の評価は、砂礫床河道のそれと比較して、総じて多様性の低い空間であると言えそうである。

表 6.1.1 河川生態系構成要素の比較

生態系構成要素		砂床・礫床河道	粘性土・軟岩河道
餌	付着藻類	砂床や礫の表面に付着藻類が活着する。特に礫床は、藻類が付着可能な表面積が大きいことから、一次生産量が多い。	河床に付着藻類が活着することはできるが、礫床に比べて付着可能面積が少なく、一次生産量は少ない。
	底生生物	礫表面や礫と礫の隙間に水生昆虫が生息する。 砂床では二枚貝・甲殻類などが生息する。	生息場所として礫を必要とする水生昆虫は生息困難。 ポットホールに溜まるリターパックに水生昆虫が生息するが、その数は少ない。
	魚類の食餌対象	礫付着藻類、水生昆虫（豊富）、二枚貝や甲殻類、河畔林からの落下昆虫、浮き石に潜む底生魚など。	河床付着藻類、水生昆虫（少ない） 河畔林からの落下昆虫など
生息空間	水質	河川水が埋没・伏流・湧出を繰り返すことによる浄化機能を期待することができる。	河川水の埋没・伏流・湧出は生じ難いため浄化機能は期待できない。
	水際植生帯（抽水植物等）	礫と礫の隙間に砂が溜まり植生基盤が形成され、適度な湿潤状態が維持された場所に水草が生育する。 水草帯は魚類の産卵場所や稚魚の隠れ場所となる。	河床が平滑で砂が溜まりにくく植生基盤が形成されにくいいため、水草は生えにくい。 このため、魚類の産卵場所や稚魚の隠れ場所を提供できない。
	特徴的なハビタット	瀬と淵、砂州、礫と礫の隙間、伏流水の湧水など。	ポットホールなど湧水
	魚類の隠れ家	礫と礫の隙間、巨石の水裏、淵、水草帯。	淵（深場）
	陸域/高水敷	礫河原や砂河原固有の動植物が生息する。	河床低下が進み露岩した河道と、残された陸域が二極化し、陸域は樹林化が進行する。
総括		礫、砂、（シルト）と河床構成材料が多様であり、水際植生も生えやすく多様な河川生態空間である	礫床河道に比べ河床が一様であり、多様性に乏しい河川生態空間である。

6.2 粘性土・軟岩河道が河川生態系へ及ぼす影響

6.2.1 魚類

(1) 環境からみたHIMの評価値

森下他(2000)は、日本の川で魚が生息するための条件を10項目選び、その10項目が各地点において満たされているかを目で確認して、条件が満たされていれば5、そうでなければ1または3を与え、地点ごとに最高50、最低10の評価値をつける「環境からみたHIM評価値」を提案している。そして、HIM評価値が35以上であれば、あまり手をかけずにできる限り保存、25～34であれば復元、10～24であれば、思い切って再生または創生のための手だてを講じたい、としている。

このようにHIM評価値を用いて、河川における任意の生物生息環境(ハビタット)を評価することができる。河床材料の変化が乏しい、水深が一定など、粘性土・軟岩河道で想定される特性は、魚類が生息する環境としては、評価が低くなる。

表 6.2.1 魚がすむための10の条件(環境からみたHIM評価値)

1 川が上下につらなっているか	5 魚が自由に移動ができる 3 少し移動できる 1 移動できない
2 細流、水路等のつながりが有効か	5 常に移動できる 3 細流、水路があるが移動が難しい 1 細流、水路もなく移動ができない
3 冠水率の高い水辺(湿地)や伏流水はあるか	5 増水のたびに冠水する 3 年2～3回冠水する 1 数年に1回冠水する
4 河床に大小の石があるか	5 河床材料がいろいろ 3 同じ大きさの材料で偏っている 1 石だけ、泥だけ、砂だけに偏っている
5 水深に大小があるか	5 変化に富んでいる 3 ある程度の水深に変化がみられる 1 水深が一定で変化がない
6 流速に大小があるか	5 流速が変化に富んでいる 3 やや変化のある流れが存在する 1 均質な流れとなっている
7 水生植物があるか	5 いろいろなタイプの水生植物がある 3 同じ種類の水生植物が少しある 1 水生植物がない
8 水辺林が連続しているか	5 水辺林が連続する、水面に突出している 3 水辺林がまばらである 1 水辺林はない
9 水面への光の当たり方	5 水面に光があたる時間が1日6時間以下である 3 陰になるところと明るいところがある 1 いつも光があたっている
10 攪乱の度合い	5 変化から時間がたち安定している 3 変化が目立たない 1 変化が繰り返されている

このHIM評価値を用いて粘性土・軟岩が露岩する前後の河道を実際に評価し、評価値にどの程度の差が生じるか調べる。多摩川横断水道橋(47.2k, セグメント1-②)付近の軟岩露出区間を対象として評価をする。評価区間の現在の様子は**写真6.2.1**に示すとおりである。なお、当該区間がかつて礫河床であった頃の様子は、当時の航空写真等をもとに推察した。

評価結果を**表6.2.2**に示す。礫床河道当時はHIM評価値44であり、森下によれば、あまり手をかけずにできる限り保存する環境とされる。一方、軟岩河道の現在はHIM評価値30であり、これは、復元することが望まれる環境となる。礫床河道から軟岩河道となることで、水辺(湿地)や伏流水、河床材料の構成、水深、流速、水際等の水生植物において両者に相違が生じ、これが評価値の違いに現れた結果となった。軟岩が露岩することでHIM評価値が下がること、軟岩河道の評価値は復元が望まれるレベルにあることは、経験的にも妥当であろう。



写真6.2.1 多摩川横断水道橋47.2km付近, 左岸(2009年6月)

表 6.2.2 環境からみた HIM 評価値を用いた評価例（多摩川 47.2km 付近）

評価項目		礫床河道（推測）	軟岩河道（現在）
1 川が上下につらなっているか	5 魚が自由に移動ができる 3 少し移動できる 1 移動できない	5	5
2 細流、水路等のつながりが有効か	5 常に移動できる 3 細流、水路があるが移動が難しい 1 細流、水路もなく移動ができない	5	5
3 冠水率の高い水辺（湿地）や伏流水はあるか	5 増水のたびに冠水する 3 年 2~3回冠水する 1 数年に 1回冠水する	5 多様な水辺（湿地）、伏流水などが形成される	1 湿地や伏流水はあまり期待できない
4 河床に大小の石があるか	5 河床材料がいろいろ 3 同じ大きさの材料で偏っている 1 石だけ、泥だけ、砂だけに偏っている	5点	1点
5 水深に大小があるか	5 変化に富んでいる 3 ある程度の水深に変化がみられる 1 水深が一定で変化がない	5 瀬淵が形成	3 礫床河道ほど多様ではない
6 流速に大小があるか	5 流速が変化に富んでいる 3 やや変化のある流れが存在する 1 均質な流れとなっている	5	3 礫床河道ほど多様ではない
7 水生植物があるか	5 いろいろなタイプの水生植物がある 3 同じ種類の水生植物が少しある 1 水生植物がない	3	1 水生植物は見られない
8 水辺林が連続しているか	5 水辺林が連続する、水面に突出している 3 水辺林がまばらである 1 水辺林はない	5	5
9 水面への光の当たり方	5 水面に光が当たる時間が 1日 6時間以下 3 陰になるところと明るいところがある 1 いつも光があたっている	3	3
10 攪乱の度合い	5 改変から時間がたち安定している 3 改変が目立たない 1 改変が繰り返されている	3	3
合計		44	30

※網掛けは評価値に差が生じた項目

(2) 露岩による魚類への影響の報告例

中村（2004）は、鬼怒川上流における 1991 年から 2003 年までの 12 年間の調査の結果、ダムの下流において河床の低下によって河床の基質である岩盤が徐々に露出することによってヤマメの産卵場が減少し、産み付けられた卵のふ化率も低下することを報告している。

この報告は鬼怒川上流域の事例であるが、中下流域においても、露岩によって同様の事態が起これると言える。



図 6.2.2 利根川水系鬼怒川上流の調査水域における露盤化サイト
10 年間に露盤化サイトは 19 箇所から 27 箇所に増加している

http://www.afrc.go.jp/ja/research/seika/data_suisan/h16/nrifs-u/nrifs-u005

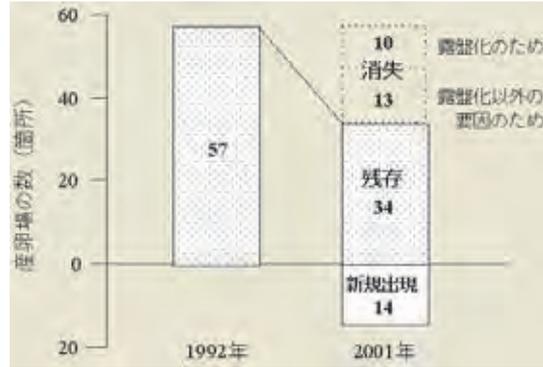


図6.2.3 ヤマメの産卵場の変化と露盤化との関係

消失した産卵場の43.4%(23箇所中10箇所)が露盤化に起因していた

http://www.affrc.go.jp/ja/research/seika/data_suisan/h16/nrifs-u/nrifs-u005

石狩川水系真駒内川においても河床低下により岩盤が露出した河床(岩盤河床)が広域に見られることが報告されている。高橋ら(2007)は、この真駒内川の岩盤河床は礫河床と比較して、ハナカジカの生息数、底生動物の種組成や現存量、河岸の植物相は何れも著しく少ないことを報告した。

真駒内川では、「礫河床の復元によるサクラマス幼魚の生息環境の創出」という長期目標を設定し、岩盤が露出した河床を対象に砂礫を河道内に捕捉・堆積させ、本来の姿である礫河床を再生する試みを実施されている。

真駒内川においてサクラマス幼魚の越冬時に、岩盤河床と礫河床とで採捕した個体の胃内容物について調査したところ、岩盤河床においては礫河床に比べ空胃の個体が多かった。内容物は表6.1.3のように礫河床では水生昆虫、岩盤河床では落下性の陸上昆虫が主であった。

サクラマス幼魚の越冬時においては、礫河床が岩盤河床に比して餌環境の点で優位であると考えられる。



写真6.2.2 真駒内川の岩盤河床の様子(リバーフロント研究所報告第18号)

表 6.2.3 岩盤河床と礫床河床の動植物の違い

	礫河床	岩盤河床
魚 類(個体数/(10m×5m))		
ハナカジカ	44	3
底生動物(個体数/(25cm×25cm))		
カワゲラ目	28	0
カゲロウ目	124	0
トビケラ目	90	4
ユスリカ目	164	141
河岸の植物相		
出現種数	30	7
植被率(%)	10%	1%未満

相模川では供給土砂量の減少や土砂移動の不活性化が高水敷の樹林化、河原の減少、水生生物の生息環境悪化をもたらしていると報告されている。特に、河床から石・礫分が失われたために軟岩が露出し始めており、アユの産卵場環境への影響が懸念されている。

河川下流の砂川区間において粘性土・軟岩河床が露出した場合には、シジミなど二枚貝が生息できなくなる可能性がある。

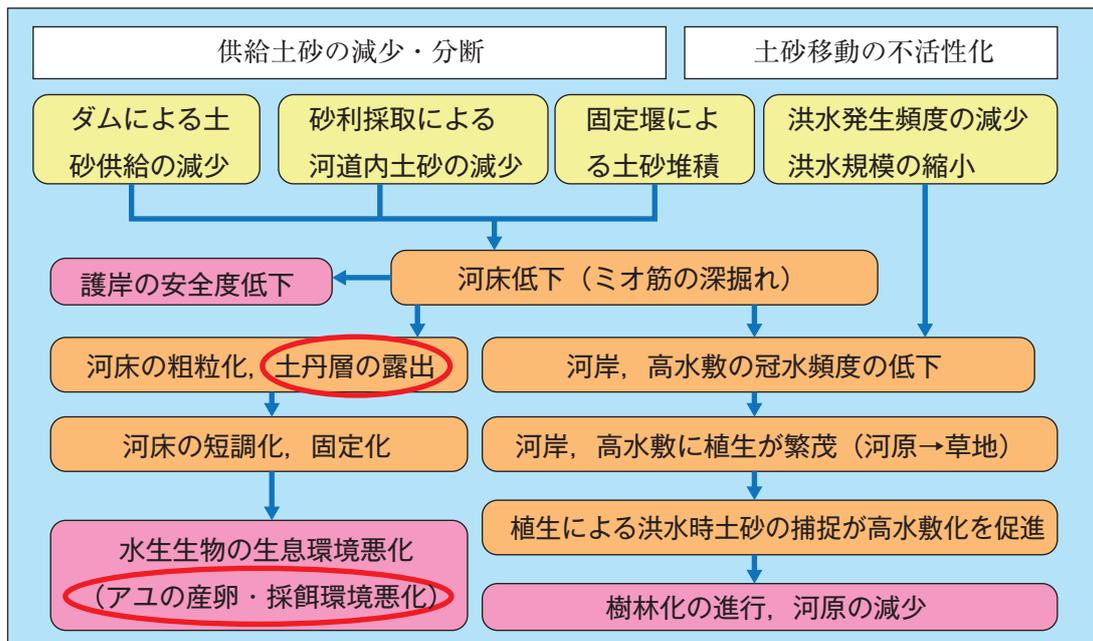


図6.2.5 相模川の河道部の課題(京浜河川事務所HPより)

http://www.ktr.mlit.go.jp/keihin/sagami/project/sand_examination/07/pdf/shiryo3_05.pdf



図6.2.6 相模川三川合流点上流の状況(京浜河川事務所HPより)
http://www.ktr.mlit.go.jp/keihin/sagami/project/sand_examination/07/pdf/shiryo3_05.pdf

6.2.2 底生動物

(1) 底生動物の生活型

底生生物の出現を議論する際に、種単位で論ずることもよいが、生活形別に論ずることが有益である。津田(1962)は、底生生物群集の生活型(Life type)として、その運動方法と営造物とを目安に、表6.2.4に示す6つの類型に分類している。

津田(1962)は、「一般に瀬では、造網型、匍匐型、固着型の種類が多く、携巢型、遊泳型、掘潜型は劣る。殊に造網型幼虫は、石面上に固着性巢室をつくり、捕獲網を張り、水流によって運ばれる微小藻類を捕食するものであるから、必然的に基盤として石・礫を必要とし、また適当な水流を必要とする。従って瀬の石礫底はかれらの最もよい生息の場である。一方で、淵では、匍匐型、携巢型、掘潜型、遊泳型があげられ、固着型は少なく、造網型はほとんどいない。」としている。

したがって、河床に砂礫がない粘性土・軟岩河道では、石や礫を必要とする造網型や固着型の底生動物は少ないと考えられ、瀬よりも淵に似た生活型の底生動物(匍匐型、携巢型、掘潜型、遊泳型)が生息すると考えられる。

表 6.2.4 底生動物の生活型 [津田 (1962), 滑川・船橋 (2009) を参考に作成]

生活型	特徴	粘性土・軟岩 河道への適性
①造網型 (net-spinning)	シマトビケラ科, ヒゲナガワカトビケラ科などの毛翹目で礫表面や礫間に網を張って生活するタイプ. 流下してくる粒状性有機物やプランクトン等を網で捕捉して摂食する. 流速は早いが河床の攪乱が小さく, 河床が安定している場所を好む.	× (礫床が必要)
②固着型 (attaching)	アミカ科, ブユ科など礫表面や礫間に固着型の巣を造って生活するタイプ. 河床の有機懸濁堆積物が多く, 河床の攪乱の小さいところを好む.	× (礫床が必要)
③匍匐型 (creeping)	ヒラタカゲロウ科, ドロムシ科, ヘビトンボ科, カワゲラ目など礫の表面を移動して生活するタイプ. 流速が早く河床の攪乱の大きいところを好む.	△
④携巣型 (case-bearing)	ツツトビケラ科, ニンギョウトビケラ科など巣を背負って生活するタイプ. 流速が緩やかで落ち葉などが多いところを好む.	○
⑤遊泳型 (swimming)	コカゲロウ科, ナベブタムシなど遊泳して生活するタイプ. 流速が比較的緩やかで河床に砂が貯まりやすいところを好む.	△ (砂のある所)
⑥掘潜型 (burrowing)	モンカゲロウ科, サナエトンボ科, ユスリカ科 (1部) のように砂や泥に潜って生活するタイプ. 流速が緩やかなところを好む.	△ (砂のある所)

(2) 露岩による底生動物への影響の報告例

倉西 (2005) は, 千葉県の小糸川を対象にそこに生息する底生動物を調査している. 小糸川は, 千葉県君津市の南部房総丘陵に源を発し, 君津市のほぼ中央を流れ, 東京湾に流入する延長 65.3km の千葉県二級河川であり, 平滑岩盤河床という日本の他の地域の山地溪流と比べて特異な河床構造を持つ. 小糸川上流は, 厚い泥岩層の間に砂岩層や凝灰岩層が挟在され互層となっているため, 非常にもろく侵食を受けやすい. そのため深い谷を形成し極端な蛇行 (穿入蛇行) を繰り返している. 水深の浅い河床は平板状の広い岩盤が, 段差数センチの階段状にむき出しになっている. この河床の状態は, 房総丘陵の典型的な河川地形で, 礫がほとんどなく勾配が緩やかな河床であるため, 平滑岩盤河床という名称が与えられている. この地域の降水量は, 年間 2000mm を超える多雨地域であり, 侵食で形成された深い谷は一度の降雨で 1m 以上も水位が急激に増すことも珍しくない. この急激な増水も小糸川上流部の河川の底生動物の大きな環境要因となっている.

小糸川における岩盤底の平滑面では, 主に付着藻類がよく発達し, それを食する剥ぎ取り食者

(grazer)が多いと報告されている。シロハラコカゲロウ(遊泳型)、ホタルトビケラ(携巢型)、ニンギョウトビケラ(携巢型)、タテヒゲナガトビケラ属(携巢型)の一種などが確認されている。また、岩盤河床底やその段差にみられる割れ目には、隙間に小さなはまり石が密集し、その下部には僅かに砂が堆積しており、そこに匍匐型の生活型をもった捕食者が多かったと報告されている。ヤマトアミメカワゲラモドキ(匍匐型)、ヤマナカナガレトビケラ(匍匐型)、キソナガレトビケラ(匍匐型)などが確認されている。

このように、平滑岩盤河床では、造網型や固着型の底生動物は見られず、匍匐型、携巢型、遊泳型の底生動物が確認されている。

6.2.3 植生

写真4.1.5で示した養老川の日の崎大橋付近は縦状溝筋を持つ平坦な軟岩河道である。当該区間は、河床表面に付着藻類を確認できるが、水中や浅い冠水部分に他の植生を確認することはできない。これは植生基盤となる砂や小礫がそこに留まることができず、植生が発達しないものとする。陸域には竹林が発達し、やや比高のある河岸には陸生草本が発達しているが、陸域から水域への移行帯(エコトーン)は認められず、単調な水際と言える。

写真6.2.3のように、やや比高のある河岸や中州部分には、植生基盤となる砂礫が貯まり、ツルヨシのような先駆植生が侵入・定着している。こうした植生が存在することで小規模出水時にさらに砂礫が捕捉され、植生が発達すると考えられる。しかし、こうした中州は、中規模以上の出水があれば消失してしまう不安定な植生と言える。

そしてさらに、側刻および下刻し、テラス地形が生じ河床との比高が大きくなると、テラスは乾湿風化等により細粒物が増加、洪水時の浮遊砂の堆積により、洪水や風によって運ばれた種子が発芽し、草地そして樹林へと遷移し、やがて流路と樹林化したテラスという二極化が進行していくと考えられる。**写真6.2.4**は多摩川水管橋(47.2km)下流の泥岩上に侵入した草本の状況であり、風化した泥岩に根が入り込んでいる。テラスの高さが低いので洪水によって風化し土壌化した層もろとも流送されてしまうと判断される。冠水頻度が小さくなれば、安定化した植生生育域に変化しよう。

一般に、河岸の水際植生は、魚類の産卵、仔稚魚の生育や外的からの隠れ場所、鳥類の生息場所などの機能が期待されるが、粘性土・軟岩河道の水際植生は単調かつ不安定と考えられ、生物生息環境として果たす機能は小さいと考えられる。



写真6.2.3 養老川境橋付近(2009年10月), 中州の植生はツルヨシ



写真6.2.4 多摩川横断水管橋付近, 47.0km(2010年8月)

テラス部の乾湿風化等による細粒物や洪水時浮遊砂の堆積が植生基盤となり草地→樹林と遷移していくと考えられる。植物の根は軟岩内部に進入している。

第7章 粘性土・軟岩区間の河道計画および河川構造物設計・維持管理

7.1 河道計画

7.1.1 現在および近い将来 粘性土・軟岩が露出する河川の河道計画

沖積河川の河道計画の基本的考え方については、「河道計画の検討の手引き」((財)国土技術研究センター編,山海堂,2002)に解説されている。ここでは、粘性土・軟岩が露出し、あるいは露出が予想される河道区間がある場合の河道計画の考え方について付加することのみ記す。

河道計画検討の流れは以下の様である。

①計画対象河川の河道・環境特性を整理する。

整理法は、文献((財)国土技術研究センター, 2002;山本他, 2007;山本, 2010)を参考にする。

②軟岩および粘性土が露出し、あるいは露出が予想される場合、河床変動速度・低下量の評価を行う。

- ・最深河床高, 平均河床高, 河道横断形状の変化を調べる。
- ・変化を生じさせる要因(砂州の変化, 河床掘削, 山地部のダム等における堆積土砂, 横断構造物)の抽出とそれに関する情報の整理を行う。
- ・地層層序図を作成あるいは修正する。河成・沼成の粘性土・腐植土は層厚が薄いことがあり, その層下の土質が的確に把握されているかチェックする。
- ・粘性土・軟岩露出区間および30年以内に露出しそうな区間を推定する。推定法は第3章を参照する。
- ・粘性土・軟岩露出河道の河道変化形態と変動速度の実態分析を行う。
粘性土・軟岩露出河道に働く洪水時の掃流力に対して, 粘性土・軟岩の侵食速度を評価・推定し, 分類を行う(難侵食層, 弱侵食層, 中侵食層, 強侵食層の4タイプ⇒1.2)。表7.1.1は, セグメント別に岩質ごとの想定されるタイプを示したものである。
- ・地層・岩質ごとにその物理特性を推察する。すなわち侵食形態, 侵食耐力を評価する。評価法は第4,5章,表7.1.1を参照する。必要に応じて物性を調査する。調査法は第4章を参照する。

③河道の変化とその変化要因との関係について分析を行う。ここでは粘性土・軟岩露出部を含めた河道全体について30年後, 100年後の河道状態を定性的に評価する。

④生じるであろう問題点(治水, 利水, 環境)について予測し, 対処手段(河床変化監視のみ, 床止め, 落差工, 床固め, 護岸根継ぎ, 構造物等の根継ぎ, 河床材料の置き換え, 土砂供給, 魚道の設置, 土砂補給, 等々)を検討する。

⑤必要に応じて河床変動計算により対処工法の持続時間や効果について評価する。

⑥対処工案を含む複数の河道計画案を作成し, コスト, 持続性, 安全性, 生態環境, 景観等の観点から評価を行う。

⑦専門家および流域住民等の意見を聴取し修正する。

表 7.1.1 地質およびセグメントによる侵食特性に関する 1 次判断の目安

セグメント区分	地質年代・岩質	耐侵食区分
セグメント 1	上部・中部更新統： 河成堆積物 火砕流堆積物 岩砕流れ堆積物	中侵食層 溶結度により区分が変化，圧縮強度 200kgf/cm ² 以上難侵食層 弱・中侵食層
	下部更新統・鮮新統： 河・海・湖沼成堆積物 火砕流堆積物 岩砕流れ堆積物	弱侵食層あるいは中侵食層 溶結度により区分が変化，圧縮強度 200kgf/cm ² 以上難侵食層 弱・中侵食層
	新第三系（中新統）：海・河・湖沼 成堆積岩	弱侵食層 ※スレーキングする泥岩（水中で 3m/s 程度，水 際では溶ける，小片化）
	古第三系：堆積岩，火成岩，変成 岩	難侵食層あるいは弱侵食層
	中・古生界：堆積岩，火成岩，変 成岩	難侵食層
	溶岩岩脈	通常難侵食層，ただし岩脈が薄いと節理がブロッ クとなり転動することがある
	風化岩（マサ等），破碎岩，変質 岩	弱・中侵食層
セグメント 2-1	沖積層	中侵食層
	上部・中部更新統：海・河・沼成堆 積物	中侵食層
	下部更新統・鮮新統：海・河・湖沼 堆積岩	弱侵食層（岩質によって異なる） 溶結凝灰岩＝難侵食層 シルト岩＝弱侵食層および中侵食層 礫岩＝弱侵食層
	新第三系：海・河・湖沼成堆積岩， 火成岩	弱侵食層
	古第三系：海・河成・湖沼堆積岩， 火成岩，変成岩	弱侵食層
	中・古生界：堆積岩，火成岩，変 成岩	難侵食層
	溶岩岩脈	通常難侵食層，ただし岩脈が薄いと節理がブロッ クとなり転動することがある
	風化岩（風化花崗岩），破碎岩， 変質岩	中（弱）侵食層
セグメント 2-2	シラス層（九州南部） 溶結部	中侵食層あるいは強侵食層 弱・中侵食層
	完新統：粘性土	中侵食層（Vc=2~3m/s），弱侵食層（Vc=3~4m/s）
	完新統：泥炭	中侵食層あるいは強侵食層
	上・中部更新統：海・河・湖沼成堆 積物	中侵食層（Vc=2~3m/s），弱侵食層（Vc=3~4m/s）
	下部更新統・鮮新統：海・河・湖沼 成堆積岩	難侵食層
セグメント 3	新第三系，堆積岩，火成岩	難侵食層
	古第三系	難侵食層
	海成・汽水成沖積粘性土	堆積後 500 年以上は難侵食層 橋脚周り，構造物周りは弱侵食層
	泥炭	中侵食層
	上・中部更新統	難侵食層
下部更新統・鮮新統，堆積岩	難侵食層	
新第三系，堆積岩，火成岩	難侵食層	
古第三系，堆積岩，火成岩	難侵食層	

メモ 遊水地計画と軟岩の侵食

遊水地の下流に軟岩河道があり，その地点より上流の侵食基準面となっている場合，軟岩露出地点の河床が低下すると遊水地に流入開始する時の本川流量が大きくなり，計画された遊水地機能を発揮できなくなる可能性がある．河床低下は遊水地下流の河道流下流量を増大させ，治水安全度を増加させるとは限らないのである．粘性土・軟岩の露出と侵食は，計画高水流量配分計画，遊水地の構造設計にも関係し，配慮が必要である．

例：渡良瀬遊水地に対する利根川赤堀川地点（⇒2.7.1），菅生・田中遊水地に対する利根川布川地点（⇒2.4）．

7.1.2 捷水路・放水路の掘削計画がある場合

河道計画として放水路，捷水路を計画する場合は，掘削される人工水路が安定的で環境の質が良好であるように，掘削水路幅，掘削水路縦断勾配，付帯河川構造物（床止め工，流水制御構造物，護岸）の基本形状を計画する．

計画の流れは以下のようなものである．

①7.1.1①に同じ．

②7.1.1②に同じ．

③捷水路・放水路掘削予定区間の土層・地層調査を行う．

方法は第3章を参照する．掘削水路左右岸の地層層序図を作成する．地形図，航空写真により計画掘削路に沿って旧河道跡，自然堤防，湖沼跡などが推定される場所は必ずボーリング調査を行う．土層・地層の侵食速度の観点から，層ごとに侵食耐力を4タイプに分類する．

④軟岩および粘性土河道の河道変化形態と変動速度の実態とその変化要因の分析，捷水路・放水路掘削予定区間の計画掘削河道の変化予測を行う．ここでは粘性土・軟岩露出部を含めた河道全体について30年後，100年後の河道状態を定性的に評価する．

⑤以後7.1.1⑤に同じ．

なお，捷水路・放水路掘削区間においては，掘削形状（幅，深さ，勾配）により，河床および河岸に働く掃流力が変化するので，維持し易く環境の質が劣化しないような掘削形状および付帯構造物を計画・検討する．

・迂曲河道を緩やかな蛇行河道・直線状河道とする捷水路・放水路区間の河道計画と付帯構造物

まず，平均年最大流量時の掘削水路河床に働く掃流力が現流路の代表粒径相当の掃流力となるように，掘削形状および横断構造物を計画する．すなわち掘削川幅/旧川幅は掘削部河床勾配/現河床勾配に比例させる（⇒5.1）．複断面河道とする場合の低水路深さは，平均年最大流量程度が流下する程度とする．このようにすると掘削河道に旧河道の河床材料相当の材料が河床を覆い，また土砂の堆積も少ないと推定されるからである．

次に，掘削河道部の土質・岩質の侵食限界流速を推定・評価し，水理計算・河床変動計算等より洪水により急速に侵食される可能性のある区間，場所を探し，侵食対策（護岸，護床工，床止

め工)を検討する。

河道形状を周辺土地利用の制約から川幅を狭くせざるを得ない場合には、掘削部の河床変化を評価し、害的側面が生じるようであれば、河床変化を緩和するため落差工や床止め工の配置・形状をコスト・維持管理の容易さ・環境の質の観点から最適となるように計画する。

・一蛇行部のショートカットの場合

基本は上記と同じであるが、川幅をショートカット部分のみ拡幅すると河道線形が不自然となるため、ショートカット部上流の河床低下を防ぐため落差工を計画し、ショートカット部の勾配の緩和を図ることが多い。河床低下および川幅の変化を許容する計画であれば、変化を監視し必要が生じた場合に対応を取る。

7.2 対処工法

ここでは河床および河岸の侵食による河川管理施設・許可工作物の被災回避、環境の質の劣化に対する対処工法を概説する。

7.2.1 河道監視

山本他(2007)による「河道維持管理システムに関する検討」(⇒参考資料3)に、粘性土・軟岩露出区間に対する対応方針を付加する。

軟岩や粘性土の露出により河床変動の大きい場所を要監視箇所として抽出し、その変動をモニターし、治水安全度、利水施設の機能の悪化、環境の質の劣化度を評価する。その結果に応じて、測定の頻度や測定密度を増やし、巡視・点検において重点監視区間として特に監視を強める。さらに劣化度のある限界点(水準点)に達したら、対応方針を立案し、工事等を実施する。

(1) 中侵食層露出区間

中侵食層露出区間は洪水の発生により河床変動が発生する可能性が高く、それにより河川構造物の被災が生じやすい区間である。

・巡視に当たっては、当該区間を要監視箇所として設定し、河道の変動に気付いたら写真撮影を行い、報告書を作成し、指示系統図に則り報告を行う。

・氾濫注意水位を超えたら、必ず河道変化の点検を行い写真撮影、測量を行い、変動により災害が生じる可能性があるかと判断されたら、対応方針を決定する。

(2) 弱侵食層露出区間

要監視箇所に設定し、通常の監視を行う。河道の変化が河川構造物の被災を起こす可能性が生じると判断される場合は、写真撮影、測量を行い、変動プロセスの分析を行い、対応方針を決定する。

(3) 難侵食露出層

難侵食層の露出区間の変化を監視する。移動床材料の流出により、河川管理施設の被災および生物環境に悪化が懸念される場合には、写真撮影、測量を行い、対応方針を決定する。

7.2.2 対応方針の決定

粘性土および軟岩が河床に露出する（した）区間が存在し、それにより治水・利水・環境という河川機能の障害が生じると認知されれば、河道変化の抑制、環境の質の改善を図るための対応方針を検討する。

(1) 粘性土および軟岩が難侵食層・弱侵食層

通常、河道監視のみで済ませる。ただし、次のような場合には、必要な対応を検討する。

①河床に礫が無い軟岩露出河床区間が長くなり、瀬・淵の消滅、産卵床の消滅など河川生態環境が悪化

・対処法 礫床化工法の採用，人為的な瀬淵の造成

②従前礫床であった区間が河床低下により難侵食層が露出し、そこが侵食基準面となり滝状の地形が形成され、下流の河床低下が進行

・対処工 難侵食層下流に護床工を設置，護岸の根継ぎ，人為的土砂供給，魚道の設置

(2) 粘性土および軟岩が弱侵食層

通常、河道監視により河道変化を把握し、問題に応じて対処方針を決定する。

①山間谷底低地で河床が低下しても人間にとって害的側面がないなら、当面は放置し、河道の監視を行う。弱侵食層の堆積厚さを調査することにより可能侵食量を推定する。監視結果より侵食速度を評価し、今後の河道変化を予測する。それにより何らかの対応が必要であるか判断する。

②露出河床が全体的に低下する。害的側面があるならば、対処方針を検討する。

・対処工 床止め，落差工，河床被覆工，再礫床化工法

③従前礫床であった区間が河床低下により弱侵食層が露出し、そこが侵食基準面となり滝状地形が形成され、上流へ滝状地形が移動しているならば、対処方針を検討する。

・対処法 落差工+護床工

(3) 粘性土および軟岩が中侵食層

通常、河道が洪水時に急変するので、早急に対処方針を決定する（災害復旧工事となる場合が多い）。

①中侵食層が薄い場合は河道を継続的に監視し、治水施設，利水施設に障害が生じる（た）場合、早急に対処方針を決定する。

・対処工法 流路工，落差工+護床工，河床被覆工などが挙げられる。

7.2.3 河床低下に対する対処工法

(1) 床止め・落差工

「床止めの構造設計手引き」（財）国土開発技術研究センター編，山海堂（1998）を参照し，粘性土・軟岩の侵食対策の目的に合わせて改編する，なお同書p.46－48は落差工天端高が河床からほとんど突出しない急流河川を対象とした設計なので，セグメント2での設計に当たっては，落差工突出部に働く動圧を考慮する。また護床工の設計に当たっては，山本晃一編著（2003）「護岸・水

制の計画・設計」を参考とする。

1) 砂利川の場合

①強・中侵食層

強・中侵食層の露出により河床が溝状に侵食低下した場合、地層の層序構造を把握し、今後の侵食量を予想する。中侵食層が薄い場合、治水・利水上の問題がなければ様子を見る。治水・利水上の障害が発生しそうであれば対応措置をとる。

床止め工で河床低下を防止できるか判断する。単に床止め工により侵食基準面を固定しても、その固定の影響範囲は短く床止め工は浮き上がってしまう。河床に礫が堆積できるように天端高を河床から浮かし、床止めに落差をつけて河床勾配の緩和措置を図る。さらに河床を覆う礫の投入、護床工が必要となる。ここで問題となるのが、床止めにより土砂の流下が途切れ、床止め下流の侵食が進むことである。一連区間の流路工化が必要となることがある。

溝状に河床が差別侵食され、その溝が上流に遡上するのを阻止するために床止め工・落差工を設置する場合は、床止め工・落差工により溝状地形に流水が集中しない形状とする。今後の下流側の侵食量を評価し、下流側の護床工の設置高や敷設長を設計する。上流側は、溝状地形が遡上しないように床止め工・落差工の天端高、護床工の設計を行う。

②弱侵食層

河床変化を監視し、治水利水上の障害が生じると予想されたら、対応措置をとる。河床に礫が堆積できるように天端高を河床から浮かし、礫の堆積を待つ、あるいは礫の投入を行う。ただし床止め工による土砂堆積区間は短くなり、床止め工下流の露岩域を拡大させることである。床止め工の間隔を短くし、補助的に礫(C集団)の投入を実施せざるを得ないであろう。

床止め工により河床低下を防ぐより、現実を認め、護岸の補強、利水施設位置や改良も考えるべきである。河床低下が悪いわけでもない。

2) 砂川の場合

①強・中侵食層

地層の層序構造を把握し、今後の侵食量を予想する。強・中侵食層が薄い場合、治水・利水上の問題がなければ様子を見る。治水・利水上の障害が発生しそうであれば対応措置をとる。

床止め工で河床低下を防止できるかを判断する。通常、床止め工設置箇所直上流を除けば、河床低下を防止するのは困難である。侵食を防ぐには床止め工の天端高を河床から浮かし、上流の流速を強・中侵食層破壊限界流速以下にすることが必要であるが、実際上不可能であることが多い。床止め工によるよりも、護岸の補強、利水施設の補強を図る方が現実的である。橋脚の保護については(6)参照。

②弱侵食層

通常は河道監視行為を重点化し様子を見る。

(2) 再礫床化

軟岩河床を魚が棲めるような環境に再生させるため、礫床化を図る工法である。上流から流下する礫をいかに捕捉し、そこに留められるように設計することが肝要である。

①帯工・水制工による礫の堆積促進

北海道，真駒内川では，岩床化した河床（新第三系と推察）を礫床化するため帯工と水制工を図7.2.1のように設置し，帯工，水制工間に礫を堆積させる工法を実施した．実験区2においては，3年後，岩盤床が68%占めていたものが，29%に減少した（NIKKEI CONSTRUCTION,2009）．

礫が堆積するのは，帯工，水制工の突起により礫が停滞するものであるが，突起の高さが礫径程度であれば大洪水時には移動してしまおう．突起の高さが礫径の数倍あっても突起前面に礫が堆積してしまえば，実質的に突起が小さくなり移動しよう．移動しないようにするのは突起の間隔を短くする，あるいは人為的にC集団礫以上の礫を敷き詰めてしまうなどの工夫が必要である．

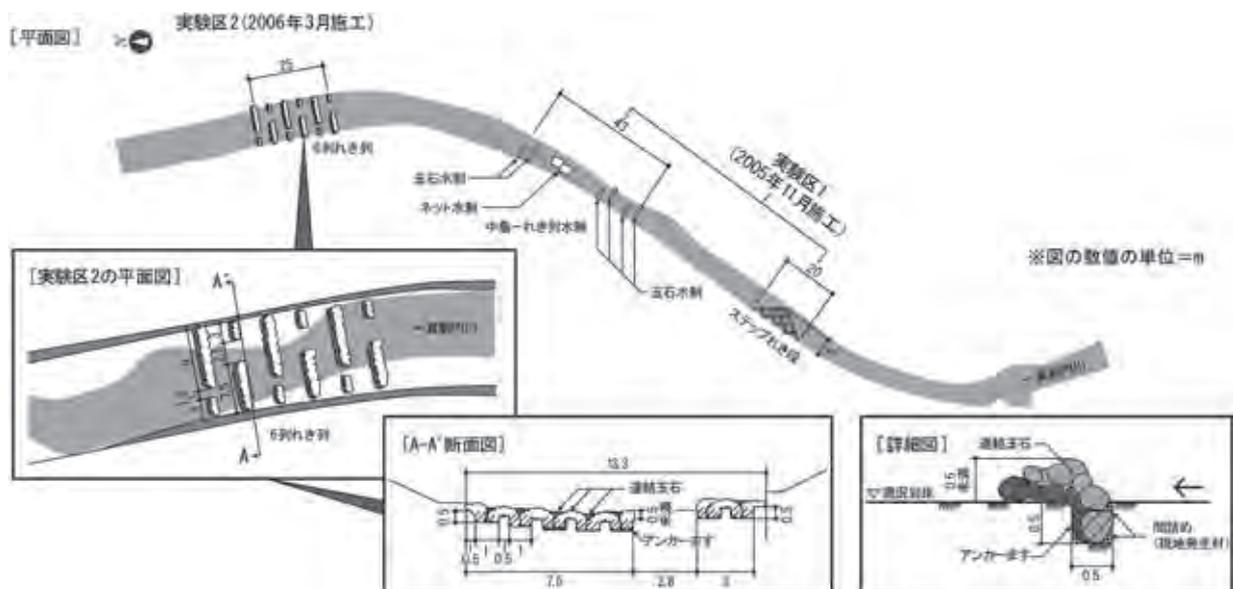


図7.2.1 真駒内川における帯工と水制工の配置と形状(NIKKEI CONSTRUCTION,2009.8.14)

②上流からの土砂補給

岩床化した河道上流から岩床河道に堆積する材料を含む土砂を補給して礫床化を図る方法である．補給材料が入手可能なら好ましい．補給土砂の粒径集団に対する配慮が必要である（以前に存在した当該箇所の河床材料より大きめとする）．補給土砂量は最低でも， $(\text{礫床面積} \times 2 \times C \text{ 集団径直径}) \div (\text{補給土砂量に占める} C \text{ 集団の割合})$ が必要であろう．

粘性土・軟岩の露出は，流水による土砂の侵食・運搬・堆積と人間が河川・流域に働きかける意識的・無意識的活動の表れである．粘性土・軟岩の露出による害的側面の解消・緩和に当たっては，流域全体を見据えた流域管理・河川管理の観点からの意識的人間活動（計画・規制，構造物の建設と維持管理）を適切・合理的なものとしていくことが好ましい．

本来，これは河川整備基本方針，河川整備計画の段階で，粘性土・軟岩の露出による害的側面が現れないように，また現れていれば解消・緩和できるように検討するべきものである．

河川計画において土砂動態を考慮した検討がなされるべきであるが，土砂動態に関する経験的知見の少なさ，理論水準の低さもあり十分な検討がなされていない．十数年前に打ち出された総合的土砂管理の理念は，これに竿差すものであったが計画論，実践論の形で表出されていない．粒径集団別の土砂動態の把握という方向で検討が一時進んだが，停滞している．山から海までを睨んで統合・総合化する計画論が進まないのは，治山・砂防・ダム・河川・海岸と言う空間管理

組織を超えた概念用語の統一（例えば粒径集団区分の共有化）、関係組織の組織化、調整・総合化ができていないのが大きな原因である。科学・技術的知見の増大で済む問題ではないのである。

山間部からの流出土砂量は、山地の樹林地の増加、治山・砂防施設の増加、大ダムの増加により戦前に比べて減少している。これによりダムに近い下流河床材料のアーマ化等の現象、海岸侵食の一要因となっている。またダムや利水施設・水処理施設による取排水による流況変化も加わり、河道特性および河川生態系の変化要因となっている。山間部からの適切な土砂供給の確保が求められる。

[山間域における土砂補給]

砂防ダムは、専ら土砂の流出を減少させる目的で設置されてきたが、下流への土砂供給を確保するため、スリットダムなどの透過型ダムが設置された。これは、土石流や確率頻度の低い多量な土砂流出時に土砂の流出を抑制し、通常の出水時には土砂を流下させるような機能を持つものである。

貯水ダムは電源開発、水資源開発、治水対策のために山間地に設置されてきた。ダムにおける堆砂はダムの機能の損失であり、土砂の排除技術の開発は大きな課題であった。土砂の排除の方法として以下の方法が考えられている（角, 2003, 柏井, 2004, 中川, 2004）。

- a 土砂排砂ゲート・門
- b 掘削・浚渫材料のダム下流へ移動
- c 土砂バイパス
- d 土砂フラッシング（水位低下による排砂）
- e サイフォンを利用した排砂

ダム高の低い電力ダムではaの対応、治水容量の大きなダムではdの対応、細粒分放出のためにはcの対応がなされている。なお、b、cにおいてはダム湖上流端に貯砂ダムを設置し、粗粒材料をトラップし、排出の効率化を図ることがなされつつある。eは技術的検討がなされている。

また利水専用ダムと治水専用ダム（流水型ダム）の分離による土砂流送の連続性の確保なども改善の手段となりえよう（角, 2004）。

[河川域における土砂補給]

河川域における土砂管理については、河道掘削を河川環境管理および水系土砂管理の観点から最適なものとすることが肝要であるが、

- a. 堰・頭首工の可動堰化
 - b. 土砂置き
- などによって礫床化を図れる可能性がある。

メモ 貯水池の土砂管理

最近, Reservoir Sedimentation Hand Book : Design and Management of Dams, Reservoir and Watersheds for Sustainable Use by Gregory L. Morris and Jiahua Fan, The McGraw – Hill Companies が監修:角哲也, 岡野真久, 監訳: Reservoir Sedimentation 研究会 により和訳され「貯水池土砂管理ハンドブック 流域対策・流砂技術・下流河川環境」(技法堂出版, 2010)として出版された。

ダムにかかわる土砂技術(排砂技術等)が総合的に紹介されており, ダムからの土砂排砂を考える場合に役立つ情報に満ちている。

(3) 河床被覆工

山地小河川: 流路工と併用した河床保護工(ブロック張り等), 捨石工

砂川: 粗朶沈床工, 捨石工法, マット工法

メモ 捨石河床被覆工の設計

設計は捨石が流下しない粒径を評価し, 捨石材料の平均粒径が設計粒径より大きくなる材料を投入, 敷き均す。

なお河床被覆工としての捨石工は護岸・根固め工ほどの安全性を確保する必要の無いこと, 河床を覆うことにより単体とはなりにくいことより, 捨石の総合安全係数 γ_1 は1/1.2程度としてもよいと考える。斜面勾配も 10° 程度でよいと考える。ただし, 河床を二平均粒径以上覆うこと(河床は平坦でないので, 当然それ以上の投入量が必要である)。

河床がほぼ水平なら, 設計流量(計画高水流量あるいは整備計画流量)時の一次元の不等流計算により評価された(河床に働く摩擦速度の2乗 u_{*m}^2)に(最深河床部水深/平均水深)を乗じた値 u_{*M}^2 から, 次式を用いて捨石材料の粒径 d_m を評価すればよい。ただし, 長さの単位はcm, 摩擦速度の単位はcm/sである。

$$d_m > 1/46 \cdot u_{*M}^2$$

中砂の河川では u_{*M}^2 が $300 \sim 400 \text{cm}^2/\text{s}^2$ 程度と推定されるので(⇒**図5.1.2**), $d_m > 6.5 \sim 8.7 \text{cm}$ となる。

なお, 被覆工は河床低下の防止に役立つが, 瀬や淵を伴う砂州の形成をねらうものではない。従前の河床環境を回復するのは, 総合土砂管理計画が必要である。

(4) 既存横断構造物護床工の増設と構造物の補強

礫川: 沈床工, ブロック層積み・乱積み, 補助落差工

砂川: 粗朶沈床工, ブロック層積み・乱積み

既存の落差工, 固定堰については, 下流の河床低下により下流側の水位が低下するので堰に働

く流体力が増加する。構造物の設計条件が変化するので、安全性の照査を行い必要な補強を行う。

下流護床工の設置高、護床工長さ、構造形式、側方侵食に対する対策工、魚道を設計する。この場合、設計条件である護床工の耐用年内での下流の河床低下量を予測する。

下流側が溝状に侵食している場合には、溝状侵食の原因を探索し、溝状侵食を緩和あるいは防止が可能か検討する（排砂水門の改善、移動しない粒径土砂の投入、バップルピアーの設置など）。

(5) 護岸の補強・改築

護岸の計画・設計は参考文献（山本他，2003）を参照し、以下の点に注意する。

①難侵食層

- ・河岸に岩が露出しているのなら護岸を設置しない。
- ・河床に岩が露出するが、河岸は沖積土で側方侵食によりが河岸防護ラインに河岸が達すると予想される場合は、護岸を設置する。護岸基礎コンクリートで岩着させる。

②弱侵食層

- ・河床低下速度に応じて護岸の根継ぎ、根固め工の補強を行う。更新統の礫岩が存在し、それが弱侵食層である場合、沖積礫層であるとして深掘れ深を評価し、更新統礫層を掘削して護岸基礎・根固め工を設置すると、護岸設置コストが増加する。将来の平均河床高の低下量と低下速度を評価し、更新統礫層まで掘り込み、根固め工を配置するかどうか評価する。根固め工設置のため弱侵食層を掘削する場合は、掘削穴と根固め工の間は捨てコンクリートを打設あるいは捨石で保護する（掘削穴を存置させると、そこを流水、流砂（礫）が走り、洗掘を助長する）。根固めの工の幅は、根固め工前面が一洪水で大きく洗掘される恐れがないので2m程度でよからう。設置後は侵食量を監視し、必要に応じて根固め工の補強を行えばよい。
- ・護岸前面がスレーキングする軟岩である場合は、軟岩を濁水位以下0.5m程度掘り込み、根固め工として現場打ちのコンクリートあるいはブロックを平積みとする。

③中侵食層

- ・セグメント1および2-1においては、護岸根継ぎ・根固め工の補強では治水安全度の確保が担保できない場合は、落差工、護床工などを検討する。
河床低下が生じて問題が生じないなら、落ち着くまで様子を見る。
- ・セグメント2-2においては、矢板護岸の補強、根固めブロック・捨石の投入を行う。
河岸低下が生じて低水路の中で溝状に低下し河岸付近に影響が及ばないようであれば、様子を見て変動が落ち着いてから対処する。なお、河岸が侵食しても河岸防護ラインを超えないようであれば、様子を見て監視を続ける。

(6) 橋梁保護

N値が大で地耐力がある軟岩が侵食され、落橋した事例がある。橋脚および橋台の基礎高・基礎形式、土質・地質層序構造（N値等参照）より、河床低下により被災の恐れがあるか土質・地質特性より判断し、対象工法を立案する。なお河床付近の橋脚周辺の流速は、橋脚回りの洗掘がないと、接近流速の1.8倍程度となること、移動床であれば、橋脚幅程度以上の洗掘深となることに対する注意が必要である（須賀他，1982;宇多他，1993）。

対処工法としては、直下流に床止め工の設置、根固めブロックの設置、橋脚・橋台の根継ぎ、

などがある。

通常、床止め工（護床工）を設置することが多い。侵食が橋脚付近まで進んでいる場合は、侵食部の埋め立てと河床保護工が必要となる。

(7) 露岩化による害的側面を生じさせないための配慮

①砂防ダムの建設

ダムおよび下流の地質調査により砂利層下の地質を把握する。礫層の厚さを把握する。礫の移動限界流速を評価する。上流からの土砂流入量および流下粒径集団の変化を考慮して、露岩するか、アーマ層が形成されるか評価する。

②捷水路

捷水路区間の土層構造を把握する。捷水路区間の掃流力と捷水路の上・下流区間の掃流力を評価して、捷水路区間の河床低下量を把握し、そこに現れる土層の耐侵食力との対比により、害的側面が大きければ捷水路形状（幅、勾配等）の再設定を行う。

③河床掘削，河床玉石の利用

河床表層材料がアーマ層材料か判断し、アーマ化層であれば河床掘削や玉石の採取を行わない。

7.2.4 側刻に対する対処工法

河道が段丘崖や山脚に沿って流れている区間は、側刻による崖崩壊、崖侵食の可能性がある。まず、可能性の判断を実施する。

①無堤部

- ・無対応：河岸が難侵食層であり河岸上部に平坦面がない。
- ・監視する：河岸が難侵食層であり河岸上部に平坦面があり、利用施設がある。
河岸が弱侵食層であり河岸上部に平坦面がない。あっても未利用地である。
- ・河岸侵食防護工を設置する：河岸が中侵食層であり河岸上部平坦面があり、公共財が在る。
費用の負担を調整する。民有地であれば利用施設の移設、利用形態の変更を指導・誘導する。
- ・河岸侵食防護工を設置する。

②有堤部

- ・監視する：河岸が難侵食層であり、軟岩層の上部に護岸工などがあり侵食の恐れがない。
河岸が弱侵食層あるいは中侵食層であるが、堤防と河岸の距離が一洪水の侵食幅より大きい。
- ・河岸侵食防護工を設置する：河岸が中侵食層であり、堤防と河岸の距離が一洪水の侵食幅より小さい。

側刻による崖や河岸の侵食に対しては、沖積河川での護岸・水制の計画・設計法（山本他、2003）を参照する。ただし以下の点に注意する。

①基礎工・根固め工

予想深掘れ標高が基岩標高に達する場合は、護岸・水制の基礎工の設置高は、軟岩の侵食耐力

および予測洗掘深を考慮して、経済的になるように設置高および基礎工保護工を設計する。

難侵食層であれば岩盤を少し切り込み基礎を据える。切り込んだ岩盤と基礎工の間隙はコンクリートで充填する。

弱侵食層であれば岩盤を切り込み基礎を据える。切り込んだ岩盤と基礎工の間隙はコンクリートあるいは移動しない大きさの捨石で充填する。さらに根固め工を護岸前面に設置する。

中侵食層であれば、河床低下量を評価し、評価量に応じて護岸形式を選定する。河床低下速度が大きいと判断されるときは、河床低下対策を合わせて護岸形式を設計する。

②景観設計

河道が崖線に沿っている場合、その区間は景観が優れていることが多い。景観の質を損なわない設計、デザインとする(⇒除石工, 捨石工, 水制工)。

③生態系への配慮

水生生物の生息や景観も配慮して、空隙が多く、また水際部に植生が繁茂しやすい工法とする(⇒除石工, 捨石工, 水制工)。

7.3 河道維持管理の観点から見た粘性土・軟岩区間の情報編集と分析・評価

通常の河道・環境特性情報編集(東北地方整備局, 2006; 山本他, 2007; (財)河川環境管理財団, 2007)に加えて、粘性土・軟岩河道区間の情報編集様式について記す。

・河道平面形状変化図

撮影時期の異なる航空写真を用いて、河道平面形状、植生変化状況、粘性土・軟岩露出地点を把握分析する(⇒写真2.1.5.1)。

・横断測量地点の横断形状重ね合わせ図(⇒図2.1.5.10)

左右岸沿いの土質・地質の層序情報があれば付加する(⇒図4.5.2)。

・河床縦断形状変化図

測量年毎の低水路平均河床高および最深河床高の縦断形状図を一枚の図に書き込む(平均河床高と最深河床高の縦断形状変化図の2枚作成する⇒図4.5.1, 図4.5.2)。ただし、測量回数が多い場合は、変化速度を考慮し5縦断図程度を書き込む。縦断形状図に重要河川構造物の基礎高(基礎高位置を-で示す)を書き込む。なお平均河床高を評価するための低水路幅が測量年によって差異がある場合が多いので注意が必要である。

これによって河床高の変化の少ない地点や河床低下が急速に進んだ地点などを探す。

・地層層序縦断図

左右岸の土質・地質層序図に最新の最深河床高縦断図を書き込む(⇒図2.1.4.1, 図2.3.2.5)。

・河床変化速度図

横断測量地点ごとに最深河床、平均河床系時変化図を作成する(⇒図4.5.1)。左右岸の土質・地質の層序情報がれば縦軸(標高)に沿って書き込む。

・写真情報

全体(撮影位置固定)、部分(風化様式がわかるもの、場所、地質情報(地層名、堆積年代・様式)風化程度、色調を付加)(⇒2.2.4)

・河道形状の三次元表示

河道平面図に横断形状を書き込む，あるいは等標高線図を作成する（深掘れ形状と平面形状との関係の分析，侵食形態の把握が容易になる）。

それらを用いて以下のような分析・評価を行う。

- ・侵食様式を整理・記述する。
- ・土層・地層ごとの低水路の平均下刻および側刻速度を評価する。
- ・土層・地層ごとに大洪水（10年確率洪水程度以上）における下刻および側刻速度を評価し，土質・地質物性情報と洪水外力との関係性を評価する。
- ・河道特性情報と合わせて侵食の要因・原因を探り，今後の河床変化方向・変化速度を評価する。
- ・近い将来生じると推定される問題点を探索し，モニタリング方針，対処方針を検討・確定する。

注

注1) 河床高の基準

河床高はY.P.mは江戸川基準点としている。東京湾中潮位基準点の標高T.P.mとの関係は、 $Y.P.m = T.P.m + 0.8402m$ である。

注2) 山本(2004,2009)は沖積地のセグメント形成規定要因(与件として)の一つとして完新世初期の地形を挙げた(⇒15.2 [1])。鈴木(1964, 1990)は、任意の場所において発生可能な地形過程の種類と性質はその場所の既存の地形に強く制約されるとし、地形場という概念を提唱している。地形場とは「問題とする任意の場所の地形過程を制約する、①その場所およびその周辺の既存地形の形態的特徴並びに、②その既存地形に対するその場所の相対的位置の総称」としている。要するにその場所の地形的な初期条件である。

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

注3) 蛇曲・迂曲

1蛇行長内に3つ以上の深掘れ部(プール)を持つ蛇行形状を迂曲といい、2つの深掘れ部を持つ蛇行形状を蛇曲という。

注4) 代表粒径

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。

注5) 荒川低地の自然堤防跡より見た荒川の平面形状

荒川低地の地図、航空写真、治水地形分類図を見て驚かされるのは、巨大な自然堤防の跡である。その蛇行の振幅、波長は現河川とあまりにも違いすぎる。何故この違いが生じたのだろうか。

有史以来この自然堤防上を河川が流れたという記録はなく、この自然堤防をつくった河川は縄文時代に荒川低地を流下した利根川・荒川の合流河川が造ったものである。

自然堤防の形態を見ると、吹上町(68km地点)～入間川合流点(50km)の区間は、現荒川の右側に自然堤防があり、その蛇行波長は約2～3km、振幅1.5km、蛇行度 $S = 1.65$ 程度の蛇行河川となっている。入間川合流点付近から下流には、大宮台地沿いに流れた河川によってつくられたと考えられる自然堤防が八潮市あたりまで、また現新河岸右岸側に形成された自然堤防が富士見市あたりまで追跡し得る。この入間川合流点以下の自然堤防をつ

くった河川（大宮台地沿いの自然堤防）の蛇行度は上流部に比較して小さく1.3程度であり、波長は3 km程度である

入間川合流点付近から蛇行形態が多少変わるのには、地表面の勾配がここで変わり、合流点から下流はセグメント3（デルタ河川）に対応する河道特性量を持っていたためであろう。蛇行の波長、旧河道跡と考えられる平坦面の幅等から推定すると、吹上から入間川合流点の旧河道の川幅は、200～300 m程度と考えられる。

注6) 河床高の基準

河床高はArakawa Pale (A.P.) を基準としている。東京湾中等潮位T.P.との関係は $A.P.0\text{ m} = T.P\text{ m} + 1.1344\text{ m}$ である。

注7) 異常な深掘れとは

異常とは一般的（普遍的）なもの・こととの差異である。差異を見つけるのは何か（同型性）がなければならない。今河川技術の世界で同型性を認知（一般的知見）が成立しているのだろうか。河道の横断形状図を見て異常性を発見できるのだろうか。少なくとも沖積河川（山本, 2010）で記載した概念（セグメント, 粒径集団, 河道平面形と砂州, 位況, 深掘れ深）とそれらの相互連関関係に関する共通認識がなければ発見できないであろう。であるとしたら、異常な深掘れを発見しうる方法を学知、技術知として抽出しなければならない。本章の記述は、そのための活動でもある。

参考文献

- 安芸皎一 (1944) 河相論, 常盤書房, pp.90-103.
- 井関弘太郎 (1983) 沖積平野, 東京大学出版会.
- 芦田和男, 奥村竹信 (1974) ダム堆砂に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第17号, pp.555-570.
- 荒川上流工事事務所, 河川環境管理財団 (2001) 明戸サイフォン現況評価検討研究会, 第1回研究会資料.
- 石橋毅 (1983) ダム排砂設備の流下砂礫による磨耗・損傷に関する水理学的研究, 土木学会論文報告集, 第334号.
- 板倉雅子, 池田宏 (1997) 小櫃川上流域における平滑岩盤河川の河道形状について, 筑波大学水理実験センター報告, No.22, pp.9-21.
- 今井 (1975) 日本地震工学シンポジウム
- 井上卓也, 渡邊康玄, 斎藤大作, 根元深, 松本勝治, 江崎國夫, 斎木道大 (2009) 難岩の洗掘を考慮した河床変動計算手法の開発, 河川技術論文集, 第15巻, pp.321-326.
- 上野鉄男 (2005) 余笹川流域の1998年水害の発生機構について, 自然災害科学J.JSNDS24-3, pp.303-321.

- 宇多高明, 高橋晃, 伊藤克雄 (1993) 治水上から見た橋脚問題に関する検討, 土木研究所資料第1993号.
- 宇多高明, 望月達也, 藤田光一, 平林桂, 佐々木克也, 服部敦, 藤井政人, 深谷渉, 平館治: 洪水流を受けた時の多自然型河岸防御工・粘性土・植生の挙動, 土木研究所資料, 第3489号, pp.7-96, pp 481-484, 2001.
- 遠藤邦彦, 関本勝久, 河野司, 鈴木正章, 平井幸弘 (1983) 関東平野の沖積層, Urban Kubota, No.21, pp26-43.
- 大野善雄, 林栄港 (1987) コンクリート構造物の磨耗予測の一手法, 電力土木, No.211, pp.112-117.
- 岡本隆一, 緒方正虔, 小島圭二 (1984) 新体系土木工学 14 土木地質, 技報堂.
- 岡本隆一, 緒方正虔, 小島圭二 (1984) 新体系土木工学 14 土木地質, 技報堂.
- 奥村晃史 (2010) 第四紀の新しい定義: 人類の未来を開く鍵として, JGL, Vol.6, No.2.
- 小倉紀男・山本晃一 (2005) 自然的攪乱・人為的インパクトと河川生態系, 技報堂出版.
- 貝塚爽平他編 (2000) 日本の地形4 関東・伊豆小笠原, 東京大学出版会, pp.0.
- 関東地方建設局刊 (1987) 利根川百年史, p.311.
- 関東地方土木地質図編纂委員会 (1996) 関東地方土木地質図 解説書, (財)国土開発技術研究センター, pp.383-462.
- 菊盛桂幹, 小澤守, 末次忠司, 金澤裕勝, 寺崎友己 (2009) 3次元サイドスキャンソナーによる中小河川浅水部測量, 土木学会第64回年次学術講演会, II -040.
- 釧路湿原自然再生協議会 (2004) 第2回土砂流入小委員会資料.
- 口野道男 (1983) ミニグランドキャニオン, 山梨新聞社.
- 倉西良一 (2005) 河川整備基金助成事業「平滑岩盤河床河川の底生動物の多様性維持機構と新しい河床構造の見方」報告書.
- 建設省技術研究会編 (1974) 全国河川粗度資料集, 日本河川協会発行.
- 建設省土木研究所 (1978) 軟岩を対象としたダムの岩盤分類のための調査, その1 簡易調査報, 土木研究所資料, 第2506号.
- 建設省土木研究所土質研究室 (1980) 研究室資料.
- 小池一之, 鈴木毅彦 (2000) 5-1 鬼怒川低地, 日本の地形4 関東・伊豆小笠原, 東京大学出版会, pp.182-183.
- 海津正倫 (1976) 津軽平野の沖積世における地形発達史, 地理学評論, 49-11.
- 海津正倫 (1977) メッシュマップを用いた多摩川下流域の古地理の復原, 地理学評論52-10, pp.596-607.
- 海津正倫 (1979) 更新世末期以降における濃尾平野の地形発達過程, 地理学評論, 52-4.
- 海津正倫 (1992) 木曾川デルタにおける沖積層の堆積過程, 堆積学研究会報, 36.
- 川瀬久美子 (2003) 三重県雲出川下流部における海岸低地の形成と堆積環境の変遷, 地理学評論, pp.211-230.
- 甲府工事事務所 (1979) 富士川における地震断層への対応, 昭和54年度河川関係調査実績報告論文集, 関東地方建設局.

- 国土交通省河川局 (2007) 荒川水系の流域及び河川の概要, 社会資本整備審議会河川分科会河川整備基本方針検討小委員会.
- 国土交通省河川局 (2007) 雄物川水系の流域及び河川の概要, 社会資本整備審議会河川分科会河川整備基本方針検討小委員会.
- 国土交通省河川局 (2007) 庄川水系の流域及び河川の概要, 社会資本整備審議会河川分科会河川整備基本方針検討小委員会.
- 国土交通省北海道開発局釧路開発建設部, 北海道釧路土木現業所他 (2006) 釧路湿原自然再生事業 土砂流入対策実施計画書 [久著呂川].
- 財団法人国土技術研究センター (2002) 河道計画検討の手引き, 山海堂.
- 財団法人国土技術研究センター (2009) 河川土工マニュアル, (財) 国土技術研究センター.
- 財団法人国土開発技術研究センター編 (1998) :床止めの構造設計手引き, 山海堂.
- 財団法人千葉県史料研究財団 (1997) 千葉県の自然誌 (本編2) 千葉県の大地 県史シリーズ41, 佐藤博之, 佐藤茂: 鶴居地域の地質, 地域地質研究報告 (1976) 5万分の1図幅, 釧路(2)第22号, 地質調査所.
- 地盤工学会編 (2005) 事例で学ぶ地質の話—地盤工学技術者のための地質入門—, 入門シリーズ30, p.5.
- 須賀堯三, 池田裕一, 伊藤和典 (2003) 横侵食河道の治水対策と土地利用のあり方—余笹川の場合—, 河川整備基金助成事業報告書11-1-④-14, 2003.
- 須賀堯三, 西田祥文, 高橋晃, 坂野章 (1982) 橋脚による局所洗掘進の予測と対策に関する水理的検討, 土木研究所資料第1797号.
- 鈴木隆介, 野田弘幸, 安倍義郎 (1983) 日本における河川の側刻速度, 地形 第4巻第1号, p p.33-47.
- 清家拓哉, 渡邊康玄, 井上卓也 (2010) 軟岩河床における洗掘機構に関する実験的検討, 河川技術論文集, 第16巻, pp.137-142.
- 財団法人河川環境管理財団 (2007) ノート 河道・河川環境情報編集とその展開, 河道・河川環境特性情報集, 河川環境総合研究所資料, 第22号.
- 社団法人日本河川協会編 (1997) 改訂 建設省河川砂防技術基準 (案) 同解説 調査編, 山海堂.
- 社団法人地盤工学会 (1985) 土質工学用語辞典.
- 社団法人地盤工学会 (1985) 土質断面図の読み方と作り方.
- 社団法人建設コンサルタンツ協会 (?) 第15回 設計技術者のための地盤技術講演会.
- 社団法人物理探査学会標準化検討委員会 (2008) 新版物理探査適用の手引き.
- 高橋浩輝, 丸岡昇, 竹内亀代司, 渡辺恵三 (2007) 真駒内川における礫河床の復元に関する実験的研究について (中間報告), リバーフロント研究所報告 第18号.
- 忠津哲也, 鈴木健司, 内田龍彦, 福岡捷二 (2009) 洪水流による土丹河床高さの経年変化と堰周辺の砂州変形に伴う洗掘深の増大について, 河川技術論文集, 第16巻, pp.249-254.
- 千葉県資料研究財団編 (2007) 千葉県の自然史, 本編2 千葉県の大地 県史シリーズ41, pp.46-48.
- 中部地方土木地質図編纂委員会 (1992) 中部地方土木地質図解説書, 国土開発技術研究センター.

- 津田松苗 (1962) 水生昆虫学, 北隆館, p227-251.
- 土屋義人, 青山俊樹 (1970) 水流による砂れき saltation の機構 (2), 京都大学防災研究所年報, 第13号B.
- 東北地方整備局河川部 (2006) 河道管理計画検討要領(案): 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.
- 徳橋秀一・遠藤秀則 (1984) 姉崎地域の地質, 地域地質研究報告, 通商産業省工業技術院 地質調査所.
- 中塚良 (2004) 水辺の自然地史学の試み—京都便地中央部, 「三川合流点」における地形・遺跡・景観
一, 日下雅義編, 地形環境と歴史景観, 古今書店, pp.87-98.
- 日本地質学会編 (2008) 日本地方地質誌3 関東地方, 朝倉書店, p.301, p.331, p.332, p.337.
- 東京都土木技術研究所 (1977) 東京都総合地盤図 (1), 技報堂出版.
- 利根川百年史編集委員会 (1987) 利根川百年史, 建設省関東地方建設局, pp.1045-1049.
- 中辻啓二 (2010) 日本の河口 第21章 大和川, 編 澤本正樹, 真野明, 田中仁, 古今書院, pp.203-205.
- 中村智幸 (2004) ダム下流における河床の「露盤化」がヤマメの繁殖を阻害する, 応用生態工学会第8回研究発表会講演集, pp.101-104.
- 滑川和臣, 船橋昇治 (2009) ダム下流河川における物理環境と底生動物の応答に関する研究, ダム水源地環境技術研究所所報 平成20年度 pp.80-89.
- 花籠秀輔 (1970) 実績比流量資料によるダム設計洪水流量のチェック, 土木技術資料12-4.
- 早川博, 宮本大 (2009) 岩床河川における瀬と淵の再生に関する研究, 河川技術論文集, 第15号, pp.219-224.
- 平井幸弘 (1983) 関東平野中央部における沖積低地の地形発達, 地理学評論56-10, pp.679-694.
- 福岡捷二 (2010) 治水と環境の調和した治水適応策としての川幅, 断面形の検討方法, 河川技術論文集, 第16巻, pp.5-10.
- 福岡捷二, 池田隆, 田村浩敏, 豊田浩, 重松良: 利根川下流部における六大深掘れ原因と低水路改修の評価, 河川技術論文集, Vol.10, 2004.
- 北陸地方建設局編 (1989) 信濃川百年史, 北陸建設弘済会, pp.605-646.
- 本間仁, 春日屋伸昌 (1957) 次元解析・最小2乗法と実験式, コロナ社.
- 松倉公憲 (2008) 地形変化の科学, 朝倉書店, pp.9-31.
- 松原彰子 (2000) 日本における完新世の砂州地形発達, 地理学評論73 A -5, pp.409-439.
- 三谷豊 (2000) 武蔵野台地—東京湾の中・上部更新統と質断面, 地団研専報, no.47, pp.107-119.
- 森下郁子・森下雅子・森下依理子 (2000) 川のHの条件 陸水生生態学からの提言, 山海堂.
- 森山昭雄, 小沢 恵 (1972) 矢作川下流域の沖積平野の地形と沖積層について, 第四紀研究第八巻4号, pp. 193-207.
- 八木留美子, 池田宏 (1997) 大井川中流の穿入蛇行河道の側方移動について, 筑波大学水理実験センター報告, No.22, pp.1-8.

- 安田喜憲 (1977) 大阪府河内平野における弥生時代の地形変化と人類の居住, 地理科学27, pp.1-13.
- 山本晃一 (1975) 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, 発刊1976, PP.31-43.
- 山本晃一 (1976) 相似律の観点から見た移動床の水理[3], 土木研究所資料第1154号.
- 山本晃一 (1978) 河口処理論[1], 土木研究所資料第1394号, pp.53-70.
- 山本晃一 (1980) 河道特性論ノート [1], 土木研究所資料, 第1625号.
- 山本晃一 (1980) 河道特性論ノート [1], 土木研究所資料第1935号, pp.129-130.
- 山本晃一 (1988) 河道特性論, 土木研究所資料 第2662号, pp.26-50.
- 山本晃一 (1989) 気候・地形・地質が河道特性に及ぼす影響に関するノート, 土木研究所資料第2795号.
- 山本晃一 (1991) 沖積低地河川の河道特性に関する研究ノート, 土木研究所資料, 第2912号.
- 山本晃一 (1994) 沖積河川学, 山海堂, pp.212-213, 406-409.
- 山本晃一 (1999) 河道計画の技術史, 山海堂.
- 山本晃一 (2004) 構造沖積河川学, 山海堂, pp.316-321.
- 山本晃一 (2005) 多摩川下流水制の配置構造と技術史上の意義, 河川環境総合研究所資料第15号.
- 山本晃一 (2008) 河川汽水域, 4.1.3河口地形, 技報堂出版, pp.90-94.
- 山本晃一 (2010) 沖積河川—構造と動態—, 技報堂出版, pp.10-45, 65-67, 88-92, 114-131, 133-156, 202-260, 262-264, 353-359, 394-400, 438-441, 453-575, 483-548, 549-575.
- 山本晃一, 阿左美敏和 (2007) 河道・環境特性情報の読み方と利用, 第1編 小貝川の河道特性, 河川環境総合研究所資料第18号.
- 山本晃一, 阿佐美敏和, 田中成尚, 新清晃, 鈴木克尚 (2009) 鬼怒川の河道特性と河道管理の課題, 河川環境総合研究所資料, 第25号, pp.1-128.
- 山本晃一, 白川直樹, 大塚士郎, 伊藤栄恵, 内田士郎 (2005) 流量変動と流送土砂量の変化が沖積河川生態系に及ぼす影響とその緩和技術, 河川環境管理財団 河川環境総合研究所資料第16号, pp.122-137.
- 山本晃一, 高橋晃, 長谷川賢一 (1990) 信濃川大河津分水路水路実験報告書, 土木研究所資料第2902号, pp.1-29.
- 山本晃一, 高橋晃 (1990) 涸沼川洪水観測所[1] 1988 ~ 1989, 土木研究所資料第2895号.
- 山本晃一, 高橋晃 (1993) 扇状地河川の河道特性と河道処理, 土木研究所資料第3159号, pp.122-130.
- 山本晃一, 戸谷英雄, 阿佐美敏和 (2007a) 河道・環境特性情報に読み方と利用, 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報告 第18号.
- 山本晃一, 平林圭 (1990) 河道地質調査の河道計画への利用, 土木技術資料, 第32巻, 11号, pp.62-67.
- 山本晃一, 本多信二 (2007) 河道・環境特性の読み方と利用—事例研究を通じて—, 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資料第18号, pp.52-100.
- 山本晃一, 長沼宏一, 渡辺明英, 大森徹治 (1993) 鶴見川河口部の土砂堆積と浚渫計画, 関東地

- 方建設局京浜工事事務所.
- 山本晃一, 安田毅彦 (1981) 河道特性論ノート [I] —荒川中流部の河道特性と河川処理—土木研究所資料1745号, pp.1-176.
- 山本晃一, 和田健一 (2009) 大規模災害復旧工事後の河道・環境特性の変化—余笹川の事例—, 河川環境総合研究所資料第27号.
- 山本晃一他 (2007b) ノート 河道・河川環境特性情報編集とその展開, 河川環境総合研究所資料 第22号.
- 山本晃一 編著 (2003) 護岸・水制の計画・設計, 山海堂, pp.159-160, 182 - 184.
- 山元孝広 (2006) 1/20万「白川」] 図幅地域の第四紀火山: 層序及び放射年代値に関する新所見, 地質調査研究報告, 第57巻, 第1 / 2号, pp17-28.
- 養老川流域懇談会事務局 (1999) 養老川河川整備計画 (原案修正).
- 横山勝英 (2008) 河川汽水域 4.2 緩流河川汽水域の流水と土砂環境, 技報堂, pp.102-116, 2007.
- 吉田東伍 (1910) 9 利根川治水論考, 日本歴史地理学会発行, 三省堂発, pp.220-230.
- 渡邊康玄 (2010) 軟岩河床における洗掘機構に関する実験的検討, 河川整備基金助成事業, 助成番号:21 - 1212 - 001.
- Bray,D.M. and Leopold,L.B.(1973) Regime relations for Alberta, gravel bed rivers, Fluvial process and Sedimentation, Proceeding of Hydrology Symposium,pp.440-452.
- Brice,J.C.(1963) Channel patterns and terraces of the Loup Rivers in Nebraska, U.S.G.S Professional Paper 422-D.
- Brice,J.C.(1973)Meandering pattern of the White river in Indiana, An analysis , Fluvial geomorphology, edited by Morisawa,M.,pp.179-200.
- Fortier,S. and Scobey,F.C.(1925) permissible canal velocities, ASCE Tran. Vol.89. pp.940-984.
- Lacey,G.(1929) Stable channels in alluvium, Minutes of Proceeding of the Institute of Civil Engineers,Vol.229, pp259-292.
- Lane,E.W.(1965) Design of stable channels, ASCE Vol.91.,HY.7, pp.1234-1279.
- Leopold,L.B. and Maddock,T.(1953) The hydraulic geometry of stream channels and some physiographic implications, U.S.G.S. Professional Paper 252.
- Livesy,R.H.(1963) Channel armoring below Fort Randall Dams Proc. of the Federal Inter-Agency Sedimentation Conference.
- Nedeco(1959) River studies Niger and Benue, North-Holland Publishing Company, 549p.
- NIKKEI CONSTRUCTION (2009.8.14) 帯工と水制工でよみがえる魚のすみか, pp.12-17.
- Simons,D.B. and Albertson,M.L.(1960) Uniform water conveyance channel in alluvial materials,ASCE Yol.86. Hy.5, pp.33-71.
- Sunamura T and Matsukura Y (2006) Laboratory test of bedrock Abrasion by sediment-Entrained Water flow :A relationship between abrasion rate and bedrock strength, Transaction Japan Geomorphological Union,3-1,p.1-24.
- Suzuki T (1982) Rate of lateral planation by Iwaki River, Japan, Transaction Japan

Geomorphological Union,3-1,p.1-24.

Williams,G.P.(1978) The case of the shrinking channels, U.S.G.S Circular 781.

Wolman,M.G. and Brush, L.M. (1961) Factors controlling the size and shape of stream channels in coarse noncohesive sands, U.S.G.S Professional Paper 282-G.

資料 1 粘性土・軟岩の地形写真

1. 鬼怒川
2. 多摩川
3. 養老川
4. 小貝川
5. 雄物川右支川皆瀬川
6. 千曲川
7. 吉野川左支川曾江谷川

1. 鬼怒川 (1)



①宝積寺 (84km) 付近 (2005年5月)
新第三系泥岩のスレーキング



②鬼怒川橋 (75.3km) 上流 (2008年4月)
更新統砂・礫岩 (層が傾いている. 移動したものか?)



③鬼怒川橋 (75.3km) 上流 (2008年4月)
写真②の砂・礫岩上のポットホール



④勝瓜頭首工 (66.75km) 下流 (2007年5月)
更新統の泥・礫岩の露出



⑤勝瓜頭首工 (66.75km) 下流左岸 (2007年5月)
泥質の更新統の露出



⑥大道泉地先 (55.25km) (2008年1月)
更新統の礫岩の風化, 粘土化した砂, 完新統下面から浸透水の流出

鬼怒川 (2)



⑦三妻床止 (15.7k) 下流右岸 (2008年4月)



⑧11.3km 右岸中州河岸 (2008年4月)



⑨水海道床止 (11.0km) 下流右岸 (2007年5月)



⑩常総排水樋管 (7.2km) 左岸 (2008年4月)
上部更新統の泥・砂層の貝殻化石



⑪2.2km 左岸 (2008年4月)
上部更新統の泥質層



⑫0.8km 左岸低水路河岸 (2008年4月)
沖積粘性土の露出

2. 多摩川 (1)



①羽村大橋 (53.2km) 右岸 (2009年6月) 下部更新統の風化した泥岩



②羽村大橋 (53.2km) 右岸 (1997年5月) 泥岩の下の礫岩



③52.9km 付近 (1997年5月) 砂が粘土化した礫層 (未固結)



④横断水道橋 (47.2km) 下流左岸 (2009年6月) 泥岩の縦状侵食溝



⑤横断水道橋 (47.2km) 下流左岸 (2009年6月) 泥岩のスレーキング



⑥横断水道橋 (47.2km) 下流 (2009年6月)

多摩川 (2)



⑦ 拝島橋 (46.2km) 上流右岸 (2009年6月)



⑧ 拝島橋 (46.2k) 上流左岸 (2009年6月)



⑨ 拝島橋 (46.2km) 上流左岸 (2009年6月)



⑩ 八高線橋梁 (44.9km) 下流右岸 (2009年6月)



⑪ 八高線橋梁 (44.9km) 下流左岸 (2009年6月)



⑫ 多摩大橋 (43.6km) 下流 (2009年7月)

多摩川 (3)



⑬多摩大橋 (43.6km) 下流 (2003年2月)



⑭多摩大橋 (43.6km) 下流 (2009年7月)



⑮多摩大橋 (43.6km) 下流左岸 (2009年7月)



⑯多摩大橋 (43.6km) 下流 (2009年7月撮影)



⑰多摩大橋 (43.6km) 下流 (2009年7月撮影)
凸部は締まった細砂混じりシルト岩、厚さ15cm程度であり周辺が侵食されて残ったもの、下層のほうのスレーキングしやすい



⑱多摩大橋 (43.6km) 下流 (2009年7月撮影)
下層と上層 (凸部) の風化性状の違い

多摩川 (4)



⑱多摩大橋 (43.6km) 下流 (2009年7月撮影)



⑳調布堰 (13.3km) 上流左岸 (2007年10月)
堰の水位低下により露出した下部更新統



㉑調布堰 (13.3km) 上流 (2003年10月)
沖積粘性土の露出と縦侵食溝

3. 養老川



① 粟又の滝上流 (2009年10月)



② 粟又の滝下流 (2009年10月)



③ 左支川梅ヶ瀬溪谷 (2002年11月)



④ 持田崎橋上流 (2009年10月)



⑤ 楓橋上流 (23.6km) (2009年10月)



⑥ 上原橋 (18.8km) 付近 (2009年10月)

養老川 (2)



⑦上原橋 (18.8km) 下流 (2009年10月)



⑧大坪橋 (11.6km) 上流左岸 (2009年10月)

4.小貝川、那珂川右支川荒川、利根川



①小貝川58.8km (1990年)
更新統礫層の露出



②小貝川右支川大川 (高根沢町下柏崎地先) (2005年5月)
中部更新統弱溶結凝灰岩 (火砕流堆積物) 礫
は流紋岩と安山岩 ($\phi = 2 \sim 6\text{cm}$)



③那珂川右支川荒川 (南那須町藤田地先) (2005年5月)
新第三系泥岩と風化



④利根川89～90km (1981年)
河岸の滑りにより露出した沖積粘性土

5. 雄物川右支川皆瀬川の岩石段丘



① 皆瀬川支川成瀬川猿橋下流付近 (2008年11月)
新第三系堆積物の下刻により生じた岩石段丘

6. 千曲川



① 御所地先 (103km) (1999年11月)

7. 吉野川支川曾江谷川



① 吉野川合流点付近流路工下流 (2004年10月)
最下流部流路工下流の侵食によって露出した更新統礫層 (②も同様)



② 吉野川合流点付近流路工下流 (2010年8月)

資料 2 議事録

第一回議事録

○日 時：平成21年6月11日 17：30～19：30

○場 所：河川環境管理財団3F 第二会議室

○参加者（16人）

山本所長	○	鈴木	○	井内	×	妹尾	○	本多	○
江幡	○	中村	○	大手	○	田中	○	山内	×
佐々木	○	山本（嘉）	○	小林	○	中村哲	○	和田	○
柴田	○	横山	○	新清	×	福田	○		

○配付資料

- ・平成21年度河川塾高等科実施計画（2009.5.28 山本作成）
- ・第1回河川塾高等科メモ
- ・第4期河川塾高等科 多摩川現地視察行程（案）
- ・平成21年度河川塾高等科名簿
- ・利根川（赤堀川開削地点）の事例（田中（日水コン）より情報提供）

○議事内容

1. 山本塾長より河川塾高等科の意義等を説明

- ・「平成21年度 河川塾高等科実施計画」をもとに、高等科における目的、研究内容、研究項目、検討スケジュール、その後の展開等が説明された。
- ・研究項目について、以下の事項について補足説明がなされた。

「河道および高水敷の粘性土・軟岩の層序構造の把握方法」は、以下の4点が考えられる。

- ①堤防の安全調査←層序構造の描き方に問題のあるものが少なからずある。
- ②治水地形分類図
- ③地質図←1万年以上前の河川を考える必要がある。
- ④地形図

①と②を結びつける技術が必要。

「粘性土・軟岩の侵食形態の分類とその規定因」は侵食速度をどう考えるかの方法論を検討すべきである。（文献調査等より）

粘性土・軟岩の物性指標は何を用いるべきか？→和田（応用）よりN値でよいのではとの発言あり。
→山本塾長より、より簡単なものが良いとの発言あり。

⇒これらに関連して次回以降、応用地質、中央開発の実務担当者にヒアリングを行うこととする

「穿入（粘性土）河道の流れの抵抗評価法」については、何を計測すべきかの調査論を検討すべきである。

「粘性土・軟岩露出区間における河川構造物設計の配慮点と設計論」においては、横断構造物下流側の処理の問題も論点となる。事例として、二ヶ領宿河原堰（多摩川）、明戸サイフォン（荒川）の設計論を確認する。

- ・研究の方針（濃淡）は、薄く実施するものとして、情報の集約化を主目的とする。

2. 参加者より自己紹介を行った。

3. 検討スケジュールの確認を行った。

- ・多摩川の現地調査について、横山（財団）から行程計画の詳細を説明した。
- ・6、7月に実施する現場調査は財団主体で行い、外部参加者は希望者のみ参加するものとする。（連絡調整等を行わない。外部の参加者希望者は2日前までに鈴木（財団）にメールにて報告する）
- ・8月の先生方のヒアリング実施後に、ヒアリングにて得られた情報を総括する必要がある。
- ・軟岩露出実態の事例として、本多より庄内川下流部（セグメント3区間）における粘性土層露出の状況が口頭で説明された。

4. 山本塾長より「第一回河川塾高等科メモ」の内容について説明された。

(1) 技術的課題の着眼点

- ・沖積粘土層や軟岩が露出した河川の川幅はどのように変化していくのか。外力はどのように評価すべきか等について検討する。
- ・構造物設計論として、滑底河川に護岸等は必要か否か。

(2) 必要データセット

以下の資料を分析のための単位情報として収集する必要がある。直轄では、岩質の情報を除いて概ね入手可能と思われる。

- ・河川の縦横断形の時間的变化
- ・河岸物性値、河床材料調査結果
- ・平均年最大流量

5. 河川塾における役割分担を行った。（決定事項は以下のとおり）

- ・実施計画に記載（P4の6～7月）の河川のデータは山本塾長を中心に財団が整理。（鬼怒川、荒川、富士川（下流部）、利根川（布川）、江戸川（16km）、木津川（0.3km））
- ・赤堀川は田中（日水コン）担当。⇒当回にて呈示済み（変化速度等の捕捉必要?）
- ・雫石川は中村（建技）担当。
- ・養老川は鈴木（財団）担当。
- ・庄内川は本多（パソコン）担当。
- ・吉野川の左支川は和田（応用）担当。（写真のみの呈示?）
- ・写真集の編集は佐々木（財団）担当。⇒各担当者の情報は佐々木（財団）に送付。
- ・文献資料は中村（建技）担当⇒鈴木（財団）に送付。
（池田先生等、ヒアリング対象の学識者の文献を予め、収集、確認しておくこと）
- ・鬼怒川の文献は田中（日水コン）担当⇒内容等の確認を行う。

6. 次回日程

- ・6月23日(火) 17:30～19:30
- ・予定内容は、堤防計画における断面図作成方法について、ヒアリングを行う。
- ・応用地質へのヒアリングを実施。(30分程度)⇒和田(応用地質)は適任者を調整。
- ・(中央開発へのヒアリングを実施。)

7. 赤堀川の地質に関する資料

- ・日水コン田中より、赤堀川開削区間の地質の特徴に係る資料が提示され、説明があった。

第二回議事録

○日 時：平成21年6月25日 17：30～19：30

○場 所：河川環境管理財団3F 第一会議室

○参加者（14人）

山本所長	○	鈴木	○	井内	○	妹尾	○	本多	×
江幡	○	中村	○	大手	○	田中	○	山内	×
佐々木	○	山本（嘉）	×	小林	○	中村哲	×	和田	○
柴田	○	横山	○	新清	×	福田	○		

○配付資料

- ・第4期河川塾高等科 第一回議事録
- ・浸透点検における地質縦断面図の作り方と地盤構造把握への利用について（和田（応用）提供）
- ・第1回多摩川現地視察結果（写真等）
- ・日曜地学ハイキング記録（拝島水道橋付近の足跡化石跡）

○議事内容

1. 和田（応用）より「浸透点検における地質縦断面図の作り方と地盤構造把握への利用について」を説明

- ・山本塾長より以下の質問および意見が出された。
質問：不整合面はボーリングによって把握できるのか？
回答：（和田）物性が異なっている状況を把握し、層序構造との比較により判別することが重要である。
- ・山本塾長より地質縦断面図作成において重要である事項として以下の点が指摘された。
 - ①沖積河川で、河道は沖積地の谷幅の全面を移動しておらず、土層の層序構造の変化は少ない（砂利川はわかりやすい、難しいのは砂川）
 - ②砂川においては工夫が必要（谷幅全体を引いてしまうのではなく、堆積構造を十分に加味して引く必要がある）
 - ③調査深度は10mでは不足しているのでは？（鬼怒川では30m近く調査している）
 - ④作成における問題点は地質に関する知見が不足していること。文献を中心に基本構造に関する情報を収集することにより、精度が向上する。
 - ⑤堤防下（堤防土質縦断面図）の情報から、河床の状態をどう判断するか、少ない情報から危険箇所を推定する技術が必要である。
- ・田中（日水コン）より堤防下の地質をつなぐことに問題があるとの指摘がなされた（地形が発達してきた経緯が分からない場合は、河川の平面形状によっては横断的に異なる位置となることがあるため）
- ・治水地形分類図は、昭和50年代に集中的に作られた経緯があり、実態と適合していない箇所

もあるため、他資料と合わせて評価、判断する必要がある。

2. 多摩川現地調査の結果を横山(財団)から説明

- ・山本塾長より以下の事項が補足された。
 - ①堰の下流は河床低下によって極端に砂利が少なくなり、現在は砂利がほとんど流下していない。
 - ②河床低下は掘削(砂利採取)が原因
 - ③砂利の間の砂が粘土化しているものがある
 - ④岩が風化している(腐り礫)
 - ⑤下流も含めて砂礫層が薄い
- ・アキシマクジラの化石に係る記述は、水管橋付近ではなく、八高線下流に記載する。

3. 次回日程等の確認

- ・7月14日(火) 17:30～19:30
- ・予定内容は、事例を紹介するものとする。
(外部参加者で事例紹介可能となる者は事前に鈴木へ資料を提出する。また、本多(パソコン)(第二回欠席)に庄内川の事例を提供していただくように依頼する)
- ・物理探査法のヒアリングを行う。⇒応用地質?

第三回議事録

○日 時：平成21年7月14日 17：30～19：30

○場 所：河川環境管理財団3F 第一会議室

○参加者（16人）

山本所長	○	鈴木	○	井内	○	妹尾	○	本多	○
江幡	×	中村	×	大手	○	田中	×	山内	○
佐々木	○	山本（嘉）	○	小林	○	中村哲	×	和田	○
柴田	○	横山	○	新清	○	福田	○		

講師：齋藤秀樹氏（応用地質）

○配付資料

- ・第4期河川塾高等科 第二回議事録
- ・第2回，第3回多摩川現地視察結果（写真等）
- ・「新版 物理探査適用の手引き（土木物理探査マニュアル2008）」，応用地質の物理探査（齋藤氏（応用地質）より提供）

○議事内容

1. 多摩川現地調査の結果を横山（財団）から説明

- ・山本塾長より以下の事項が補足された。
 - ①立日橋下流の40km地点から22km地点の範囲は洪積層の露出がほとんどなく，22km地点の宿河原堰直下流で突然露出している。この区間は埋没段丘となっているが，22kmの右岸側の低水路に深い溝が形成されていることと，この付近で泥岩の層が高くなっていることによって，洪積層が露出している。
 - ②多摩川で砂岩や泥岩などの種々の性質の軟岩があり，これらをどのように整理し，対応方法をどのように技術化するかが課題である。

2. 山本塾長より報告書（案）（第一章，第二章）を説明

- ・山本塾長より以下の事項が補足された。
 - ①軟岩の耐侵食力を定量化するための道具立てのデータを共有する必要がある。
 - ②50年くらいのスケールで侵食されるような軟岩の挙動を捉えていくため，そのデータセットとしては外力と流速が必要である。
 - ③沖積河川で軟岩が露出するという考えでは，通常設計していない。（移動床であるということが前提）護岸などの基礎構造形式を掘り込んで根入れする必要があるのか？基礎の地質構造を十分に考慮して今後検討していかなければならないという課題がある。
 - ④洪積層シルト岩，新第三系，更新統の軟岩の川幅が何によって決まるのかを定量化し，説明できるようにする必要がある。

3. 本多(パソコン)より庄内川の事例を説明

・山本塾長より以下の事項が補足された。

- ①セグメント3の河道区間の河床は、デルタ底置層で規定されている場合が多い。(例:江戸川)
- ②沖積粘性土と砂川の関連性を調べる必要がある。

4. 齋藤秀樹氏(応用地質)と河川内の物理探査の適用について議論した

・以下に議事内容を示す。

齋 藤：物理探査により何を把握したいか？ 深さはどの程度か？ 分布範囲は？

→深度が数mと数十mでは手法が大きく異なる

山本塾長：調べたい深度は30m程度、河川の中(低水路)および横断方向に把握したい。(縦断方向も把握したいが予算的に厳しい……)

山本塾長：適用対象例に河川がないのはなぜか？ 水があるからか？

齋 藤：水があるから難しいわけではない。海洋の例がある。水があっても対応可能なものとしては、海上反射法音波探査・浅層反射法(可能だが高価)・比抵抗影像法・電気探査・高密度表面波探査(簡易で水中に設置可能、ただし10m程度まで、周囲の環境に左右される)がある。

山本塾長：川の中の縦横断方向の層序構造を低予算で把握したい。種々の情報から層序図を作成できればよい。そのための方法論を確立したい。

山本塾長：シルトと砂で弾性波はどの程度違うか？

齋 藤：弾性波は、基本的には岩の硬軟を測るものであるもので、調査ボーリングを併用して区分している。

山本塾長：電磁波での探査は？

齋 藤：水のある箇所でも可能である。ただし、数m程度の深度。音波による探査のほうが良いのでは。物理探査は、弾性波の速度しか出ないため、ボーリング調査等の結果を用いてキャリブレーションする必要がある。

山本塾長：ボーリングのコアから耐侵食力(物性値)のデータが使えるか？

齋 藤：試験方法によるが、可能である。

山本塾長：正確にする必要はない。(層序構造が把握できればよい)

齋 藤：表面は比較的簡単であるが、最初はボーリング調査等種々の情報が必要であり、キャリブレーションすることが重要である。

- 各手法の特徴について、齋藤氏よりコメントをいただいた。以下に主な内容を示す。

手法	コメント
屈折法	比較的難しい
反射法	コストがかかる
電気探査	安い
地中レーダー	適用範囲は数 m の深度である
電磁・磁気	土中の異常を探すものであり、適用範囲は数 m の深度である
表面波	比較的簡単であり、適用範囲は 10 ～ 15m の深度である

- 以下に塾生からの質疑および回答を示す。

佐々木：堰やダムなどの横断構造物から発せられる低周波音などの影響は？

齋藤：ノイズなどとして影響がある。

山内：高密度表面波探査は、5 ～ 15m の範囲でしかデータは取れないのでは？（上層部 5m のデータはとれるか？）

齋藤：上層部も可能である。

井内：浅層反射法で地層境界がどのような値でわかるのでしょうか？

齋藤：反射で境界がわかる。深さ方向で速度を出している。

5. 次回日程等の確認

- 7月28日（火）17：30 ～ 19：30
- 予定内容は、粘性土等の耐侵食力（河岸の侵食速度）をどう評価するかを議論する。（可能であれば、大学の先生（松倉先生）を対象としてヒアリングを行う）
- 大手（東建）が信濃川の大河津分水路の第二床止の事例を紹介する。

第四回議事録

○日 時：平成21年7月28日 17：30～19：40

○場 所：河川環境管理財団3F 第三会議室

○参加者（14人）

山本所長	○	鈴木	○	井内	×	妹尾	×	本多	○
江幡	○	中村	○	大手	○	田中	○	山内	×
佐々木	○	山本（嘉）	○	小林	×	中村哲	×	和田	○
柴田	○	横山	○	新清	○	福田	○		

○配付資料

- ・第4期河川塾高等科 第三回議事録
- ・日本における河川の側刻速度
- ・河道特性に及ぼす粘性土・軟岩の影響と河川の技術における2.5および5.の図表集
- ・軟岩の暴露試験と室内スレーキング試験による粒子破碎量の比較研究（新清（応用地質）より提供）
- ・ニヶ領宿河原堰の基礎について（大手（東建）より提供）

○議事内容

1. 今後のスケジュール

- ・今後のスケジュールとして、各先生より講義いただくこととなった。その日程は、以下のとおりである。
 - ①8月25日（火）16：00～（2h程度）：鈴木隆介氏（元中央大学）
 - ②9月15日（火）16：00～（2h程度）：池田宏氏（元筑波大学）

2. 資料の収集状況を山本塾長から説明

- ・以下に主な発言を記載する。
 - ①岩質ごとの耐侵食力を整理することが重要である。（どの物性値をデータセットとして収集するのがよいのか？）※外力（流速）のデータがないため、データ収集する必要がある。
 - ②北海道の河川はショートカットや砂利採取（掘削）した区間が多々あり、軟岩が露出している河川が多い。また、財団の北海道事務所の黒木顧問が山地河床を中心に研究（小滝の形成など）を始めている。
 - ③土木地質図は、東北のものが地史を踏まえて作成されており、説明がわかりやすくよい。
 - ④「地形変化の科学」（松倉公憲著）は、スレーキングや凍結融解が記載されている。

3. 報告書の第二章を山本塾長から説明

- ・以下に主な発言を記載する。
 - ①鬼怒川・多摩川・荒川（2.1～2.3）

- ・鬼怒川は河川環境総合研究所資料第25号のとおり（配布済み）であり，多摩川は未検討，荒川は粘性土河床の特性を整理した。

②養老川 (2.4)

- ・養老川の地質は，上流部は上総層であり，下流部は下総層で丘陵地帯となっている。河床は泥岩，砂岸である。また，穿入蛇行河川であり，山間部でも蛇行が著しい。
- ・9月以降，現地調査を実施する予定である。（2回程度?）

③雄物川 (2.5.1)

- ・岩石河川である。流速などの水理特性等のデータを保有している。東北には，上流部の成瀬川などのように岩石段丘が形成されている河川が多くある。

④利根川布川地点 (2.5.2)

- ・江戸時代に洪積台地を切り開いて水路を付替えた地点である。近年，上下流の河床低下が進行したため，当該地点についても昭和36年当時に比べて河床が3mほど低下し，成田層が露出した。（以前は砂が堆積していたか否か?おそらくあったであろう）
- ・上記の成田層は流速3m/sで侵食されるであろう。
- ・既存の地質層状図は間違っており，修正が必要である。表層近くのN値は小さい。
- ・流速等のデータセットを保有しており，分析が可能である。（ただし，近年のデータは収集する必要がある）

⑤利根川赤堀川掘削区間 (2.5.3)

- ・新幹線橋梁付近のボーリング資料は古いのでは。（田中，大手より昭和52年前後のものではないかとの指摘がなされた）
- ・溝状に侵食されており，河床低下は止まっていない。（河床低下の要因は布川地点と同様に上下流の低下が進行したため）
- ・洪水規模ごとの流速と地質の関連性を整理する必要がある。

⑥江戸川 (2.5.4)

- ・洪積層の台地を切り開いた河川である。（47km）
- ・16km地点は江戸時代から満潮でないと通過できなかった。近年，河道中央部を航路維持の目的で掘削した。
- ・利根川布川地点（赤堀川掘削区間を含む?）と併せて現地調査を実施する予定としている。

⑦富士川 (2.5.5)

- ・大淵溶岩は，富士山の噴火によって堆積したものであり，70年代に進められた河床掘削の影響で現在，河床に露出している（床止め機能を発揮していた）。昭和57年の洪水で中央部が低下し，東海道線の橋梁が落橋した。現在では10mぐらいの崖のようになっている。

→上記のようなものは要監視である。

⑧木津川 (2.5.6)

- ・昭和22年頃ほうろこ状の砂州が形成されていた。
- ・0～6km地点はかつて多列砂州を形成していたが，70年代以降人為的インパクトによって川幅が1/4程度に狭まった。
- ・淀川本川の河床低下の影響で，当該区間の河床が低下し粘性土河床が露出した。これら粘性

土の耐侵食力は2m/s程度であろうか？

- ・床止めにより河床維持を図る方針であったが中止された。

⑨信濃川大河津分水路 (2.5.7)

- ・昭和5年，分水路の可動堰が破損した。当時は，河床変動予測の知見が無かったが，このことが契機となり移動床や動的（静的）平衡に対する研究が始まった。
- ・分水路の河口部にある第二床止は，海面より5mほど高い。堰の下流は深掘が進行し，32年間で約20m低下した。どの程度の流速で河床の洗掘が進行するか実験を行った結果，3m/sで侵食されるとの知見を得た。当該地点は，泥岩と砂岩の互層であり，泥岩は水中にあればよいが，水中上に露出するとスレーキングされる。
- ・上記事柄等から，泥岩は約3m/s，洪積層は約2.5m/s，後背地湿地堆積物は約2m/sで侵食されるものと推測される。
- ・デルタ底置層で規定されている河川における耐侵食力を整理する必要がある。

4. 本多提供の「庄内川の事例」について質疑応答

- ・以下に議事内容を示す。

山本塾長：前回提示された資料で，言及したい事柄は何か？

本 多：庄内川の下流部は従来砂が存在していたが，河床低下に伴い粘性土が露出した。粘性土の露出により河床低下が止まり，また，平成12年の大出水時に粘性土の存在により，大きく河床低下が進行しなかったことを示している。

山本塾長：流速4m/sとなっているが，セグメント3にしては大きな流速では？通常の砂河川ではアップレージムになっても流速4m/sまでは発生しないと思われる。算定手法は？

本 多：準二次元不等流計算によって低水路平均流速を算定している。当該区間は川幅が小さく水深が大きいという特性があるので起こりうると考えている。

山本塾長：準二次元不等流計算における出発水位の設定は？

本 多：痕跡水位を設定している。

山本塾長：河口部は，潮位変動の影響を受けるため痕跡水位（ピーク水位）がピーク流量と異なる場合もある。その点は考慮されているのか？

本 多：潮位の影響は1～2km程度で消えるため，問題はないと考えている。

山本塾長：河床変動計算の再現精度は低いのでは？

本 多：中小洪水での再現性は高いが，流量が大きくなると再現性が低くなる。流砂量式に問題があると考えている。また，アップレージムが表現できていないと考えている。

山本塾長：粘性土が安全弁のような働きをしているが，庄内川では粘性土層は薄い。流速

4m/sでも侵食されていない。このことは、氾濫原堆積物か海成粘土による違いによって生じる。海成粘土の方が、耐侵食性があると思われ、粘土の新しい・古いで侵食特性・耐侵食性がどうであるか今後考えたい。

5. 以上までの内容等を踏まえた議論を行った

・以下に主な発言を記載する。

山本塾長：利根川の稲戸井地区にも海成粘土層が存在するが、昭和50年代破損した。溶脱によって耐侵食力が低下した。溶脱とは、淡水にさらされると塩分が流出し、鋭敏比が低下することである。

山本塾長：利根川では粘土層が露出している箇所が多いが、大きな洪水でも侵食されない。沖積層の横断形状とは思えないものが多々ある。（川の横断形を見れば、砂州等をもとに沖積層かそれ以外の層かの区別はできる）

山本塾長：報告書の第二章は、データ集であり、地質と耐侵食力の関係を表等で整理する必要がある。また、どういう規模（確率）の洪水を対象とするのかが課題であり、物性値として何をを用いるかが課題である。（N値や堆積年代（古さ）など?）

新 清：N値はデータが多い。ただし、砂では耐侵食力としてN値は使えない

和田：氾濫原に堆積する沖積の粘性土は、砂が混入したり狭在することによりN値が大きくなることがあるので、取り扱いに注意する必要がある。

本 多：海成堆積物と氾濫原堆積物ではN値は違うのか？

新 清：砂および砂利は粒径、粘土はN値により耐侵食力が規定されると考えられる。陸成粘土は固いイメージ・海成堆積物は固くないイメージ。塩分が入ると固くなる。海成堆積物は固くないが、陸成のものは、浅くても固い。

山本塾長：他のデータとしては、最上川（大淀地区）、桂川（保津峡亀山地区）のデータを整理することが可能である。

山本塾長：河川でスレーキングを問題にしたことがあるか？

新 清：あまりない。海岸でもスレーキングはある。スレーキングは、通常、トンネルや道路の切土で問題となるが、河川ではあまり問題視されていなかった。

山本塾長：河川のスケール（川幅）を決めるものは、河岸の耐力と堆積速度である。軟岩が急激に侵食される流速（閾値）を把握することが重要である。堆積年代の違い（古さ）によって耐侵食力は異なるか？砂も砂利も同程度の耐侵食力を有し、 $V=1.5 \sim 2.0\text{m/s}$ くらいはもつ。なお、外力は内岸側と外岸側で3割程度異なるので、注意が必要である。データからは粘性土は2m/sの耐力を持つと考えられる。河道

特性量から流速を調べる必要があるが、堆積年の古さで耐侵食力が変わる。

山本塾長：調査論は文献より整理することができ、技術論は「えいや～」で記載するものと考えている。

6. ニヶ領宿河原堰の基礎について大手氏(東建)が説明

- ・以下に議事内容を示す。

山本塾長：躯体はどのように施工したのか？

大 手：完全にドライ施工である。仮締め切りをして行った。

山本塾長：泥岩のあるところと無いところがあると思うが、構造上どう対応したのか。右岸は砂利層ではないか。

大 手：砂利層の箇所は置き換えで対処した。堰本体は部分部分をつなぎ合わせ(ジョイント)して設置しているため、壊れても部分的な損傷で済む構造となっている。

山本塾長：河床低下による問題があったのではないか。

大 手：堰上流側は泥岩まで掘削して床固めを設置したが、河床が下がって部分的に飛ばされた。下流側に礫が見られる状況から、砂利が動いていて、コンクリートの摩耗が激しいものと推測される。信濃川の洗堰で、摩耗対策のコンクリートを設置している事例がある。

7. 次回日程等の確認

- ・8月11日(火) 17:30～19:30
- ・予定内容は未定、追って連絡する。

第五回議事録

○日 時：平成21年8月11日 17：40～19：30

○場 所：河川環境管理財団3F 第三会議室

○参加者（13人）

山本所長	○	鈴木	○	井内	○	妹尾	○	本多	×
江幡	○	中村	×	大手	○	田中	×	山内	×
佐々木	○	山本（嘉）	×	小林	○	中村哲	○	和田	○
柴田	○	横山	○	新清	×	福田	○		

○配付資料

- ・第4期河川塾高等科 第四回議事録
- ・河川特性に及ぼす粘性土・軟岩の影響と河川技術（5.3 山間地穿入河川の谷幅スケール規定因子とその関係からのヒント）

○議事内容

1. 鈴木隆介先生の論文「日本における河川の側刻速度」について議論

- ・論文のポイントを山本塾長が説明した。以下に主な内容を記載する。
 - ①谷幅がどのような拡幅速度（作用時間＝川幅を広げた時間／側刻の回数）で広がるかを知ることが大きな目的である。谷幅は河川の側刻作用によって広がるが、無限には広がらない。土砂供給条件が変化すると止まる。
※作用力＝流量（水深に比例）＝流域面積A×降雨量Pに比例しない、大河川の侵食力を過大に見積もっている。
 - ②河川の側刻作用を谷壁の耐侵食力で違いが生じる
 - ③平坦面は段丘面の違い（何年かけてできた）で算出
 - ④側刻するのは洪水のときの大きさ＝リターンピリオドによって決まる
 - ⑤側刻される物質（＝耐侵食）をどう評価するか？（一軸圧縮試験？弾性波速度？岩の割れ目、風化等は割引率などを適用？）
- ・以下に議論した内容を記載する。

山本塾長：ヒントは何か？ 河岸の耐侵食力である。河川においてボーリング試験のコアの一軸圧縮試験は行うか？

大 手：行うが結果は設計等に大きな影響を及ぼさない。（大きな値となるから）

山本塾長：弾性波速度はフィールドで簡単に実施できるか？簡単なシュミットハンマーで把握できないか？

佐々木：簡易弾性波であれば、起振はカケヤで可能である。1～2mピッチで受振機を置いて行うため、比較的簡単に実施できる。ただし、精度的にボーリング調査との併用が必要となる。

和 田：弾性波速度は、一軸圧縮試験で求めた点の強度をマスとしての耐侵食性の指標に補正するために利用している。シュミットハンマーで面の強度を推定するためには多数の測定が必要になる。

佐々木：簡易弾性波は深度20m程度まで可能だが、あまり長い延長では測れない。

和 田：河岸部だけなのか等、論文でどのように測ったかわからない？

中村(建技)：側方侵食に対する耐侵食力と一軸圧縮強度の関係は？

山本塾長：一軸圧縮強度は側方侵食を受ける軟岩の強度を計るために用いられたのではないか。弾性波速度では主に何が判るのか？

佐々木：簡易弾性波(確かS波速度)は観測波の速さで地層の硬軟を評価し、硬質なほど速い。

山本塾長：谷側を規定しているのは侵食(側刻)作用時間で、固いほうが遅いのではないか？論文の図で説明が出来ているのではないか？(岩の固さが側刻速度を規定している)外力は $A \times P$ ではない(HはQAに比例しない)。もっと良い外力を用いるべきでは。穿入河道の初期は、まだ段丘化されていない。最初の侵食速度が問題であり、ある程度進行すると速度が遅くなる。

中村(建技)：川幅が広がるときと狭まるときでは外力が違うのでは？

山本塾長：変化速度は、最初の100年を問題にしている。

中村(建技)： $\sqrt{\quad}$ は次元合わせのためか？

山本塾長：次元解析はこれで良いか？

横 山：河道が形成される間に勾配等の条件が大きく変化してしまうのではないか？

山本塾長：対象区間はセグメント1などの区間であるため、氾濫原ではないので問題はない。

2. 養老川について地形・地質の概説を山本塾長が説明

- ・迅速図からも、江戸時代に既に河道のショートカットや、旧河道を広げた様子が見られる。人が削れる程度の硬さの土層であると推測される。
- ・地質が海底の堆積物である泥岩と砂で形成されているため、左支川において自然の流れでショートカットされている状況や、河岸が段丘化し平坦面が残っている状況が確認されている。
- ・養老川の調査にあたって、地形・地質などの文献調査が必要である。

3. 養老川の既往調査の内容について鈴木が説明

- ・以下に主な発言を記載する。
 - ①養老川の河口部は五井市に位置し、10km地点から段丘面を流下し、35km前後付近に高滝

ダムが設置されている。

- ②当該区間の河床材料は砂が主であり、蛇行が著しい河川である。また、岩が露出部している区間が少なからず存在する。
 - ③縦断勾配の変化点（河口より約18km）が地質（上総層群と下総層群）の変化点である。
 - ④粗度係数の検証を逆算粗度とセグメント2-2の方法（遷移河床として）で行ったが、非常に誤差の大きな結果となった。これは、本河川が沖積河川でないためではないかと推測している。（沖積河川の手法論が当てはまらない河道特性を持つ河川）
- ・山本塾長からの養老川に関するコメントなどについて、以下にその主な内容を記載する。
- ①養老川の場合、地形図を見ると旧河道跡が判りやすく、ショートカットしている部分があることが判る。地形を見ると等高線の間隔が異なっている。
 - ②梅ヶ瀬溪谷の写真を見ると段丘が形成され河床は露岩している。段丘部は泥岩などからなり、自然に出来るナチュラルカット部がこのトンネル状になっている写真である。
 - ③今一度、写真を見直してみると、川がどのように変化（壊れて）していきのかが判るのではないかと思う。
 - ④直轄河川では説明が出来ないようなもので、こういうことが技術的課題になり、評価視点が難しいところである。

4. 次回日程等の確認

- ・8月25日（火）16：00～19：30
- ・16時より鈴木隆介先生の講義を行う。各自、質問を考えておくこと。

第六回議事録

○日 時：平成21年8月25日 16：00～19：30

○場 所：河川環境管理財団3F 第一会議室

○参加者（10人）

山本所長	○	鈴木	○	井内	×	妹尾	×	本多	○
江幡	○	中村	○	大手	×	田中	×	山内	×
佐々木	○	山本（嘉）	×	小林	○	中村哲	×	和田	○
柴田	×	横山	×	新清	○	福田	○		

講師：鈴木隆介先生（中央大学名誉教授）

○配付資料

- ・「河川過程を制約する地形場」鈴木隆介先生（中央大学名誉教授,地形学）講演提供資料

○議事内容

1. 「日本における河川の側刻速度」について鈴木隆介先生が講演

- ・以下に主な講演での発言を記載する。

- ①地形場とその意義として、地形の本質・地形場の定義・地形種の形成過程を単純な例示の3項目に分けて解説。
- ②河川過程を制約する地形場を流域構成・谷底侵食低地,侵食扇状地などの川谷を制約する地形場・臨海河成堆積低地を制約する地形場の3項目に分けて解説
- ③鬼怒川の谷底低地の地形種と現成河床の特徴について解説

- ・以下に議論した内容を記載する。

鈴木先生：対象とする事象をどの程度のタイムスパンで考えているか？

山本塾長：工学の対象として捉えるため、比較的早いスパンで方向性を決める必要がある。

鈴木先生：自然と人為的なものを調和させることが重要である。鬼怒川の河床低下は今後どうコントロールするのか？（どう変化するか？）

山本塾長：自然の営力としてどうなるか不明であるが、護岸が整備された低水路川幅内はある程度把握可能である。これまでは定規断面を作成しそれに合わせて整備してきた。河床低下については進行しても構わないと考えている。

虫明顧問：河川では近年樹林化の問題が顕在化しつつある。今までは、掘削してコントロールできると思っていた。しかし、自然の力をコントロールすることは出来ない状態になっている。

山本塾長：これまで河川では堆積地形ばかりを扱ってきた。そのため、掘削でなんとかなると思っていた。

鈴木先生：河床低下することによる問題点は？

山本塾長：既設施設の補修等、維持管理の問題がある。

鈴木先生：場によって侵食速度に差異がある。

山本塾長：河川は場ごとに違いがあり、これを整理しないと出来ない。

鈴木先生：木曾川の新幹線橋梁付近の左岸側は寄州になっており、右岸側は河岸段丘になっているが、この場所は形が変わらない。

山本塾長：上記箇所は蛇行帯である。蛇行の形成要因は侵食速度の違いに起因する。河川工学は、堆積地形についてやっていたが、侵食地形となっている現在の日本の河川では土質のファクターを考える必要がある。

虫明顧問：千葉県には扇状地が発達していない。扇状地が発達しない理由として、粒径が大きな要因となっているのではないかと。それに関連して、鈴木先生の講演におけるセグメントが複数ある低地における扇状地と面積比と無次元指標との関係で粒径が入っていないのはなぜでしょうか？

鈴木先生：確かに粒径の要素は大きいですが、データが入手できないため解析に取り込んでいない。

虫明顧問：小出博先生は、岩石の風化の不連続に着目している。

鈴木先生：一般化しすぎているところが問題である。定性的な観察に偏りがちであり、もっと定量的にやるべきである。

福田：砂は圧力をかけないと固結しないのですか？

鈴木先生：固結は上載加重による圧力によって生じる。2千万年程度の年月で固結する。

虫明顧問：未固結が間違いであるということがよくわからない？

鈴木先生：これからも固結しないので非固結とするべき。

新清：鈴木先生の側刻速度の論文で信濃川、木曾川の側刻速度が小さいのはなぜか？

鈴木先生：T=側刻作用の継続時間の精度に問題がある。

新清：一軸圧縮試験に使用する岩石には、マッドストーン、サンドストーンなど種類によってスレーキング特性が違うのでは？

鈴木先生：岩石と力学の関連性はない。判断はあくまでも岩石の強度であり岩石名で判断してはいけない。

山本塾長：軟岩の物性値を簡易に測定するには何を用いるべきか？

鈴木先生：当時は一軸圧縮強度しかなかったが、針貫入タイプの貫入試験器で計測する。また、不連続面や割れ目密度を考慮すべきである。

虫明顧問：龍岡氏が軟岩の強度の研究を行っていた。

2. 次回日程等の確認

・9月8日(火) 17:30～19:30

第七回議事録

○日 時：平成21年9月8日 17：30～19：30

○場 所：河川環境管理財団3F 第二会議室

○参加者（13人）

山本所長	○	鈴木	○	井内	×	妹尾	○	本多	×
江幡	○	中村	○	大手	○	田中	○	山内	×
佐々木	○	山本（嘉）	○	小林	○	中村哲	×	和田	×
柴田	○	横山	○	新清	×	福田	○		

○配付資料

- ・第4期河川塾高等科 第五回議事録
- ・第4期河川塾高等科 第六回議事録
- ・養老川の資料（流域の概要，地形・地質等）

○議事内容

1. 報告書の第五章を山本塾長から説明

- ・以下に主な発言を記載する。
 - ①軟岩，泥岩，沖積粘性土が将来どのように変化するかを把握することが重要である。穿入河川もある程度川幅がある。川幅を規定している物理量やその関係性を把握する必要がある。そのためには，沖積河川がヒントとなる。
 - ②沖積河川の砂利川の場合，川幅は河岸を侵食する掃流力と河岸が形成される掃流力から規定されており，砂川の場合，川幅は河岸の耐侵食力が規定している。（砂川の場合，粒径が小さくなると掃流力が小さくなるが，流速はあまり変わらない。（1m/s前後））
 - ③砂川の場合，河岸が侵食されるか否かの流速は1.0m/s～1.5m/sであり，この流速が川幅を規定していると考えている。1.0m/s～1.5m/sの流速は氾濫原堆積物が急激に侵食される流速である。
 - ④河岸の耐侵食力を沖積河川の場合は粒径 d_R を媒介として考えているが，軟岩の河川では河岸の耐侵食力を直接パラメータとすべきであり，その閾値を設定することが重要である。
 - ⑤岩質と V_c （河岸広がり速度が急増する流速）の関係を実河川で調べる必要があるが，流体の作用以外の侵食（風化等）も考慮する必要があるだろうか？100年以下のオーダーのタイムスパンでは考慮する必要があるか？
 - ⑥通常，河川の最大流速は10m/sであり，これは土石流である。黒部川の上流部でも6m/s程度である。河岸が侵食される流速は，粘性土で1.5m/s，新第三紀で1.5m/s以上である。雄物川がこれらに該当するであろう。また，信濃川の大河津放水路の床止は流速2m/sで侵食された。第三紀の堆積物でも流速4m/s程度までしか保たないであろう。（土砂も一緒に流下するため，スリコギ作用があることから）
 - ⑦山間部の狭い谷を流下している河川の河積と流速の関係を調べれば，何かわかるのではな

いか? (相模川の猿橋付近が該当)

上記, ⑤, ⑥, ⑦に関連して横山から以下の質問がなされた.

問い:流速1.0m/s ~ 1.5m/sもしくは最大4m/sで侵食されるのはどの程度のタイムスパンか?

回答:一洪水による侵食を考えている.

⑧ V_c (河岸侵食速度が急増する流速) を沖積河川で整理する必要がある, 土質・岩質の物理量と V_c の関係を調査する調査論を構築する必要がある.

・その他, 以下の事柄が情報提供された.

①北海道の河川は火山性の河川が多く沖積層が薄い. 河川改修等の影響で, 軟岩が露出している河川が多い. そのため, 北海道でも軟岩の河川の研究が始まっている. ただし, 環境 (生態系) を中心とした研究である.

②財団の黒木顧問も軟岩の研究会に参加している. 必要に応じて情報交換を行う.

③京都大学では宇治川の研究を行っている. (宇治川は河床低下が急激に進行した. 粘性土の影響?)

2. 今後の役割分担等を行った.

・今後の検討を進める上での役割分担等は, 以下のとおりとした.

第2章 (河川における粘性土・軟岩露出実態と河道変化) ⇒財団 (鈴木, 柴田) が検討, とりまとめを行う

第3章 (河川および周辺の土質構造の把握方法) ⇒山本塾長, 新清が検討, とりまとめを行う

第4章 (4.1土質と侵食形態) ⇒横山が文献調査, 事例収集, とりまとめを行う

第4章 (4.2粘性土・軟岩の耐侵食力の把握手法) ⇒佐々木が文献調査, とりまとめを行う

第4章 (4.3河床低下速度および河岸侵食速度の評価法と事例) ⇒田中が検討, とりまとめを行う ※鬼怒川のみ実施

第5章 (粘性土および軟岩河道のスケール規定因とその関係性) ⇒第2章がある程度進んだ後, 検討, とりまとめを行う

第6章 (粘性土および軟岩河道の生物と生態) ⇒中村が事例収集, とりまとめを行う

第7章 (粘性土および軟岩区間の存在と河道計画および河川構造物) ⇒7.2については宿河原堰 (多摩川), 明戸サイフォン (荒川), 勝瓜頭首工 (鬼怒川) を対象とする.

・検討, とりまとめの今後の進捗状況によって, 担当者を柔軟に決めていくこととする.

3. 養老川現地調査用の資料の説明

- ・ 佐々木が資料の説明を行った。説明した主な内容は、流域の概要、地形等である。
- ・ 山本塾長が地質について捕捉説明を行った。主な内容は以下のとおりである。
 - ① 上総層群は深海性の地質で約500万年～100万年前のものであり、硬い岩が無く砂利を生産しない。それに対して、南に位置する三浦群層は約1千500万年前の古い地層であり、隆起地層である。三浦群層は三浦半島、東京湾に分布している。また、流域の北側は下総層群であり、約40万年前の地層である。
 - ② 調査の目的は、下流部が沖積層であるか否かや軟岩の露出状況等を調査するものであり、河岸部やショートカット部を中心に調査することで水理量と川のスケーラールの関係を確認する。また、上流部は穿入蛇行の状況や平坦面の状況を調査する。
 - ③ 養老川は約 $900\text{m}^3/\text{km}^2/\text{年}$ の生産土砂量であり、他の河川と比較して生産土砂量が非常に多い河川である。（同様の山地高度の河川では $200 \sim 300\text{m}^3/\text{km}^2/\text{年}$ 程度である）

4. 次回日程等の確認

- ・ 9月15日（火）16：00～19：30（講義が終わり次第、塾も終了）
- ・ 16時より池田宏先生の講義を行う。（講義のみ）
- ・ 9月30日（水）17：30～19：30（予定）内容は未定、追って連絡する。

第八回議事録

○日 時：平成21年9月15日 16：05～18：20

○場 所：河川環境管理財団3F 第一会議室

○参加者（12人）

山本所長	○	鈴木	○	井内	○	妹尾	×	本多	×
江幡	○	中村	○	大手	○	田中	○	山内	×
佐々木	○	山本（嘉）	○	小林	×	中村哲	×	和田	○
柴田	○	横山	○	新清	×	福田	×		

講師：池田宏先生（元筑波大学）

○配付資料

- ・「河川地形変化を見る目」池田宏先生（筑波大学名誉教授）講演提供資料

○議事内容

1. 「河川地形変化を見る目」について池田宏先生が講演

- ・以下に主な講演での内容を記載する。

- ①混合砂礫において、大きな粒径のほうが早く動くということが実験結果や大井川の事例から明らかになっていると解説された。
- ②岩山、石山、土山の概念が解説されるとともに、現在、堆積性石川から侵食性石川となっていることが解説された。
- ③荒岩川（残留した石が残っている河川）や平岩川（軟岩の河川）の概念が解説されるとともに、その将来変化について解説された。

- ・以下に議論した内容を記載する。

井 内：融雪出水のときに浮遊砂を計測したとのことですが、融雪出水とは？

池田先生：北海道や東北では融雪によって大きな出水となり、網ですくっても浮遊砂が大量に採取できるほどである。ちなみに、0.5mm以上のものは浮遊砂として舞い上がらない。

山本塾長：扇状地などでは違うのでは？

山本塾長：軟岩の河川は、元々河床勾配が緩く粒径が小さいために、河床が平坦になると考えられるが、この河床を作るのはいつの時代によるものか？

池田先生：かつての侵食性石川の時代には、側刻作用により川幅が広がりつつあった。これが堆積性石川となった際に、広がった箇所が堆積した事で河床が平らになったものである。

田 中：那珂川が鬼怒川から分離したのはなぜですか？

池田先生：河川争奪ではない。堆積性石川の時代に低い山を侵食してしまう側刻による流路変更である。

山本塾長：小櫃川は穿入蛇行が著しい。地震によって、三浦層群は石を流出するか？

池田先生：部分的な地震では石は流出しないため石川化しない。（石は割れてしまう）全川が崩れるような地震であれば石川化する。

山本塾長：石は風化しやすいのであれば、段丘面に石は無いのか？

池田先生：ある。

山本塾長：なぜ蛇行するのだろうか？

池田先生：石川のときに蛇行する。超長期的に下がりながら蛇行する。

山本塾長：なぜ、地震は1000年1回程度とわかるのか？

池田先生：地層をみて判断できる。

横 山：石山化している河川で石が無くなる過程で蛇行するのか？小さな石が無くなり大きな石が残ることで、蛇行や河床低下が起こるのか？

池田先生：大井川の例がそうになっている。石が無くなることによって河床低下する。

横 山：大きい石ならば、動かずに残るのか？

池田先生：大きな石が邪魔することによって河床が動かない。

横 山：アーマー化した河床は動かないということか？

池田先生：アーマー化した大石はアーマーコートであり動かない。動いたときに堆積した大石は浮いているため動きやすい。

山本塾長：河川も1万年オーダーで見ることが必要となってきた。侵食性の河川を今後どうするかが課題である。

池田先生：時間的な観点が重要である。

第九回議事録

○日 時：平成21年10月20日 17：05～19：10

○場 所：河川環境管理財団3F 第一会議室

○参加者（14人）

山本所長	○	鈴木	○	井内	×	妹尾	○	本多	○
江幡	○	中村	×	大手	○	田中	×	山内	○
佐々木	×	山本（嘉）	○	小林	○	中村哲	×	和田	○
柴田	○	横山	○	新清	○	福田	○		

○配付資料

- ・第4期河川塾高等科 第七回議事録
- ・第4期河川塾高等科 第八回議事録
- ・養老川現地視察結果（写真等）
- ・養老川の地形についての捕捉資料（千葉県其自然誌P46, P47）
- ・河川特性に及ぼす粘性土・軟岩の影響と河川技術（2.5 養老川下流部に見る軟岩露出河道の河道特性と河道スケール規定要因（骨子））

○議事内容

1. 養老川現地調査の結果を柴田, 横山から説明

- ・上流側は柴田, 下流側は横山が説明を行った。
- ・山本塾長より以下の事項が補足された。
 - ①養老川の全体像として地形, 地質が説明された。
 - 1) 千葉県の地質は比較的単純であり, 養老川の上流部は上総層群であり40万年前の海進時に深海に溜まった砂層であり, 中流部は下総層群である。また, 房総半島の南側は三浦層群である。養老川の流域地質には, 礫がほとんど無い。上総層群は海の堆積物であり第三紀においては深海であった。
 - 2) 房総半島は現在でも隆起が続いており, 川は若い。そのうち, 養老川は40万年前に急激に地殻変動して出来た河川であり, 上流には礫が無く, 山が固くない珍しい川である。
 - 3) 養老川は特殊であるが, 特殊性から普遍性を見出すことも可能である。
 - ②千葉県其自然誌P46, P47の縦断図から河床低下速度について説明された。
 - 1) P47の縦断図から下刻速度がわかる。年間0.5mm程度の低下速度である。最古の段丘は1万5千年前に形成されたもので, 最終氷期の時期に当たるものと推定される。
 - 2) ある時から勾配変化点が現れているが, 侵食抵抗の違いによって生じていると考えられる。このことは, 下刻およびセグメント区分は岩質が規定していることを表している。蛇行しながら侵食されている。
 - ③現地視察結果（写真等）について捕捉された。
 - 1) ショートカット直下流部（台地の出口）まで軟岩の露出が確認された。その下流（平野部）では砂が堆積している。また, ショートカット箇所付近では沖積河川と同様の傾向とな

るようである。

- 2) 下流河道は、砂の堆積条件にある。粒径は0.2mm程度であるから流速0.9m/s程度であろう。洪水時の河床は平坦面となることから流速は2m/s程度で、この時、河岸等が壊れると思われる。河道の堆積物から移動限界掃流力が評価でき、外力を把握することができる。
- 3) 養老川においては、砂岩と泥岩でなぜ砂岩が先に壊れるのであろうか？また、写真05のような侵食跡は流水によってのみ侵食されるものであろうか？他の要因（乾燥収縮、地下水など）を整理する必要がある。
- 4) 下流の川底は凸凹がほとんど無い。堰下流は砂がありそうだが層は薄い。小さい水深でバーが出来、深掘はしない。これらの情報から耐侵食力が導き出せる。

2. 今後の役割分担を改めて確認

- ・今後の役割分担を次頁の表のとおりとした。
- ・必要となる文献、書籍は財団が購入する。

3. その他

- ・龍岡先生の研究内容を調べる。（主に文献）

4. 次回日程等の確認

- ・11月10日（火）（その後、11月17日（火）に延期とした）

第十回議事録

○日 時：平成21年11月17日 17：35～19：35

○場 所：河川環境管理財団3F 第一会議室

○参加者（9人）

山本所長	○	鈴木	○	井内	×	妹尾	×	本多	×
江幡	○	中村	×	大手	○	田中	×	山内	×
佐々木	○	山本（嘉）	○	小林	×	中村哲	×	和田	×
柴田	○	横山	×	新清	○	福田	○		

○配付資料

- ・ 報告書目次
- ・ 報告書（案）「2.2 多摩川に見る軟岩露出河道の河道特性と河道スケール規定要因」
- ・ 報告書（案）「2.5 養老川下流部に見る軟岩露出河道の河道特性と河道スケール規定要因」
- ・ 報告書（案）「3.6 粘性土・軟岩の物性測定法について」，参考資料1 岩石のスレーキング試験（案），参考資料2 岩石の非圧密排水（UU）三軸圧縮試験方法
- ・ 報告書（案）「4.3 河床低下速度および河岸侵食速度の評価法と事例」

○議事内容

1. 報告書目次(案)をもとに各節の記述すべき内容、ポイントを山本塾長から説明

- ・ 以下，各章（節）のポイントの概要を記載する。

1章

- ・ 本報告書の背景，問題意識が説明された。

2章

- ・ 2.1 鬼怒川：目的に合うように河川環境総合研究所報告第25号を再編集する。
- ・ 2.2 多摩川：現地調査によって得られた知見と河道特性を関連づける。軟岩が露出しているところの変化速度を記述する。
- ・ 2.3 荒川：今後，沖積粘性土や洪積砂質土がどう変化するかなどを記述する。また，これらと洪水（外力）との関連性を記述する。
- ・ 2.4 利根下流：従来，河床低下が沖積粘性土層で止まっているとされていたが，これら事象を検証する。布川付近の地質情報があり，流観データを考慮の上，これらの整理を行う。
※利根川上流赤堀川掘削区間についても同様の整理を行う。
- ・ 2.5 養老川：流域は10万年で100m上昇したが，川は年間0.5mmで低下し上総層群を下刻している河川であり，これら特徴を記述する。また，川のスケールの決定要因や外力などを記述する。
- ・ 2.6.3 江戸川：洪積台地を開削した河川であり，これら特徴を記述する。（近日中に現地調査予定である）

- ・ 2.6.5 木津川：従前マサ土の河川であったが、淀川合流点付近は人為的インパクトにより河道形態が急変した。（粘性土が露出している）これら特徴を記述する。
- ・ その他：北海道の河川は、火山性の地質を流下しているものが多い。固結していない火砕流堆積物が露出している河川があり、二河川（久著呂川，夕張川？）の情報があつた。また、北海道の軟岩が露出している河川（真駒内川）では、環境面での対策が行われている事例があつた。これら情報，事例を記述する必要はあるか？

3章

- ・ 3.1：どういった場所に軟岩が露出しているか，段丘が近くにある場所では埋没段丘がどこにあるか，どうやって確認するかなどの方法論をまとめる。また，沖積層の発達史をセグメントごとに記述する。
- ・ 3.2：軟岩の発見手法について記述する。主に，堤防点検の情報，地質図，治水地形分類図，航空写真（滝などで発見する）などを用いた方法や河岸観察のポイント・踏査方法を中心に記述する。また，河川管理の問題として浮き上がりそうなものを詳細に点検（調査）する必要があることを記述する。
- ・ 3.3：点検方法について記述する。例えば，音響探査法や磁気探査法を記述するが，ついでに把握する方法なども記述する？ また，詳細に点検（調査）の際に採用する手法についても記述する。
- ・ 3.4：三次元地質構造図について記述する。ダムでは事例があつたが，河川ではほとんど事例がない。そのため，他の領域（ダム）での事例を参考に記述する。
- ・ 3.5：土層構造を河道特性としてどう表現するか？ どこに軟岩が露出しているか記号化して，平面図に起こす方法論を記述する。
- ・ 3.6：配布資料で佐々木が記述内容の方向性を説明した。その後，記述すべき内容を議論した。議論の内容は，本議事録の2.に記載した。

4章

- ・ 4.1：写真を見ながら土層・年代（古さ）ごとの侵食形態を記述する。岩質ごとの特徴を記述できるか？ また，写真撮影の方法（接写，遠景など），現場の記述法等，侵食形態の記録方法についても記述する。（鑓川上流の現地調査（写真撮影）を行う予定である）
- ・ 4.2：2章のデータを用いる。侵食速度との関連性を記述する。多摩川での検討事例があるのでこれらを活用する。（講義後，福田より検討事例を保有しているとの連絡あり。そのため，この節の一部を福田が担当することとした）
- ・ 4.3：配布資料で鈴木が記述内容の方向性を説明した。その後，記述すべき内容を議論した。議論の内容は，本議事録の5.に記載した。

5章

- ・ 沖積河川のスケーラの決定要因を記述する。（砂利川では石の動き易さ，砂川では河岸の強度，軟岩では耐侵食力で規定されている。）変化速度（動的平衡）をどう解釈すべきか？素案は山本塾長が作成し，それをもとに議論を行うこととする。

6章

- ・文献調査や事例収集を行う。

7章

- ・後日、議論することとする。

- ・これら内容を踏まえて、山本塾長が作業指示書を作成し、塾生に送付する。

2. 報告書(案)「3.6 粘性土・軟岩の物性とその測定法」について議論した。

- ・本節は第4章の内容とする（第4章に移行する）
- ・以下に議論した内容を記す。

山本塾長：軟岩ペネトロ計の測定原理は？

新 清：針を対象物に貫入することによって、貫入に要した力を測定している。

山本塾長：軟岩ペネトロ計の適用範囲は？(山本所長)

新 清：泥岩から砂岩まで測定できる。鬼怒川の土丹にも有効では。(新清氏)

佐々木：凝灰岩にも適用可能である。上記のような適用範囲を記述すべきである。

佐々木：軟岩ペネトロ計よりもシュミットロックハンマーのほうが固いものを対象としている。

山本塾長：シュミットロックハンマーでは何を測定しているのか？

佐々木：反発力を計測している。

山本塾長：スレーキング試験はどのような場所で行っているか？

新 清：トンネルや切土工などで行う試験である。

山本塾長：スレーキングしやすい土層は？火砕流の堆積物についてはスレーキングしやすい？

新 清：海成の泥岩など

新 清：スレーキング試験の対象を水面上に出ているものとするか、今後出そうなものか？
既に水面上に出ているものは対象とする必要がないのでは？

山本塾長：横断構造物(床止)の設計を行う上で、その周辺では必要なのではないか。スレーキングの判定基準は？

新 清：見た目で判定している。(強度的なものではない)くずれ具合での分類がある。
配付資料 岩石のスレーキング試験方法(案)のP3に図あり スレーキングの定義や分類までも記述すべきである。

山本塾長：軟岩・粘性土の物性測定において三軸圧縮試験は必要か？

佐々木：全てのものを対象とする必要はないと考えている。(状況に応じて行う)

山本塾長：三軸圧縮試験はなぜ行うのか？

新 清：もとの状態を推定するためである。今回対象とするものの場合、一軸圧縮試験で十分ではないか？ もしくは現場での点荷加重法のほうが良いのでは？

山本塾長：なるべく簡便な方法を記述すべきである。

新 清：強度劣化（風化程度）判定試験は、一般的でなく高価なので通常実施しないことが多い。

山本塾長：強度劣化（風化程度）判定試験は紹介だけでも良いのでは？

山本塾長：重要なのは、スレーキング現象や粘性土の強度（土壌硬度計測器）を記述することである。

新 清：土壌の計測方法も記述すべきでは？土壌硬度の基準値はない。そのため、鬼怒川や多摩川での測定結果を事例とすることで、現場で判断できる指標となるのでは。

山本塾長：弾性波で亀裂を測定する必要はない？粘土は弾性波で測定できるか？

新 清：測定できる。

山本塾長：弾性波探査は、3.3物理探査手法の項で音波探査等と併せて記述するものとし、ここでは記述しないこととする。測定方法に関して、初歩的なものも含めて記述する。

3. 報告書(案)「2.2 多摩川に見る軟岩露出河道の河道特性と河道スケール規定要因」について柴田より中間報告がなされた。

- ・2.2.4河道特性の縦断変化と河道特性量は、2.2.3粘性土・軟岩の露出実態の前に記述する。
- ・調布取水堰付近の河道でも古い岩が露出している状況である。橋梁工事で調査した地質図等を収集し、内容を盛り込むべきか？

4. 報告書(案)「2.5 養老川下流部に見る軟岩露出河道の河道特性と河道スケール規定要因」について鈴木より中間報告がなされた。

- ・養老川は単断面であることから、粗度係数は法面（護岸等）を考慮すべきでは、いずれにしても水理計算の内容を精査する。
- ・この節では、河道スケール規定要因まで踏み込んで記述する必要はない。

5. 報告書(案)「4.3 河床低下速度および河岸侵食速度の評価法と事例」について鈴木より中間報告がなされた。

- ・変化速度は外力（特に年最大流量規模程度）との関連性を考慮する必要がある。
- ・セグメントごとの変化速度に着目すべきである。
- ・まとめとしての変化速度のグラフの説明変数は、掃流力とすることが望ましい。また、作成方法などの方向性の記述でも良い。

6. 次回日程等の確認

- ・2週間に一度開催することは困難であるので、情報の蓄積状況や報告書の作成状況に応じて開催する。
- ・次回開催日は、追って連絡する。

第十一回議事録

○日 時：平成22年4月20日 17：35～19：40

○場 所：河川環境管理財団3F 第一会議室

○参加者（15人）

山本所長	○	鈴木	○	井内	○	妹尾	○	本多	○
江幡	○	中村	○	大手	×	田中	×	山内	×
佐々木	○	山本（嘉）	○	小林	○	中村哲	×	和田	○
柴田	○	横山	○	新清	○	福田	○		

○配付資料

- ・ 報告書（案）第1章
- ・ 報告書（案）第2章

○議事内容

1. 第1章の内容を山本塾長から説明

以下、第1章のポイントの概要を記載する。

- ・ 侵食現象、侵食速度が問題であり、これらを記述することが重要である。
(地質学より速いオーダーで変化する現象を対象とする。年代的には、新第三紀層より古い地層は軟岩とみなされていない。また、圧縮強度が200kgf/cm²より高い場合は硬岩とみなし対象外とする)
- ・ コストをかけずに実施するにはどうするか。

2. 第2章「2.6.8 庄内川」について本多からの説明および塾生全員による議論

以下に議事内容を記載する。

- ・ 縦断の特異点（7.8km）の横断変化も添付する。
- ・ 川幅縦断図も添付する。
- ・ 8.2kmの横断図のシルト・粘土層が横断方向に斜め（湾曲）となっているものは、左右岸別々の層だと思われるので修正する。当該地点の洪水時流速V=4.3m/sは本文中に記述する。
- ・ 横断図が示されている5～8.2km区間の上下流についても状況を記述する。
- ・ なぜ、粘性土の薄い層が形成されているか記述する（可能であれば）。
- ・ 周辺部を含めた粒径情報を追加する。

3. 第2章「2.2 多摩川」の河道特性について小林からの説明および塾生全員による議論

以下に議事内容を記載する。

- ・ 河床材料のデータについては、粒度分布をチェックする。（大きな粒径のものも標本として採取しているか否か）
- ・ 河道特性の評価にあたっては60%粒径ではなく代表粒径を用いる。（ポピュレーションブレ

イク)

- ・河床高の経年変化は、人為的インパクトと併せて記述するものとし、岩の露出状況についても併せて記述するものとする。

以下は講義後の山本塾長からの指摘事項である。

- ・縦断図は0kmを左にする（他の図と整合させる）
- ・セグメント区分を再考する（分割点は5km，調布取水堰，二ヶ領宿河原堰，大丸用水堰，浅川合流，秋川合流とする）
- ・粒径縦断図は，H17のみ用いる（経年変化を記述する必要はない）
- ・表層材料があれば，下層との比較によりアーマー化の状況についても記述する（可能であれば）
- ・無次元掃流力の算定方法に誤りがあると思われるため，算定方法を再度チェックする
- ・河道特性量を算定するにあたっての不等流計算における出発水位の条件設定方法を明記する。
- ・砂利採取，河道掘削等の人為的インパクトは，戦前（大正期）についても記述する。

4. 第2章「2.2 多摩川」の宿河原堰周辺の軟岩について福田からの説明および塾生全員による議論

以下に議事内容を記載する。

- ・埋没段丘について記述する。また，このような場所は極力堰等構造物を設置しないほうが望ましいことを記述する。

5. 第2章「2.2 多摩川」の平面形状，横断形状の変化について柴田からの説明および塾生全員による議論

以下に議事内容を記載する。

- ・全体的な変化に加えて，大きな出水後の変化について記述する。
- ・河床高に大きな変化生じた時の出水の概要を記述する。

以下は講義後の山本塾長からの指摘事項である。

- ・平面形状，横断形状の変化は，粘性土・軟岩の露出実態（現地調査結果）と併せて記述する。
- ・軟岩が露出していない箇所（日野橋下流）の横断重ね合わせ図を追記し，軟岩との挙動の違いを記述する。

6. その他

- ・軟岩の研究が最近増えてきている。（特に北海道で多い）
- ・財団の黒木顧問も研究を行っているが，評価方法として数式による予測が主である。軟岩の特性は場所によって大きく異なるため，この手法ではうまくいかないと思われる。また，物性値を整理することが難しく，一般化は難しいため，堆積年代などの大雑把な捉え方が良い。（軟岩の分布状況からみて，一様になっていないので難しい。軟岩の侵食については，現実的な考えを示す上で，地質毎に限定した捉え方ではなく，年代毎などの大枠のくくりでの捉え方が良い。）

- ・ 講義にあたっては、一週間前に資料をファイルにて送付し、塾生は各自でファイルアウトして講義に臨むこととする。

7. 次回日程等の確認

- ・ 次回開催日は5/12(水)とし、17:00から2時間とする。

第十二回議事録

○日 時：平成22年5月12日 17：05～19：10

○場 所：河川環境管理財団3F 第一会議室

○参加者（9人）

山本所長	○	鈴木	○	井内	×	妹尾	×	本多	○
江幡	×	中村	×	大手	×	田中	○	山内	×
佐々木	○	山本（嘉）	×	小林	×	中村哲	×	和田	○
柴田	○	横山	○	新清	○	福田	×		

○配付資料

- ・ 報告書（案）第2章（2.5の差し替え分）

○議事内容

1. 第1章の軟岩の分類についての議論

- ・ 議論した結果、軟岩の分類の名称、定義等を下表のとおりとした。

表1 軟岩の分類

名称	侵食速度	対処法
難侵食層	0.2cm/年 以下 or 10cm/一洪水以下	無対応（モニタリング）
弱侵食層	0.2～2cm/年 or 10～50cm/一洪水	要注意（モニタリング強化）
中侵食層	2～50cm/年 or 50～200cm/一洪水	技術的検討（3～5年後に対策）
強侵食層	50cm/年 以上 or 200cm/一洪水	即対策

2. 第2章「2.6.7久著路川」について和田からの説明および塾生全員による議論

以下に議事内容を記載する。

- ・ 侵食形態を記述する。（滝が形成され、滝が上流にあがっていくのか?）
- ・ 礫がどこから供給されるか記述する。（火山灰層の中に礫がある?、アーマーリング層ができる?）
- ・ 写真2.6.7.1, 2.6.7.2の間に落差工があることを記述する。
- ・ 図2.6.7.2より、最深河床を規定している層は、火山灰凝灰岩層（要確認）である。火山灰層の中に礫が残っていてアーマー化して河床を守っていたと思われる。
- ・ 写真2.6.7.1から、著しい河床低下を生じていない箇所では河床に礫が残っていることが特徴的である。

3. 第2章「2.5 養老川」について鈴木からの説明および塾生全員による議論

以下に議事内容を記載する。

- ・ 17.85～30.90km区間は軟岩が露出している区間であることから、無次元掃流力が全国の沖積河川と乖離があつて当然であるとの趣旨で記述する。（軟岩が川幅等の河道特性を規定している）

- ・粘性土・軟岩の露出実態の項において、ポットホールが形成されている写真およびコメントについて添付する。
- ・なぜ、河岸段丘が形成されるかその機構を記述する。（可能であれば）
- ・下刻速度の0.5mm/年は誤りであることから修正する。（70m/2万年として算定する）また、下刻の過程において、勾配の変化点が生じていることについて記述し、勾配の変化点が生じたイベント（大洪水?もしくは地震?）、規定している因子等について記述する。

4. 第2章のその他の項について山本塾長からの補足説明

以下に主な内容を記載する。

- ・鬼怒川，荒川，利根下流，その他スポット的事例の粘性土・軟岩の耐侵食力および河床低下速度の記述は今後，修正する。また，多摩川についても河床低下速度の評価を行う。
- ・修正の視点は，P2-3-18 (H22.5.12版) のような平均河床高，最深河床高の経年変化より低下速度を算出する。また，それぞれの勾配が平行であれば横断形状は台形のようになり，最深河床高の勾配が急変すれば何らかのイベント（大洪水?）があったことであり，これらを記述する。なお，当該横断図の箇所地質を同定することが難しい。
- ・利根下において，旧鬼怒川合流点の上下流で地質の傾向が異なることが想定されるので，確認の上追記する。
- ・利根上の128kmの掘削平坦面の記述は，その根拠を確認する。

5. 次回日程等の確認

- ・次回開催日は5/25（火）もしくは5/26（水）とする。確定もしくは変更等あれば連絡する。
- ・6月上旬に荒川上流の現地調査を1泊2日で行うことを予定している。

第十三回議事録

○日 時：平成22年5月27日 17：05～18：45

○場 所：河川環境管理財団3F 第一会議室

○参加者（11人）

山本所長	○	鈴木	○	井内	×	妹尾	×	本多	×
江幡	×	中村	×	大手	○	田中	×	山内	○
佐々木	○	山本（嘉）	○	小林	○	中村哲	×	和田	○
柴田	○	横山	○	新清	○	福田	×		

○配付資料

- ・ 報告書（案）第3章（P3－25, 26の差し替え分）

○議事内容

1. 前回からの進捗状況を山本塾長より説明

以下に主な内容を記載する。

- ・ 第1章の軟岩の定義を修正した。（前回議論した内容に基づいて）
- ・ 第2章の鬼怒川の記述に勝瓜頭首工での貫入試験結果を追記した。（新清実施）
- ・ 第2章の荒川の明戸サイフォンの地質データ等を追記した。
- ・ 第4章に元中央大学の鈴木先生の側刻データ（側刻速度）を追記した。（地質年代等を追記した表を作成した）

2. 今後の報告書作成の方向性を山本塾長より説明

以下に主な内容を記載する。

- ・ 軟岩の物性値（圧縮強度）のまとめを作成する。（図1.3.1のようなもの）
- ・ 巻末資料の写真の様式等をどのようにするか検討する。

3. 第3章「3.1 流域地形と沖積地浅層地質, 3.2 粘性土・軟岩の存在の発見手法」について山本塾長からの説明および塾生全員による議論

以下に議事内容を記載する。

- ・ 地形発達史について新第三紀についても記述する。（山本塾長担当）
- ・ 3.2のタイトルを再考する。

4. 第3章「3.3 物理探査手法」について新清からの説明および塾生全員による議論

以下に議事内容を記載する。

- ・表3.3.1の記号の凡例を追記する。
- ・川底，表層下の地層をいかに把握するかを記述する。

※サイドスキャナーの留意すべき点は，船の真下は測定不可であり，水深が大きいほど難しい

5. 第3章「3.4 ボーリング等による土質・地質探査法」について山内からの説明および塾生全員による議論

以下に議事内容を記載する。

- ・河川での適用においてヒントになるような視点で記述する。
- ・ボーリングの注意点等についてセグメントごとに記述する。

6. 第3章「3.5 三次元地質構造の推定」について和田からの説明および塾生全員による議論

以下に議事内容を記載する。

- ・セグメントごとの推定法は，第二章の事例を用いて記述する。（地質図等の良くない事例を用いて是正すべき方法や，その難しいを記述する）

7. 第3章全体についての議論

以下に議事内容を記載する。

- ・第3章のタイトルにおいて岩層を地質とする。
- ・コラムとして，物理探査+ボーリングの調査論を記述する。（山本塾長担当?）

8. 次回日程等の確認

- ・次回開催日は6/9（水）とする。
- ・荒川上流の現地調査は，6月14日，15日を第一候補とし，天候等の状況により21～25日を予備日とする。

第十四回議事録

○日 時：平成22年6月9日 17：10～19：05

○場 所：河川環境管理財団3F 第一会議室

○参加者（9人）

山本所長	○	鈴木	○	井内	×	妹尾	×	本多	×
江幡	×	中村	○	大手	×	田中	×	山内	×
佐々木	○	山本（嘉）	○	小林	×	中村哲	×	和田	○
柴田	○	横山	○	新清	○	福田	×		

○配付資料

- ・なし（事前に報告書第4章を配布済み）

○議事内容

1. 今後の報告書作成の方向性を山本塾長より説明

以下に主な内容を記載する。

- ・本研究における独自の針貫入試験結果のデータを増やす。
- ・川内川において盆地部（シラス）でショートカットを行ったが、河床低下が著しく進行し維持管理上抜本的な対策が必要であるとの情報を得た。（パシフィックコンサルタンツより）報告書作成に上記情報を追記する。（写真等を掲載する）

2. 第4章「4.1 粘性土・岩質と侵食形態, 4.2 粘性土・軟岩の側刻速度と下刻速度の規定因とその量的表現法」について山本塾長からの説明および塾生全員による議論

以下に議事内容を記載する。

- ・乾湿風化作用において、泥岩と砂岩（岩質）および水中部と河岸露出部（場所）など地質年代等によって風化の順序や速度が違うことを記述する。（鑄川と養老川の写真の違い）
- ・差別侵食は、対象としている粘性土・軟岩が均一なものでないため、定量的に表現するのは難しい。ここでは、差別侵食の状況がわかりやすい写真の解説を例として添付する。・側刻速度と下刻速度の規定因における侵食作用を及ぼす要素としての位況については、平水位を対象とするのがよいか、もしくは豊水位を対象とするのがよいかなど具体的に記述する。
- ・側刻速度と下刻速度の規定因における侵食作用を及ぼす要素としての河床・河岸に働く外力として、対象とする大洪水の確率規模等については再考する。
- ・側刻速度と下刻速度の規定因における侵食作用を及ぼす要素としての流下土砂の硬度における一軸圧縮強度の記述をやめ、様式的な岩盤分類の図を取り込み、岩片の硬さを示す。

3. 第4章「4.3 粘性土・軟岩の物性試験法」について佐々木氏からの説明および塾生全員による議論

以下に議事内容を記載する。

- ・単位はSI単位系で表記とする。(ただし、注としてCGS単位系への換算も記述する)
- ・図4.3.7の換算式(図)は、国交省の式とする。
- ・点載荷試験の項に、引張強度から一軸圧縮強度を算出する道路公団式を追記する。

4. 第4章「4.4 既往文献による河床低下速度および河岸侵食速度の評価法と評価事例, 4.5 現地河川による耐侵食速度および下刻速度の評価」について山本塾長からの説明および塾生全員による議論

以下に議事内容を記載する。

- ・「4.5.1 検討対象河道の侵食特性把握法」における①地史的把握は、内容等再考する。
- ・「4.5.1 検討対象河道の侵食特性把握法」における②河道・環境特性調査による方法は、どのように変化して、どの程度の速さで侵食するかを見るものであり、河道の横断形状変化、縦断形状変化の図を添付する。

5. 次回日程等の確認

- ・次回開催日は6/22(火)とする。

第十五回議事録

○日 時：平成22年6月22日 17：05～18：20

○場 所：河川環境管理財団3F 第一会議室

○参加者（12人）

山本所長	○	鈴木	○	井内	×	妹尾	○	本多	×
江幡	○	中村	×	大手	×	田中	×	山内	○
佐々木	○	山本（嘉）	○	小林	○	中村哲	×	和田	○
柴田	○	横山	○	新清	○	福田	×		

○配付資料

- ・なし（事前に報告書第5章を配布済み）

○議事内容

1. 第5章について山本塾長からの説明および塾生全員による議論

以下に議事内容（発言内容）を記載する。

- ・第5章の主な内容は、粘性土・軟岩河道の河道スケール規定因とその関係性であるが、沖積河川および穿入河川を手がかりに仮説を構築し、実証的に検証していくというスタンスである。（その基礎データとして、土質・軟岩ごとに侵食が進む流速を把握する）
- ・粘性土・軟岩河道は、沖積河川に比べ規則性に劣る。これは、岩質の違いと平均年最大流量程度の洪水を受けても河岸が沖積河川ほど速く削られないことによる。
- ・穿入河川における平衡状態とはどのような状態であるか。現在は広がりつつある状況（途中段階）であるのか否か。いずれにしてもうまく整理できていない。
- ・段丘ができている川は、下刻していると見ることができる。
- ・穿入河道の動きを捉えるには、現状でどういう状態の河道を見ているか（下刻あるいは側刻して広がりつつある）を把握する必要がある。
- ・養老川の山の斜面を測定することにより、河岸段丘の発生機構の手がかりとなるのではないか。
- ・「なぜ川幅が拡大しないのか、長時間スケールでは平衡という概念が成り立たない」（P5-29の記述）について塾生全員で考えることとする。また、河岸段丘の発生機構に関する文献・論文等の情報があれば提供すること。

2. 次回日程等の確認

- ・次回開催日は7/6（火）とする。
- ・第7章の記述について議論する。

第十六回議事録

○日 時：平成22年7月6日 17：20～18：50

○場 所：河川環境管理財団3F 第一会議室

○参加者（9人）

山本所長	○	鈴木	○	井内	×	妹尾	×	本多	○
江幡	×	中村	○	大手	○	田中	×	山内	×
佐々木	○	山本（嘉）	○	小林	×	中村哲	×	和田	×
柴田	○	横山	○	新清	×	福田	×		

○配付資料

- ・なし（事前に報告書第7章を配布済み）

○議事内容

1. 第7章について山本塾長からの説明および塾生全員による議論

以下に議事内容（発言内容）を記載する。

- ・第7章の内容は、具体的な問題点を想定して記述するのが良い。（未だ発見されていない問題を予見しながら記載する必要がある）
- ・高水計画として河床変動と遊水地計画との関連性を記述する。
- ・総合土砂管理の視点を追記する。
- ・対処工法としてスレーキングを防止する方法としては、対象となる軟岩等を水中から露出させないことも考えられる。また、侵食防止については、水流を減勢することも考えられる。（たとえば、床止工の端部処理や、下流の低下量を予測して対策することが効果が大きいなど）
- ・溝状侵食が起きる場合、なぜ河岸沿いに侵食せずに河道の中心部が侵食される場合が多いか考察する。
- ・深掘対策として、上流セグメントの砂利を捨石工として用いることも考えられる。
- ・対処工法として、予兆をどう発見するかという観点で記述する。（河道特性の情報を編集することで、危険箇所（区間）を把握することを記述する）
- ・対応は発生後か、もしくは発生前に管理対応を行うかどちらのほうがコスト上有利であるかなどの観点も追記する。（対処療法的手当ではなく、事前予防を行っていくことが重要である）

2. 次回日程等の確認

- ・次回開催日は7/21（水）とするが、塾長および塾生の参加可否の状況により27（火）を予備日とする。
- ・第6章の記述について議論する。

第十七回議事録

○日 時：平成22年7月21日 17：05～18：50

○場 所：河川環境管理財団3F 第一会議室

○参加者（10人）

山本所長	○	鈴木	○	井内	×	妹尾	×	本多	×
江幡	×	中村	○	大手	×	田中	○	山内	×
佐々木	○	山本（嘉）	○	小林	○	中村哲	×	和田	×
柴田	○	横山	○	新清	○	福田	×		

○配付資料

- ・第6章追記（事前に報告書第6章を配布済み）

○議事内容

1. 第6章について中村からの説明および塾生全員による議論

以下に議事内容（発言内容）を記載する。

- ・第6章における大きな着目点は、沖積河川から粘性土・軟岩河道に変化したことによる、河川環境の変化であり、この視点のもとで記述する。また、研究事例等が少なく、仮説をもとに記述していることから、今後検討および検証していくことが重要であることを明記する。
- ・6.1には、粘性土・軟岩が露出することで推定される事柄を記述する。（例えば、河川環境の連続性がとぎれることで、魚類の移動を阻害する、先駆植物の生育を阻害する、下流の生態系が変化するなど）
- ・空間スケールは、粘性土・軟岩河道は100m以上の空間スケールもあり得ることから、小セグメントもしくはセグメントスケールについても記述する。
- ・河川生態系構成要素の比較（表6.1.1）の粘性土・軟岩河道の欄は砂礫床河道との比較結果を記述する。（事例等の無いものは、類推して記述する）
- ・河川生態系構成要素の比較（表6.1.1）においては、砂河床河道も加えるものとする。（鬼怒川の情報が使えるのではないか。地形、すなわち砂州、瀬、淵に着目して記述するとよい）
- ・河川生態系構成要素の比較（表6.1.1）における生態系構成要素は、生態系のピラミッド構造にもとづいて、小さいスケールから大きなスケールの順で階層的に記述するものとする。陸生生物、陸域の空間についても追記する。
- ・河川生態系構成要素の比較は、6.2.1の環境からみたHIMの評価値の観点を加えて記述する。（P6-4の内容をP6-3にブレンドする）
- ・個別内容は6.2に記述するものとし、より実証的に記述する。
- ・P6-12～13の魚類の事例を冒頭に移動し、砂川の事例も追記する。さらに、アユの事例として相模川の事例を追記する。
- ・魚類の生息数の変化について、水辺の国調や漁獲量等のデータがあれば記述する。（6.2に）

- ・魚類の事例における図6.2.8の結果から，勾配の緩い区間の例も類推して記述する.
- ・底性動物の記述に関しては，量の変化についても記述する。（類推して記述する）
- ・P6－5～6－8の底生生物の図は削除する.
- ・植物については，養老川以外の現地調査写真等で内容の充実を図る.
- ・水質については，6.1のメモ書きで記述するものとする.

2. 今後の活動について

- ・報告書のブラッシュアップを行っていくものとし，塾生に校正担当を割り振るものとする.
校正担当箇所は事務局にて決定する.
- ・校正の締め切りは8月18日（水）とする.
- ・8月後半以降に，荒川上流部の現地調査および多摩川にて物性値測定調査を行う予定である.

資料3 河道維持管理システム

本資料は、河川環境総合研究所資料第18号、第3編 河道維持管理システムに関する研究、著：山本晃一、戸谷英雄、阿佐美敏和、2007年2月、の1～4章（pp.101-116）を複写したものです。

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。

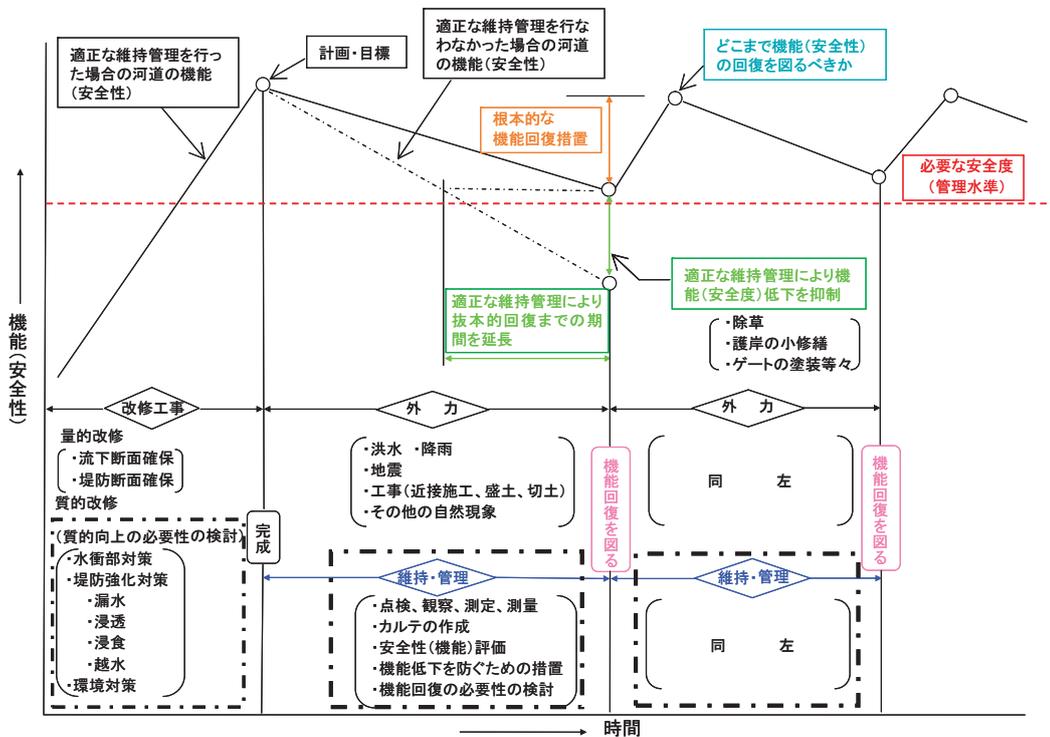


図 1.1 河道管理の意義と概念

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。

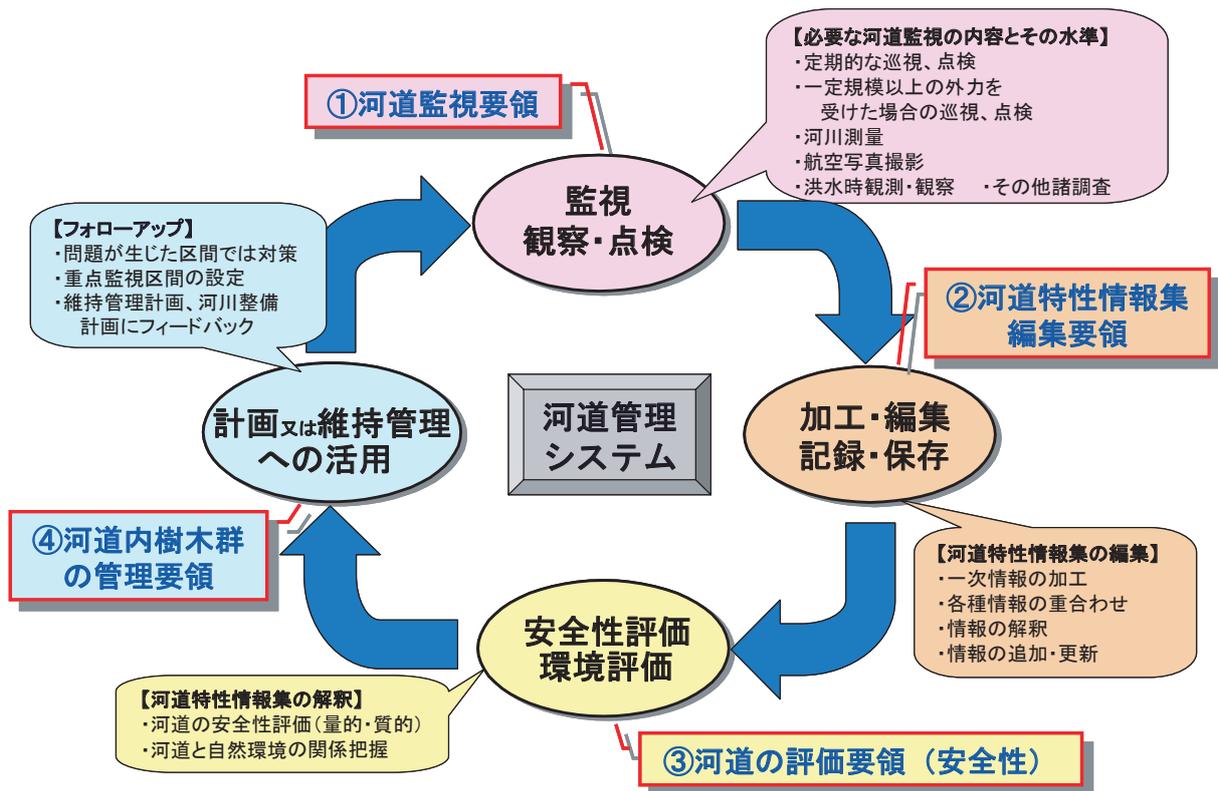


図 2.1 河道維持管理システムの概念

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）。

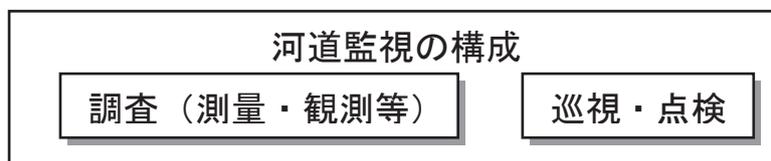


図 3.1 河道監視の構成

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）。

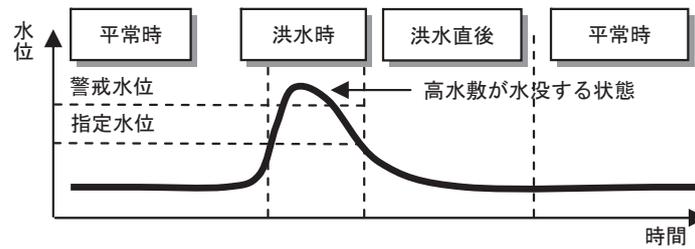


図 3.2 河道監視の時期の分類

「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視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。

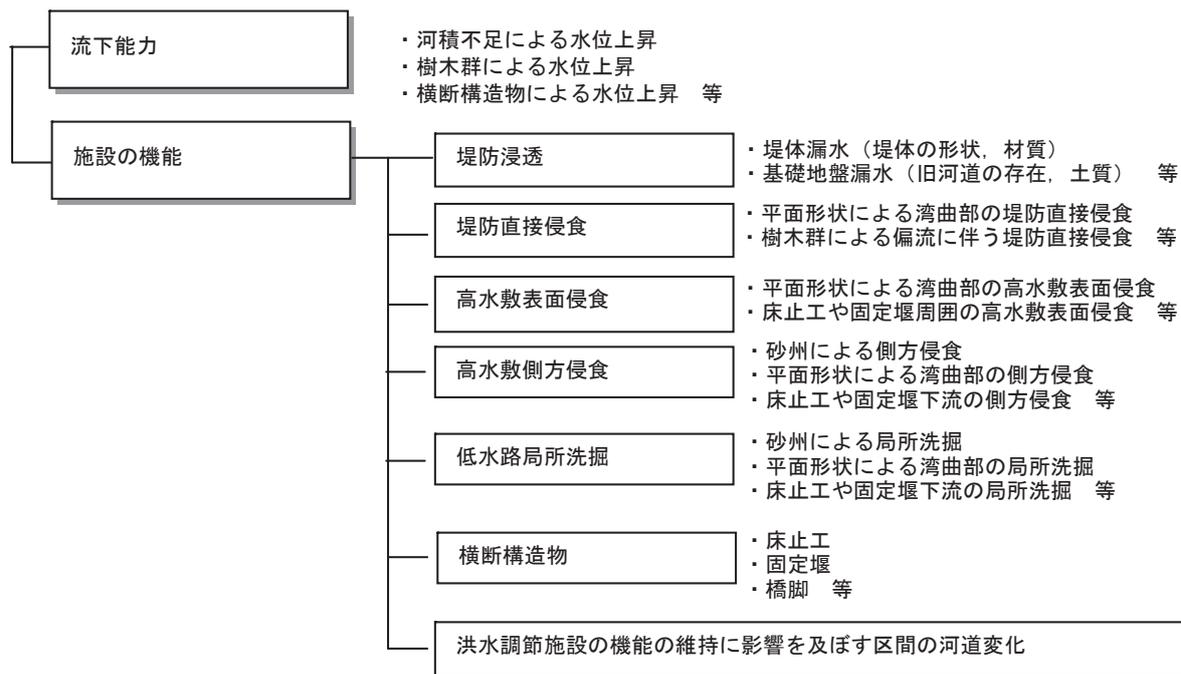


図 3.3 「特に注意して監視する項目」とその要因の例

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	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にする	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	-	-
	洪水時の流れの実態を把握する	CCTV 撮影	-	-
	地上から流向・流速の分布を把握する	樹木群内外での流況調査	-	-
	計画・管理等の対策につなげる	洪水痕跡調査	-	-
	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	砂から砂州と樹木群の変化を監視する	航空写真撮影	・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	・「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 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
	地上から砂州の変化を監視する	目視による砂州の監視	・河口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	・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	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	・「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)で抽出された箇所を対象 ・年1回の特定監視 ・デジタルカメラで堤防上や橋梁上から定点撮影	-
	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	・「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 ・堤防横断工物設置箇所では、年1回の特定監視、堤防上から監視	-
施設の安全性を監視する	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
	目視による横断構造物周辺の監視	目視による横断構造物周辺の監視	-	-

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"> 高水流量観測 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	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"> 「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 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 堤防上や橋梁上から監視 	<ul style="list-style-type: none"> 「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 デジタルビデオで流れを撮影
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"> 「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 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
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"> 管轄区域全域 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 「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 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)
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"> 「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 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
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	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"> 「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 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 <ul style="list-style-type: none"> 区間の流量を観測 (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 (樹林外)浮子法等により流速分布、流量を観測
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	縦横断測量	—	—
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	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	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"> 「特に注意して監視する項目」(堤防浸透)で抽出された箇所 管轄区域の堤防全區間 堤防～堤内袖の浸透の有無 漏水対策を実施した箇所の状況 堤防横断工作物周辺の浸透の有無 	—
	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"> 「特に注意して監視する項目」(堤防侵食)で抽出された箇所 堤防表法面から護岸にかつこの浸透の有無 「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 局所洗掘や侵食が発生すると考えられる箇所 堤防上や橋梁上から監視 	<ul style="list-style-type: none"> 「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 砂面計や洗掘センサーによる河床の変化の調査
	目視による横断構造物周辺の監視	目視による横断構造物周辺の監視	<ul style="list-style-type: none"> 「特に注意して監視する項目」(落葉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 乗り上げ流や落ち込み流等 橋脚周りの流れ 堤防上や橋梁上から監視 	—

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	<p>河川管理の基礎となるデータを継続的に取得する</p> <p>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</p> <p>水防活動に際しての判断材料にする</p>	<p>水文観測業務規程に基づく水位・流量観測</p> <p>目視による流向の監視</p> <p>水位観測所以外の箇所での時系列の水位観測</p> <p>航空写真撮影</p>	-	-
	<p>空から流向・流速の分布を把握する</p> <p>地上から流向・流速の分布を把握する</p> <p>樹木群の水理的特性を明らかにする</p> <p>河道の各箇所のピーク水位を把握する</p>	<p>CCTV 撮影</p> <p>樹木群内外での流況調査</p> <p>洪水痕跡調査</p>	-	-
河道形状の変化を監視する	<p>河川管理の基礎となるデータを継続的に取得する</p>	<p>縦横断面測量</p>	<p>・管轄区域全域</p> <p>・概ね警戒水位以上</p> <p>・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</p> <p>・「特に注意して監視する項目」(流下能力、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</p> <p>・必要に応じて、距離標の間隔(200m)よりも短い間隔で測量</p> <p>・条件により低水路のみの測量も可</p> <p>・護岸の基礎高や根工の高さが載深河床高よりも深い位置にあるかどうかを監視</p>	<p>・樹木伐採を実施した箇所で侵食、堆積が発生した箇所</p>
	<p>河道や施設の影響を及ぼし、時間とともに変動する、砂州と樹木群の変化を監視する</p>	<p>航空写真撮影</p>	<p>・管轄区域全域</p> <p>・目的に応じて垂直写真と斜め写真を使い分ける</p>	<p>・「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</p> <p>・河口砂州が問題となっている河川では河口部の河道の深淺測量</p>
	<p>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</p>	<p>目視による砂州の監視</p> <p>目視による樹木群の監視</p> <p>目視による堤防の監視</p>	<p>・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</p> <p>・「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</p> <p>・デジタルカメラ等で堤防上や橋梁上から定点撮影</p> <p>・「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</p> <p>・デジタルカメラ等で堤防上や橋梁上から定点撮影</p> <p>(洪水時に準ずる)</p>	-
施設的安全性を監視する	<p>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の判断材料とする</p>	<p>目視による低水路河岸の監視</p> <p>目視による横断構造物周辺の監視</p>	<p>・護岸設置箇所の上流端・下流端</p> <p>・侵食の有無について地上から監視</p>	<p>・護岸設置箇所の上流端・下流端</p> <p>・河岸の変状の有無について、船上から監視</p>

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	標準流量(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_{*c} 、 τ_{*cr})															
D-6	2次	低水路内の水深、流速、 U_{*c} 、 τ_{*cr} 、 B/Hm 、 Hm/d_{50} (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	セグメント縦断面区分と根拠															
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_{*c} 、 τ_{*cr} (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	床止水、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 h_s 、侵食幅 b 、平均水深 hm 、 $b/hm = \alpha$ 、 $h_s/hm = \beta$ 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	〇〇平野 水害・地盤液状化予測地形分類図															
M-4	1次	断面情報															
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	点検点検における変状報告書資料・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．

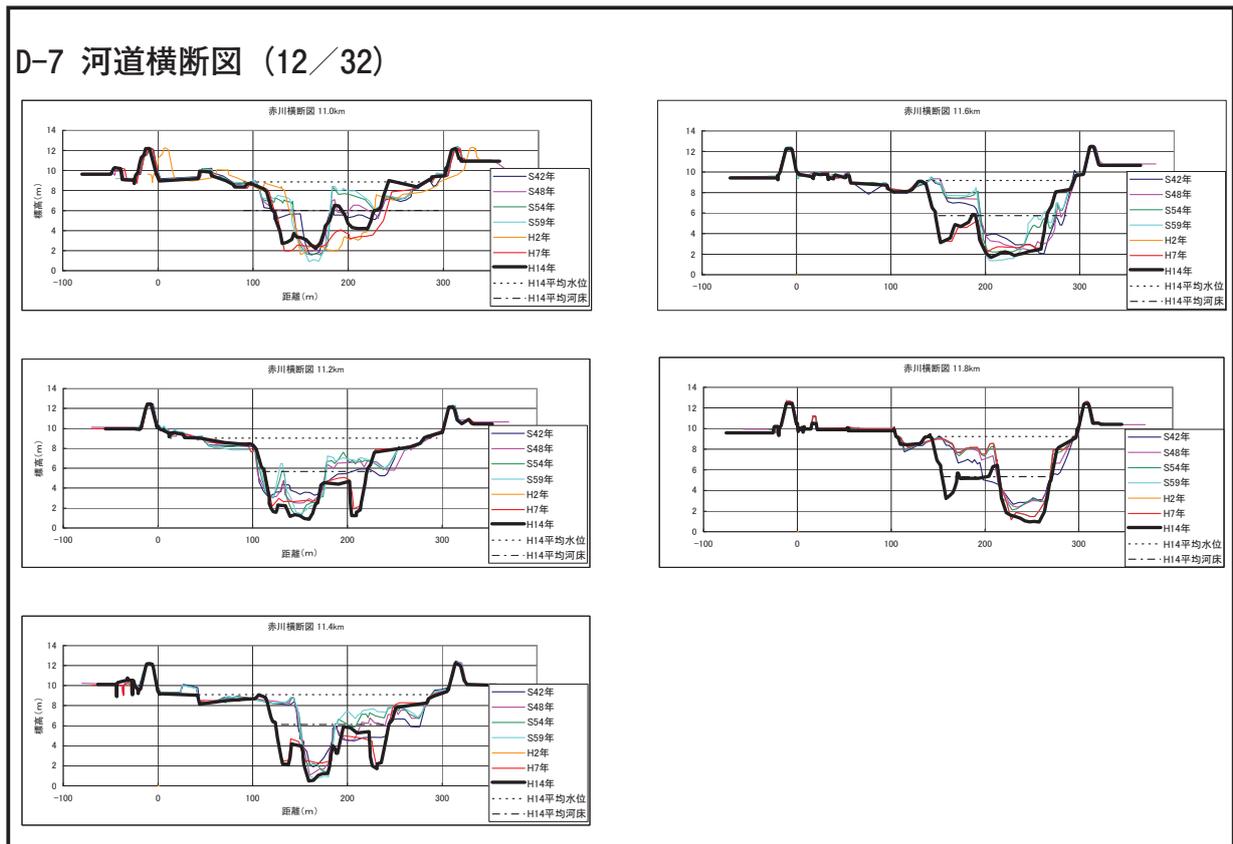


図 4.1 河道特性情報集作成例 (1 次情報)

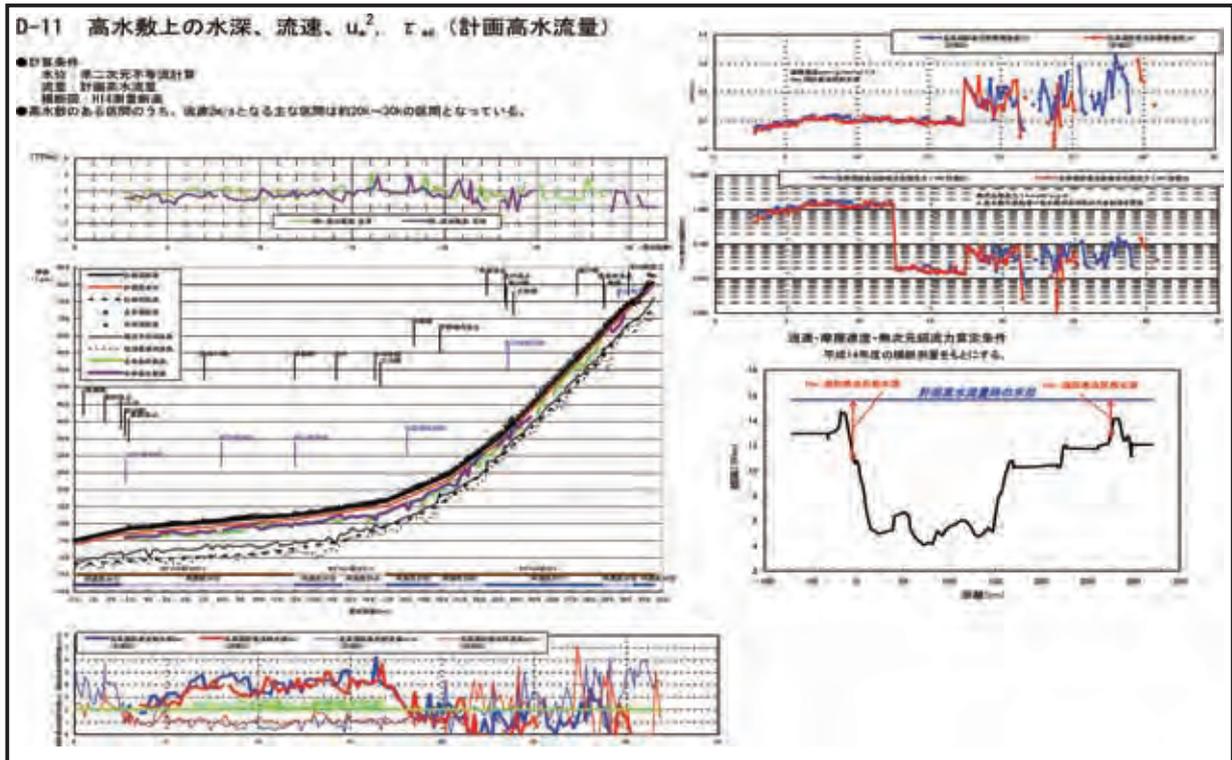


図 4.2 河道特性情報集作成例 (2次情報)

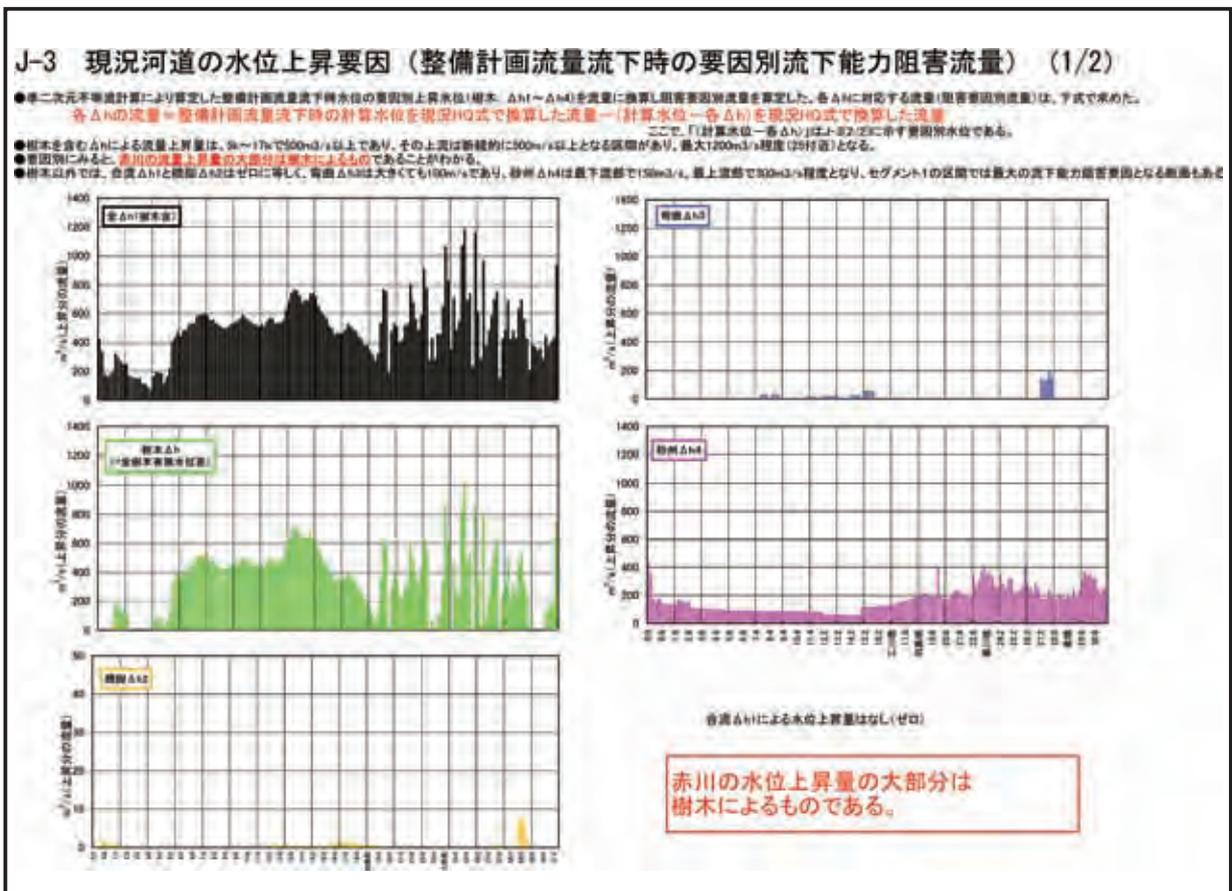


図 4.3 河道特性情報集作成例 (3次情報)

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・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U_c、τ_{*c})</p> <p>D-6* 低水路内の水深、流速、U_c、τ_{*c}、B/H_m、H_m/d_b(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、U_c、τ_{*c}(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、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h_s、侵食幅b、平均水深m、$b/hm=\alpha$、$h_s/hm=\beta$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 樋管、樋門等の操作要領・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(工実流配図、堤防断面、計画縦断面図)</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 水害・地盤液化予測地形分類図</p> <p>M-4 断面情報</p>	

初稿執筆者

小林雄介	2.2
佐々木博章	4.3
柴田邦善	2.2
新清晃	3.3
鈴木克尚	2.2, 2.5, 2.7.8
田中成尚	2.7.1
中村彰吾	6章
福田朝生	2.2 (メモ)
本多信二	2.7.7
山内豊	3.4
山本晃一	1章, 2.1 ~ 2.4, 2.6, 2.7.1 ~ 2.7.5, 3.5, 4章, 5章, 7章
和田健一	2.7.6, 3.5

編集

山本晃一

校正

山本晃一, 鈴木克尚

討議等 ⇒参考資料2 河川塾高等科議事録

現地調査・資料整理

鬼怒川：山本, 新清, 鈴木, 田中, 中村

多摩川：山本, 佐々木, 柴田, 鈴木, 中村, 本多, 山本(嘉), 横山

荒川：山本

利根川：山本, 鈴木, 横山

江戸川：山本, 柴田, 鈴木, 横山

養老川：山本, 柴田, 鈴木, 中村, 横山, 山本(嘉)

雄物川：H20年河川塾初等科塾生, 山本

富士川：山本, 鈴木

久著呂川：和田

庄内川：本多

庄川：H21年河川塾初等科塾生, 山本, 鈴木

鐺川：山本, 横山, 佐々木, 柴田, 鈴木, 山本(嘉)

河川塾高等科(執筆者以外)

井内拓馬, 江幡禎則, 大手俊治, 妹尾泰史, 中村哲己, 山本嘉昭, 横山博保

おわりに

私は、沖積河川において粘性土・軟岩の露出している河川があることを承知していたが、それらを特殊性として取り扱ってきた。1979～1980年に個別河道特性調査を本格的に実施した荒川河道は、大正期以降、氾濫原（後背湿地）を掘削して整備した河道であり、その大部分は粘性土河道であったにもかかわらずである。刷り込まれた概念・理論の慣性力は大きい。

2008～2009年に行った鬼怒川の環境・河道特性調査を通して、沖積河川において粘性土・軟岩の露出はそれを特殊性として見るのではなく、沖積河川の河道特性として一般化（普遍化）しなければならないと強く感じた。また過去に行った技術的検討において粘性土・軟岩の露出を考慮せざるを得なかった事例を思い出した。そこで、河川塾高等科の研究課題として、それらを再整理すると同時に新たに現地実態調査を加え、さらに関連情報の収集・整理を行い、理論化・技術化を試みた。

本検討に当たり、地質学関係の書籍を読み、地質学の進歩に感動を覚えた。時間標識を持った地史として記述されるようになっていた。

また、ノルマでない仕事を行う構成員集団が行う研究における個々の参加者の研究に対する意義性・意欲とは何か、について感じる（得る）ものがあつた。

研究内容の精緻化、経験的事実の収集と分析、粘性土・軟岩の物性値と侵食形態の関係の詰めを河川塾という組織形態で行うのは無理である。人的資源、実験設備を持つ組織とその連合体が、研究資金を得て実施すべきである。

最後に、営々と続けられた河川管理のための情報生産の継続性とそのストックを、私達、河川に関わるものの誇りとし、また感謝したい。行政行為として行われた河川縦横断測量結果、流量観測資料、河床材料調査資料等がなければ、本研究は在り得ませんでした。

山本晃一

河川環境総合研究所資料 第29号

平成22年11月編集・発行

ISSN 1347-751X

河道特性に及ぼす粘性土・軟岩の影響と河川技術

編集・発行 財団法人 河川環境管理財団 河川環境総合研究所

〒103-0001 東京都中央区日本橋小伝馬町11-9

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

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

印刷・製本 西印刷株式会社

〒102-0093 千代田区平河町1-4-15

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

