

企画部長

土研資料第1459号

17

土 木 研 究 所 資 料

牧田川床止群模型実験報告書

昭和 54 年 3 月

建設省土木研究所
河 川 研 究 室
篠 崎 試 験 所

は　じ　め　に

木曽川水系牧田川は流域面積 350 km²、幹川流路延長 50 km、直轄区間 16 km、計画高水流量 1,400 m³/s の規模の河川であり、杭瀬川と合流した後揖斐川の 30 km 地点に合流する。かつての牧田川上流域は活発に流送土砂が生産され、長年にわたる流砂の堆積作用により現在の直轄上流端付近を扇頂部とし、10 km 付近を扇端部とする典型的な扇状地が形成された。近世になり輪中堤から連続堤に変わって以降、以前の扇面が流れに削られ扇端部の下流に堆積された。その結果、堤内地盤高と比較し、11 km より上流は河床高は低下し、その下流では上昇しているため天井川となっている。その後かつて扇面に存在した南派川が締切られ、昭和の初期、流出土砂対策と河道固定等を目的とし、23 基に及ぶ床止工群が施工された。戦後、岐阜県等による本格的な砂防工事の堆進により土砂生産活動は安定し、河道縦断形状は新たな条件下における平衡状態に向け変化しだした。近年になって、床止工の老朽化に加え、新たな縦断形への変化に伴ない、洪水のたびに床止工群は被災するようになりだした。いっぽう、牧田川沿川は中部圏のベッドタウンとして都市化が進行し、資産及び人口密度が高まりつつあり、越水・破堤した場合の被害額は膨大なものになるだろう。

木曽川上流工事事務所は、以上のような状況を考慮した牧田川の河道改修を計画するに至った。本報告書は改修計画策定作業の一環として、中部地方建設局の依頼を受け昭和 50～53 年度にわたり、当土木研究所が行った諸調査結果をまとめたものである。これらの調査は、主として木曽川上流工事事務所の手をわずらわし収集した基礎資料の解析、解析結果に基づく計画河道設計条件の設定、水理的問題点の多いかつての扇面部の模型実験、河川構造物及び河道全体にわたる一般的設計よりなる。基礎資料の収集解析は昭和 50・51 年度に、全体模型製作は 51 年度に、全体及び抽出模型実験は 52・53 年度に行い、その解析及び考察と全体のとりまとめを 53 年度に実施した。これらの作業に従事した当研究所の要員は下記のとおりである。

河川研究室長	須	賀	堯	三
	西	田	祥	文
篠崎試験所長	藤	本		成
	伊	藤	雄	二

目 次

第 1 章	序 説	1
第 1 節	地 形 と 地 質	2
第 2 節	河道の変遷と水害	7
第 3 節	山地崩壊と砂防事業	28
第 4 節	現況河道と問題点検討の方針	33
第 2 章	河道特性と設計条件	38
第 1 節	河床及び河道構成材料	38
第 2 節	空中写真に見る河道特性	41
第 3 節	平均河床高経年変化	45
第 4 節	床止工の履歴	48
第 5 節	河道設計条件	49
第 3 章	現状河道模型実験	54
第 1 節	実験方法と実験概要	54
第 2 節	相似則と検証実験	56
第 3 節	現況河道の流れ	62
第 4 節	過渡的河道実験	68
第 4 章	計画河道の検討	77
第 1 節	改修案の机上検討	77
第 2 節	床上工方式改修案	78
第 3 節	非床止工方式改修案	89
第 4 節	両方式の比較	97
第 5 章	各種構造物の設計	100
第 1 節	床止工の水理的設計	100
第 2 節	直轄上流端の処理	103
第 3 節	高水敷側方浸食防止工	107
第 6 章	結 語	110
第 1 節	改修に関する一般事項	110
第 2 節	直轄区間上流部改修の考え方	112
第 3 節	各改修方式河道案と流れの特徴	113
第 4 節	各種構造物の設計	114
第 5 節	現状河道実験	115

圖 索 引	III
表 索 引	V
寫 真 索 引	VI
資 料 編 索 引	VII

図 索 引

図－1.1	上流域概要図	4
図－1.2	上流域地質図	5
図－1.3	上流域林相図	7
図－1.4	木曾三川流路変遷図	8
図－1.5 a)	美濃国郡県人跡路程図説(1706年)	9
図－1.5 b)	濃州・勢川・尾州・木蘇・長良・伊尾之川々改修設計元図(1740年)	10
図－1.5 c)	木曾川・長良川・伊尾川流域上流・下流周辺元図(1790年)	11
図－1.5 d)	濃州・勢州・尾州国境色別地図(1807年)	12
図－1.5 e)	木曾・長良・揖斐三川改修計画図	13
図－1.5 f)	木曾・長良・揖斐三川改修竣功図	14
図－1.6 a)	明治流路図	17
図－1.6 b)	大正時代平面図	21
図－1.6 c)	昭和中期平面図	23
図－1.7	ブロック別水害経歴図(江戸時代以前)	27
図－1.8	河床材料特性図	31
図－1.9	降水記録図	35
図－1.10	現況河道特性図	36
図－1.11	調査流れ図	37
図－2.1	地質柱状図	39
図－2.2	河床材料特性図	40
図－2.3	実績洪水時河床形態分類図	44
図－2.4	蛇行波長～河巾相関	45
図－2.5	横断別平均河床高経年変化図	46
図－2.6	H-Q経年変化図	47
図－2.7	床止工の履歴調査図	48
図－2.8	区間別河床低下量比較図	51
図－3.1	水位縦断図(現状河道)	59
図－3.2	河床形態～抵抗係数相関図	60
図－3.3	各床止工堰上げ量	62
図－3.4	流況平面図	65
図－3.5	過渡的河道水位比較縦断図	69
図－3.6	各実験平均河床変化高比較図	72

図-4.1	床止方式検討河床縦断比較図	80
図-4.2	床止方式改修計画河道縦断図	84
図-4.3	床止方式改修案河床図	85
図-4.4	非床止方式改修案水位等縦断図	93
図-4.5	非床止方式改修案河床図	95
図-4.6	両河道案比較図	97
図-4.7	低水路両岸河床変化比較図	98
図-5.1	湾曲部床止工概要図	103
図-5.2	落差工定義図	104
図-5.3	$h_2 \sim \Delta x$ 相関図	105
図-5.4	落差工周辺の流速・河床変化図	106
図-5.5	落差工概要図	107
図-5.6	水制概要図	109
図-6.1	単位巾流量・河床材料粒径相関図	111

表 索 引

表－1.1	地 質 年 代 表	3
表－1.2	養老山麓災害年表	5
表－1.3	崩壊諸量一覧表	29
表－1.4	地質別崩壊分類表	30
表－1.5	砂防計画諸量	33
表－1.6	雨 量 記 録 表	34
表－2.1	入手空中写真一覧表	41
表－2.2	主要洪水最高流量表	50
表－2.3	扇状地河川における災害形態の分類	52
表－3.1	全体模型実験ケース一覧表	55
表－3.2	諸物理量縮尺比率表（フルード法則）	56
表－3.3	実験粗度係数表	60
表－3.4	流砂現象の相似性	61
表－3.5	移動床実験縮尺表	62
表－4.1	計画河道の相似性	77
表－4.2	計画河道の水理的設計	79
表－4.3	床止方式改修計画河道諸元表	83
表－4.4	床止方式改修河道検討結果表	88
表－4.5	非床止方式改修河道検討結果表	90
表－5.1	現状床止工天端縦断勾配表	100

写 真 索 引

写真－ 1. 1	牧田川上流部全景	1
写真－ 3. 1	床止工付近の流れ	6 3
写真－ 3. 2	床止工周辺の局所洗掘 1)	6 3
写真－ 3. 3	床止工周辺の局所洗掘 2)	6 4
写真－ 3. 4	床止工上流側の局所洗掘	6 4
写真－ 3. 5	工事中出水実験	7 0
写真－ 3. 6	第 11 号床止工付近の河床状況	7 0
写真－ 3. 7	素掘河道の側方浸食	7 0
写真－ 3. 8	河床低下実験流況写真	7 1
写真－ 3. 9	第 11 号床止工下流の河床低下	7 3
写真－ 3. 10	護床工の効果	7 4
写真－ 3. 11	床止工袖部周辺の局所洗掘	7 5
写真－ 4. 1	床止工の埋設	8 1
写真－ 4. 2	4－3 実験の流れ	8 2
写真－ 4. 3	水制の効果	8 7
写真－ 4. 4	床止工がない場合の砂礫堆	9 1
写真－ 4. 5	床止工がない場合の水筋の固定	9 1
写真－ 4. 6	非床止方式改修河道案の流れと河床	9 2
写真－ 5. 1	床止工抽出予備実験の結果	10 1
写真－ 5. 2	床止工水理的設計結果	10 2
写真－ 5. 3	落築工の流況と河床	10 6
写真－ 5. 4	水制工の効果	10 9

資 料 索 引

資料－1.1	牧田川水害記録（江戸時代－1867年－以前）	117
資料－1.2	崩壊総括表	120
資料－1.2 a)	溪流別崩壊調書	120
b)	地質別崩壊調書	121
資料－1.3	上流域河床材料粒度調査表	122
資料－2.1	災害復旧設計説明	124
資料－2.2	区間別土砂収支計算表	129
資料－3.1	計画高水波形	130
資料－3.2	実験用河床材料粒度分布図	130

第 1 章 序 説

牧田川は、その源を岐阜県養老郡上石津村の標高815mの三国岳に発し、揖斐川の27.5km付近に合流する河川である。流域面積は山地部が223km²(64%)・平地部が124km²(36%)の合計347km²で、直轄最上流端の広瀬橋で182.8km、幹川流路延長約48km、大臣管理区間15.8km、想定氾濫面積51km²・灌漑面積101km²規模である。揖斐川合流点より約7.5km上流の鳥江における計画高水流量改訂の変遷は、次のように記録されている。明治20年に834m³/sが最初に樹立され、昭和24年に850m³/sに同40年に1,500m³/sに改訂され、同43年に基本高水流量2,100m³/s・計画高水流量1,900m³/sに設定され現在に至っている。ただし、鳥江地点は抗瀬川の合流量を含んでおり、牧田川だけの現流量規模は広瀬橋において基本高水流量1,600m³/s・計画高水流量1,400m³/sとなっている。この間、主要洪水として鳥江地点において、昭和28年9月25日の台風13号による1,050m³/s、同34年9月の1,020m³/s及び同36年の660m³/s等が記録されている。計画河床勾配は1/160~1/2,800、計画高水勾配は1/170~1/2,400とかなり急勾配となっている。鳥江における河幅は約140m、計画高水位はT.P10.25m、計画堤防天端幅は5.5~7.0m、余裕高は1.5~2.0m、表法勾配1:2・裏法勾配1:2~1:2.5が計画の概要である。鳥江より下流の改修は大正10年に着手され、上流区間については昭和28年に直轄区間となった。上流流域は砂岩及び頁岩等からなり、土砂生産活動が極めて旺盛なことから、河床勾配が急なため昭和初期に23基に及ぶ



写真-1.1 牧田川上流部全景

第4号府止工(9.5km)付近より上流第21号床止工(150km)付近を望む。写真右は名神高速道路。橋梁は手前より高田橋・多芸橋、写真は昭和48年10月出水時。

床止工群（写真－1.1 参照）が施工された。連続堤及び床止工群の完成に伴い河床が上昇し天井川となる一方、床止工群の老朽化により毎年のように災害を受けるといったような問題点をかゝえている。

牧田川の河道改修計画策定・床止工の設計等の諸課題を検討するにあたり、本章ではすでにふれた現況河道の実態と特性に加え、河道変遷の過程とそれらの河道に作用し現況河道を形成した自然条件等について調査し、現在同河川が置かれている環境等について把握した。そして、中部地方建設局から提起されている諸課題を追求するため、問題点を整理して検討した方針についてふれることにする。

第1節 地形と地質¹⁾²⁾³⁾

日本列島の前身に相当する古日本は約3億5千万年前の古生代デボン紀に、現在よりも温かくそして浅かった海中において、粘板岩や砂岩等の地層により形成されたといわれている。その後、1億3千万年程度経過した古生代二畳紀の時代に、「古日本」は地殻変動のため海上に姿をあらわした。この当時の「日本列島」は動植物の分布状態により、アジア大陸と陸続きであったことが確認されている。アジア大陸の東端に位置していた当時の「日本列島」は、再び生じた地殻により中生代白亜紀に大変動に見まれ、さらに約2千万年前の新生代第三紀の中新世時代に大巾に地盤が沈降したといわれている。

これらの地殻変動後の現濃尾平野の大部分は海中にあり、海岸線は犬山・一宮付近にまで達し、伊那盆地にまでも深く入り込んでいたことが地層の分布と海中生物の化石により認められている。この当時の気候は亜熱帯なみで雨量も現在よりはるかに多く、中部山地は数千万年にも及ぶ長期間の浸食をうけ起伏の小さな高原であった。ところが、千数百万年前の鮮新世に入る頃地盤が再び隆起しはじめ、海岸線は現在のそれとほぼ大差のない付近まで後退したと見られている。しかし、現在の濃尾平野は「古東海湖」の底にあり瀬戸・坂下・犬山・岐阜・大垣・津付近まで湖岸は達し、四日市・名古屋及び多治見等はもちろん湖底であった。地盤隆起以前の起伏の小さい高原は上昇のため、再び旺盛な浸食をうけ大量の土砂を生産し「古東海湖」に堆積した。このような浸食・堆積作用を約千万年うけた後、最近百万年の間に4回あったといわれる氷河期をむかえた。氷河期には海面が約100mも低下したため、その都度浸食と堆積作用が激しくなり、木曾三川の押し出す土砂により「古東海湖」は湖底が上昇し、湿原から沖積平野へと変化してきたと見られている。

なお、これらの地質年代の理解を得るため、表－1.1に地質年代表を示した。

1) 地形

濃尾平野の中央には東から木曾川・長良川及び揖斐川のいわゆる木曾三川が南流し、平野の西には伊吹山地・養老山地が、東側には美濃山地が広がっている。揖斐川に合流する牧田川の上流域は、地形上概ね鈴鹿山脈北端部に位置する霊仙山地及び東部の養老山地とこの両山地にはさまれる多良盆地、北部は相川を置いて伊吹山地に区分できる。伊吹山地のうち独立した山頂を持つ池田山（923.9m）、その南に位置する南宮山（419.2m）及び養老山地は東側がそご断層状の形状を示し、この三つの山地もかつては一続きのものであった時代がある。その後の隆起運動の過程で中央北寄りに東西方向、北西－南西方向に走る二つの断層運動が

1) 牧田川流域崩壊調査書 岐阜県土木部砂防課 昭和31年3月

2) 土地条件調査報告書（中京地域）昭和43年3月 建設省国土地理院

3) 木曾川 建設省木曾川上流工事事務所（朝日新聞特集記事）

表-1.1 地 質 年 代 表

編 年	代	紀	世	北 欧 先史区分	本 州 先史時代							
一千年	新 代	第 四 紀	沖 積 世	青銅器時代	縄文末期							
一万年					新石器時代	縄文後期						
				旧石器時代		縄文中期						
						縄文前期						
十万年			生	洪 積 世		縄文早期						
百万年						鮮 新 世	中 新 世					
千万年									漸 新 世			
											始 新 生	
							白 亜 紀					
	ジュラ 紀											
	三 疊 紀											
古 生 代	二 疊 紀											
	石 炭 紀											
	デ ボ ン 紀											
	シルル 期											
	オルドビス 紀											
	カンブリア 紀											
	十億年	地球誕生（4.5 億年）										

あり、南宮山地に相当する部分の隆起量が相対的に小となり、現在の地形の原型が形成されたものと判断される。養老山地は東側山麓に断層末断面が残り、断層崖の開析は壮年期に達している。この他にもほぼ東～西と南々西～北々東に走る数本の断層線があるが、地形に現れた線状構造と合致するものは東側の大断層以外にはない。霊仙及び養老山地は古成代・デボン紀における土質よりなり、養老山地は老年期の地形を呈した後、第四紀に入ってから地殻運動をうけ東西両側に断層を起し、西に傾斜しつつ隆起した。養老山地の東側には約40の谷があるが氾濫の記録が少なく、わずか養老郡史に6回にわたる溪流氾濫や山崩れが記され、大垣藩の林政も「留山」「鞘山」等の制度を設け伐木を禁じ、林目保護により山地崩壊を防ぐ努力をしている。

一方、牧田川の流域になる北部の西側では山地崩壊は多く、この点については後述する。伊吹山地より流出し本川に合流する支川は藤古川だけであるが、霊仙及び養老山地を水源とする支川や溪谷は多数ある。その概要を図-1.1に示した。両山塊の間隔は東西に約12kmを有し、霊仙山地の東側斜面はやや急であり、養老山地西側斜面は比較的緩傾斜となっている。両山地にはさまれる多良盆地は、主として凝結不十分な第三紀鮮新世及び第四期洪積世時代の礫・砂及び粘土等の地層からなり、ほぼ海拔350m以下の丘陵地または台地を形成し、南北に伸びる溪谷状盆地を呈する。一般に、溪谷は山脈の主脈に並行な南北系を示すものと本川の北流流路に直交する東西系を示すものが認められ、図-1.1にはあらわしきっていないが特に後者が多い。溪谷の中には断層線に沿って開析された断層谷と判断されるものも存在する。揖斐川合流点まで含めた全流域の平均標高は400m弱で、上流流域における山腹平均傾斜角は約21度であり、最急斜面は大持谷の28度35分である。

養老山地の東側山麓の扇状地の傾斜面はかなり急であり、志津谷以北では隣接するものと互いに複合している。堆積地形面の時代区分はあまり明瞭でない。これは、各河谷の作る地形単位が小さく変化に富んでいること、盛んな堆積作用により古い地形が埋没し露頭が少いこと、各河谷が必ずしも時代的に一様な堆積や浸食を繰返しているとは限らないこと等

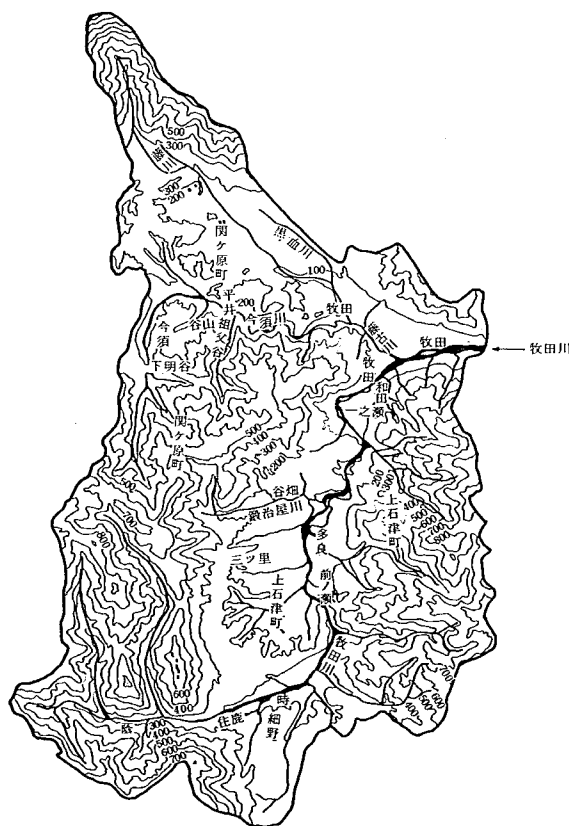


図-1.1 上流域概要図

から、面的連続性の追跡が困難なためである。これらの堆積地形は溪口部における氾濫や土石流の繰返しによって形成されたものである。「養老郡史」によれば表一 1.2 に示すような年に、崩壊及び溪口氾濫等があったことを記録し、津屋・志津等の集落が度々の洪水災害から逃れるため、扇頂部から扇端部へ移動したこと等をしたためている。牧田川扇状地は養老山地と狭谷部を頂点として北東から東南方向に広がる緩扇状地で、扇端部は養老町室原・飯積・ロケ島を連ねる線である。扇頂は約 25m・扇端は北部で 8 m、南部で 4 m の高度をもち、平均傾斜勾配は現牧田川河道で約 200 分の 1、東北方向には 170 分の 1 である。牧田川河床は扇状地面より 2 ～ 3 m 程度高い天井川である。また、養老山麓と接する部分には、扇状地堆積物の及ばなかった後背低地的性格を示す幅 500m 程度、深さ 1 ～ 2 m のやや不明確な浅い谷状の地形が存在する。扇状地面状の中央から南部にかけて、河道に沿う一般面より 0.5～1.0m 程度高い微高地がある。この微高地は氾濫平野の自然堤防と同じ成因によるものである。

2) 地 質

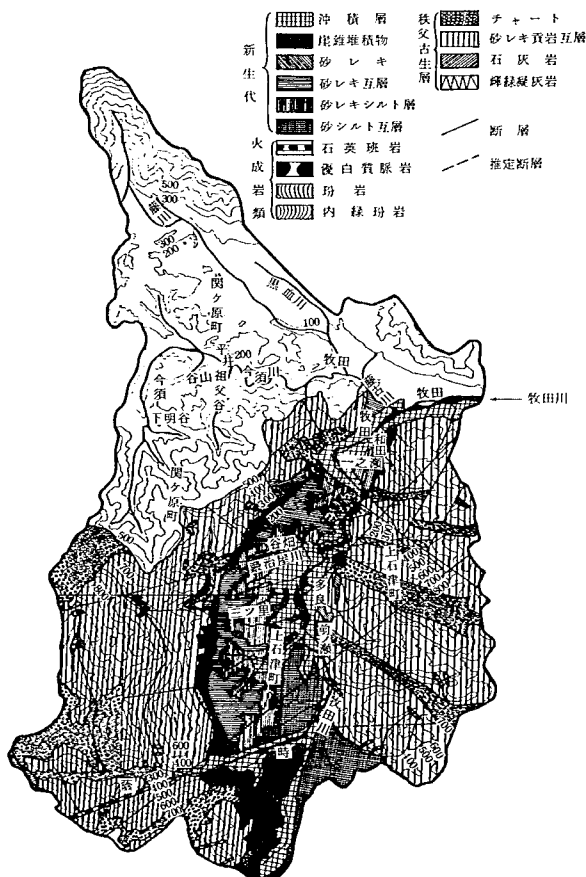
本流域を構成する地質は主として秩父古生層、中生代または新生代の火成岩類、一部第三系中新統の地層及び洪積層等から成っている。秩父古生層は霊仙及び養老山地に広く分布し、所々に火成岩類の岩脈の小露頭が見られる。第三系中新統及び洪積層は、養老山地の傾動地塊が霊仙山地塊と断層によって生じている中間の凹所を埋め、多良盆地地区を構成している。その概要を図一 1.2 に示した。

古成層は二畳紀の砂岩・チャート・頁岩・石灰岩及び輝緑凝灰岩等からなり、砂岩・チャート及び頁岩が多く、石灰岩及び輝緑凝灰岩は極めて少ない。砂岩は一般に硬砂岩と呼ばれるもので概して風化されやすく、黄褐色ないし茶褐色を呈するに至り岩質軟弱となる。頁岩は砂岩

表一 1.2 養老山麓災害年表

1596年	寛長元年
1650年	慶安元年
1719年	享保4年
1756年	宝暦6年
1779年	安永8年
1782年	天明2年

養老郡史より



図一 1.2 上流域地質図

と多くの場合薄く互層し、幾里谷入口付近では独立の厚層を呈する部分もある。頁岩の風化を受けない部分は黒色を呈し、薄く層理面の発達認められる。チャートは一般に多数の厚さ数cm程度の単位薄板状に分れ、いわゆる板状チャートを成し、しばしば著しい層間褶曲構造を呈している所がある。チャートは白・緑・灰・黒及び赤色等の雑多な色彩を示し、化学的に最も安定した珪酸を主成分としているため岩質堅硬・均質で、風化に対しても強くしばしば突出した露岩となっている場合がある。石灰岩は青灰・灰及び黒灰色で、均質で塊状を呈する。青灰及び灰色の石灰岩は化石を多く含有するが、黒灰色のものはほとんど含まない。本岩は輝緑凝灰岩と接する所に、しばしば偽角礫石灰岩を挟有する。輝緑凝灰岩の1種類は火山碎屑性のいわゆるシャールスタインと呼ばれるもので、他の1種類は塊状のいわゆるスピライト称せられる変質玄武岩である。前者は一般に層理を呈し所々に厚さ10m内外の石灰岩レンズを挟有し、非露出面では緑褐色を呈している。後者は苦鉄質鉱物が自変成し緑泥石化し、この中には沈状熔岩の構造を示しているものがある。上記各種岩石の中には例えばチャートと頁岩の漸移帯における珪質頁岩、頁岩中の凝灰質頁岩、チャート中の珪質凝灰岩のように各々の中間的性質を示すものが存在するが、図-1.2ではそれぞれの主要成分に従い区分した。

火成岩類は古生層を貫いて、玢岩・閃緑玢岩・優白質脈岩及び石英斑岩等の岩脈がある。玢岩は斜長石及び緑泥石から成り濃緑色を呈し、比較的細粒質塊状の脈岩で巾は10m以下で、古成層の岩石同様の褶曲作用を受けている。閃緑玢岩は珪酸分の比較的少ない中性岩脈であり、玢岩よりも粗粒質で構成鉱物は肉眼で観察される。角閃石・中性斜長石等からなり、角閃石は1cm程度の針状の形を示す。この岩脈も極めて小規模なもので岩脈の貫入により、地質・構造に変化を来したような形跡は認められないが、砂岩層の節理が一層顕著に発達した影響を観察できる所がある。優白質脈岩はほとんど長石類から成る白色塊状岩で、有色鉱物を含んでいない。本岩は佐古佐川の二之枝より奥に入った所に、巾10m余りの岩脈として現われているに過ぎない。石英斑岩は巾10m内外の極めて長く続く岩脈として発達し、一般に地表に露出しているも風化に強い。この岩脈も貫入によって、本流域の地質構造に著しい影響を及ぼした形跡は認められない。

第三系は礫層・砂層及びシルト層から成る堆積物で、下部にはシルト層がよく発達し厚さ数mの単位で砂層と互層をなしている。上に行くに従い礫層を挟むようになり、上部では礫層が卓越してくる。平面的に見れば、下部のシルト層が多い部分は南部地域に見られ、漸次粗粒になる部分は多良から一之瀬にかけての中央及び北部地域に多い。シルト層は主に青灰色を示し、時には有粒物を含んだ黒色の所もあり、中部地域では灰白色の凝灰質堆積物を挟有している。礫は砂岩・チャート及び頁岩等の順に古成層のものが多く、礫の多くは比較的円磨されている。上部の礫層は径が大きく、あまり分級されておらずかつ円磨度も低い。第三系の地表面は極めて緩く西に傾斜しており、古成層からなる養老傾動地塊が、第三系の堆積後も傾動しているものと判断される。多良部落東方の東山・上原・前ヶ瀬等においては厚い砂礫層から成る河岸段丘の洪積層が見られ、他の場所ではそれほど厚くはない。牧田川や沢谷等の低地には沖積層が分布し、山麓に沿って崖錐性堆積物が古成層・第三系及び洪積層をおおって厚く分布する。第三系の礫は水蝕を受け円礫ないし曲角礫で礫層に水成の層理が認められるのに対し、崖堆は角礫だけから成り水を媒介に堆積したものでなく、背後の古成層の崩壊堆積物と見られる。

霊仙山地を構成する古成層は各所に石灰岩層を挟有し、その石灰岩からは数種の紡錘虫化石が発見されて

いるが、養老山地の古成層には石灰岩が極めて少なくまた石灰岩中にも化石は見い出されていない。しかし、両者の岩相が類似する点等からはほぼ同時代の地質と見られ、古成代二疊系の秩父古成層と判断されている。次に、第三系は地質時代決定に役立つ化石が見い出せないため、確定的にその時代を知ることが出来ないが、種々な地質学的条件から判断して多分新第三紀最後の鮮新世に該当するものと思われる。

3) 林 相

牧田川上流域の林相は植物帯上北部ないし暖帯南部に属し、その分布内容は高所においては杉・桧及び赤松等が主で、低くなるに従い小櫟・シデ等を含む雑木が多くなって来る。したがって、高所を中心とした針葉樹の占有面積は約 17 km² (16%)、低所を主とした広葉樹の占有面積は 85 km² (77%)、混合樹占有面積は約 8 km² (7%) となっている。戦後の木材需要に伴い一時的には過伐された時期もあったが、官行造林地も多く植生の繁茂状態はよく林相の施業内容も安定している。特に、三又谷及び佐谷等では杉・桧等の人工造林が行われ、時山地内・幾里谷及び藪谷流域では皆伐され、下流部の佐古佐川・花瀬谷及び大持谷流域は択伐されている。一般に、伐期は 20~30 年程度となっている。林相の理想形といわれている極盛相に達するには施業計画に伴う樹種の交代が早すぎ、ほど遠く、林相は良好でありながら土砂の流出や浸食状況は好ましいとはいえない。なお、上流域の林相を図-1.3 に示した。

第2節 河道の変遷と水害

木曽三川の河道の変遷過程は極めて激しく、ここ 10 世紀にも満たない期間に河道変遷は数十ヶ所も認められる。流路の変遷がこれほど激しい河川は我国においては、他に利根川の中流部だけといわれている。木曽三川上流域の山地は古成層よりなり、標高 1,000~3,000m でかなりの量の土砂を生産する。しかも、三川上流域は年間降雨量 3,000mm にも達する日本有数の多雨地帯である。ところが、各河川とも河口から 40 km 程度の標高は 10m 程度で典型的な扇状地を形成し、流路が固定されていなかった時代には堆積土砂のため、文字通り洪水ごとに河道が変遷していたものと考えられる。

岐阜県災異誌年表によれば木曽三川に

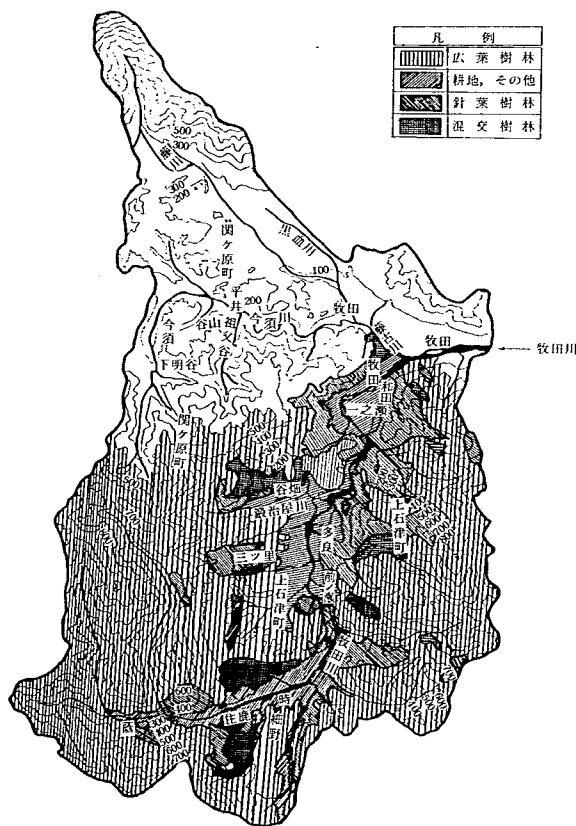


図-1.3 上流域林相図

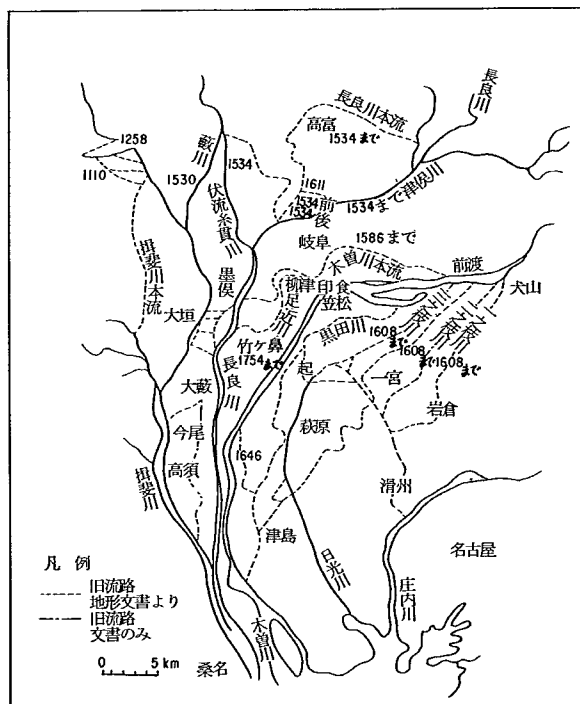
よる水害は、かなり精度高く記録されだしたと見られる19世紀で年平均2.3回、三川分流以後から昭和39年までの54年間で年3.1回、今世紀に入ってから64年間で年3.0回と記録されている。また、別の記録によれば江戸時代、輪中の破堤を伴った大きな水害は年平均1.3回だったといわれている。

牧田川河道の変遷を見る前に、合流する掛斐川の牧田川合流点付近の変遷について若干見ておく。掛斐川はかつて杭瀬川と称し、現在の掛斐川町北方において分流し同町三輪において再び合流し、池田町杉野付近より杭瀬川筋をたどり、牧田川を合せ今尾を経ておおむね現在の流路を流れた。この時期は平安朝時代の末期で1020年頃であり、したがって杭瀬川をた掛斐川の主流であった。しかし、1257～1258年（正嘉年間）の洪水により掛斐川町地先で流路をかえ、さらに1530年（享禄3年）の洪水により在来の流路を離れて東方に移るとともに、現根尾川の藪川は西方に移って掛斐川となり、現河道に近い流路となった。以上の木曾三川の主な流路の変遷を図一1.4に示した。

1) 古 地 図

江戸時代の初期から中期にかけ、商品（荷物）の京都－江戸間の陸路の一部として琵琶湖－米原－醒井－関ヶ原－牧田一名古屋・桑名のコースがとられた。この当時の濃州三みなとと称せられていたのが、鳥江・栗笠・船付であり非常に繁栄していた模様である。しかし、牧田川の河床上昇に伴い、大垣の川みなどの誕生と繁栄、牧田川筋の三みなとの衰退となっていた。この過程で尾張藩は1735年（享保20年）に「他領内の新湊（大垣）經由禁止」の禁令を最初に出している。河床上昇は牧田川上流から輸送される土砂が、杭瀬川との合流後緩勾配になるため、掃流力が減少し堆積されたものと判断できる。杭瀬川はかつては掛斐川の主流であり、その時代は牧田川合流点付近でも大きな掃流力を出水時には有していたが、1530年頃の掛斐川流路の変遷に伴い杭瀬川への流入量、従って掃流力が低下したためである。もちろん、牧田川上流域の土砂生産量及び河道内堆積量、ならびに出水頻度や出水量等の要素を考慮しなければならないが、約200年間における河床変化に伴う川みなどの機能の低下は興味深いことである。

この地方は東西交通の要路であり、かついづれの時代でも歴史の表舞台であった事等から、現存する古地図は多数にのぼる。最古の古地図は養老年間（717～723年）のものがあるが信頼性に乏しく、次に伊勢神



図一 1.4 木曾三川流路変遷図

宮と円覚寺の勢力争いに端を発し、1338年頃（足利時代）に作成され円覚寺所蔵の「富田荘古地図」がある。一般に、測量技術が発達していない時代の絵図は、河川形状はもちろん距離や地形の位置関係についても精度という点で難点はあるが、その時代の河道を知る上で欠くことのできない重要な資料の一つである。以下、木曽川上流工事事務所が入手している⁴⁾古地図のうち、牧田川に焦点を合せた部分を図-1.5に示した。

a) 美濃国郡県人跡路程図説

図-1.5a)に示した古地図は1706年（宝永丙戌三年判）のいわば道路図である。この時代の東西間の通路は慶長6年（1601年）に正式に決められた東海道53次の本コースとして、宮（現名古屋市熱田区神戸町）～桑名間の約28kmの海上が設定されていた。ま



図-1.5 a) 美濃国郡県人跡路程図説（1706年）

た7里の渡しとは別に四日市に直行する十里の渡しもあり、このコースは鈴鹿越えであった。しかし、海上コースは安全性が低く、また参勤交代等の大規模の通行には用を足さないため、7世紀なかばの大化の改新当時から基本的には開拓されていた中山道（東海道）美濃路が用いられていた。このコースが図-1.5 a)の左上に示す今須-関ヶ原-垂井-赤坂から、右中段の「東海道起へ出……」である。また、この当時九里半回しと称した醒井-関ヶ原-牧田-沢田-高田の陸路を経、鳥江・栗笠・船村の濃州三みなどと称した川みなどに至る道路もあらわれている。a)図は道路図であるため、河川に対する精度にそれほど神経を注いでいるとは思えないが、掛斐川から分派した杭瀬川は途中で現相川を合わせ牧田川に合流している。この当時の杭瀬川を称した「クセ川」（久瀬川）の名前も見られる。また、現在の水門川等は直接掛斐川に合流し、色目川及び小畑川等は相川とは別に牧田川に合流し、さらに現在の金草川らしきものは見当らず、現五日市川に相当する牧田川の派川が認められる。そして、直江が牧田川の右岸にあることから、多分当時の河道は小畑川に近い現河道より北側を流れていたものと判断される。

b) 大曾三川改修設計之図

図-1.5 b)に示した1740年（元文5年3月写）の改修設計図は、美濃郡代井沢弥惣衛為永による三川

4) 木曽三川の治水史を語る 木曽川上流工事事務所

分流水工事の設計図の一部* である。為永は紀州出身の治水の大家で多くの河川の治水計画及び工事に関与し、木曾三川分流水計画の設計に当たって現地踏査を十分行くとともに住民の意見もよく聞いた。そしてこれが実現したのは、かの「宝暦の治水」と称せられる薩摩藩による「御手伝い普請」である。なお、同設計の構想及び内容とも非常に高い水準にあったと後世に評価されている。

同図は三川分流に焦点を合せていることもあって、牧田川周辺に関する情報は左程多くはない。図にあらわれている各支川の位置関係はa)の人跡路程図と基本的には変っていない。ただし、金草川の名称が見られ、小畑川をはさむ右岸の飯積及び左岸の飯田の位置関係は、現在のそれと変っていない。

c) 木曾三川周辺之図

図-1.5 c) に示した図は1790年(寛政2年)に写した図の一部である。この頃の木曾三川は「宝暦の治水」によりその効果を発揮していた模様であるが、この時代は天明及び天保をはじめとする全国的な大飢饉に何度もおそわれ、農民一撓が続発するとともに農民分化のきざしが

生じ、封建秩序がゆるぎだした時代である。秩序回復を目論んだ天明改革の中で、尾張藩の加藤磯足は民錢運動を組織し、頭百姓の勘金による税金未納のたてかえ及び救金にあてる等の仁政を施した。彼は起村



図-1.5 b) 濃州・勢川・尾州・木蘇・長良・伊尾之川々改修設計之図(1740年)

* 「木曾三川の治水史を語る」では同図を「明和5年の御手伝い普請の時の設計図ではなかろうか……」と記しているが(p407)、御手伝い普請の第1回目は延享4年(1747年)の奥州二本松藩、次に6年後の薩摩藩の宝暦3年(1753年)、その約10年後の天明年間(1810-1818)の毛利藩等3藩と同年間2回目阿波徳島藩等の5藩がある。したがって、同図は第1回御手伝い普請よりも古いものであり、井沢称徳衛為永によるものと判断するのが妥当である。

(現在の尾西市)をはじめとする近在50ヶ村を動員し、天明2年(1782年)9月から1ヶ年を費し、民費による木曾川堰防の修築を行った。この運動はこの地方における自普請の先駆とされており、寛政3年(1791年)に再び改築され、明治24年の地震まで修理の必要がなかったほどの立派な堤防をつくっている。

図によれば、伊尾川・水門川及び牧田川が合流する付近に中州が3ヶ所程存在していることを示し、金草川が島田の上流と鳥江付近の2ヶ所で合流し島田及び高田等は輪中らしき高台の中にあり、*その対岸の中程に色目川が注いでいることがわかる。また、1706年の人跡路程図によれば、前記高台の北側を流れる派川が牧田川の主流と判断できたのに対し、この図では左派川に藤川の名が付けられており、河道形状から右派川が主流であるように推測される。また、沢田の上流においては現藤古川に牧田川の名が冠せられ、現在の本川の右支川には多良川という名前が付けられている。鳥江・栗笠及び船付の濃州三みなどが牧田川から流送される土砂のため、機能を低下させ衰退してから約半世紀を経過しているとはいえ、色目川及び金草川等のような河床の低いいわば内水河川が、現在より相当上流で合流している点を考慮すれば、牧田川河床はまだ合流可能な高さであった事が容易に推察される。

d) 国境色別図

図-1.5 d)に示した図は1807年(文化4年3月)に写された図の一部であり、国境に主力を置いていたとはいえ、一般に国境は河川等が目標にされていた事を考えればかなりの信頼性がある。この古地図が写された頃より2年前の文化2年、直参旗本坪内山城守が「境界確認請求訴訟」を幕府評定所に持ち



図-1.5 c) 木曾川・長良川・伊尾川流域上流・下流周辺之図(1790年)

* 現在の牧田川103~120 km右岸と五日市川の間には旧堤・自然堤の一部の存在が確認されるが、中沢弁次郎編：輪中聚落地誌によれば同地区の輪中は確認できない。

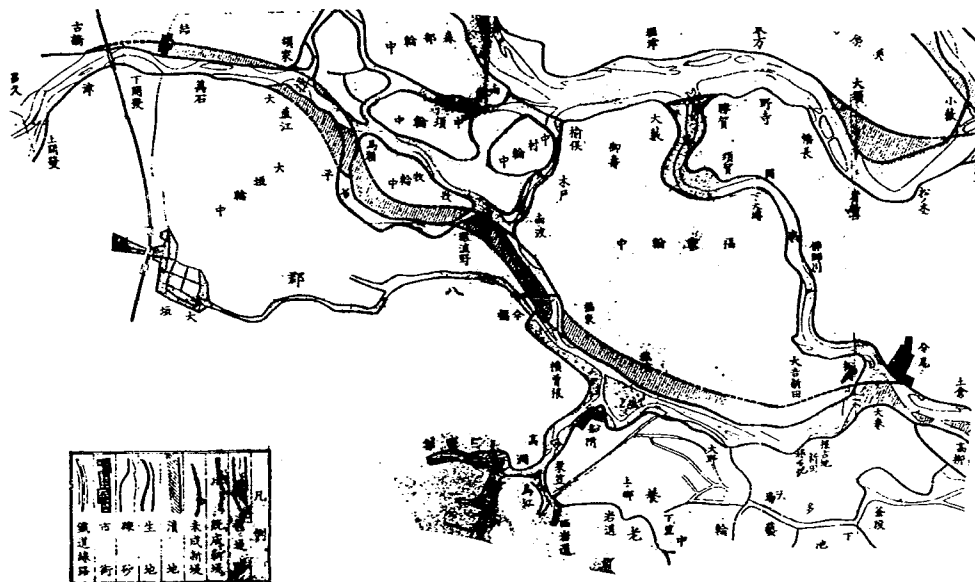


図一 1.5 d) 濃州・勢川・尾州国境色別地図 (1807 年)

込んでいる。美濃は西国大名対策上、家康と幕府による徹底した分割統治と親藩配置が行われた。つまり、幕府直領・親藩の尾張藩領・国内 7 藩のほかには磐城平藩と備前岡山藩所領の一部もあり、さらに一万石以下の旗本 84 人が知行地をこの地に持っていた。そして、尾張藩には木曾山とそれを運搬する木曾川の所有が特権として与えられ、加えて河道は安定したとはいえ出水により変化した事等が、訴訟の原因としてあった。

図によれば、杭瀬川は伊尾川の派川となっており、色目川より北側の支川は相川に合流した後杭瀬川に注いでいる。小畑川は直接牧田川に注ぎ、金草川は牧田川の派川の観を呈し、烏江の下流で牧田川合流後の杭瀬川に合流している。また、この時代の牧田川 2 派川の間の中州には村落として直江の名が見え、規模が 1790 年の古地図より小さくなっているようである。なお、1790 年の地図と比較して異なる点は、①色目川の合流点が牧田川から相川に移っている。②小畑川の名が出ている (前の図では省略されているか?) ③金草川の直江付近の合流がなくなっている。等である。ただし、この間はわずか 20 年間程度と短い期間であるが、後述する水害記録より判断すれば、この間の被災を伴う出水は 2 回程度であり前記変化の可能性は小さい。なお、当時の牧田川の 2 派川の勢力は川中から判断して、相方大差がないように見受けられる。

図-1.5 e) に示した図は作成年月日は不明であるが、明治政府による外人土木技術者招へい施策に基づ



き、オランダ人のヨハネス・イ・デレーケ等が明治の初期に測量したものの基本に作成したものと推測される。デレーケは明治6年9月に来朝し、木曾三川の实地調査の上に「木曾川下流改修の概説書」を明治11年4月1日にまとめ提出している。この中で、図面については下流の大部分は1/3000の測図は完了していたが、火災で原図は燃えてしまったが精度は劣るが写図があるので補測して作図すると述べている。したがって、今までの地図とは比較にならない程の精度であると考えられるが、牧田川等の支川には大きな比重を置いて測量したとは思えない。

— 13 —

f) 木曾・長良・揖斐三川改修竣工図

牧田川は明治20年に計画高水流量を3万尺³/s(834m³/s)と設定し、内水排除に重点を置き津屋川と合わせ、牧田川の揖斐川合流点を下流に下げることにより内水位の低下を図っている。図-1.5 f)は木曾三川の明治改修における竣工図の一部である。同図は図-1.5 e)の図面を基礎に支川を補測し、新たに竣工した部分を記入した図のようである。

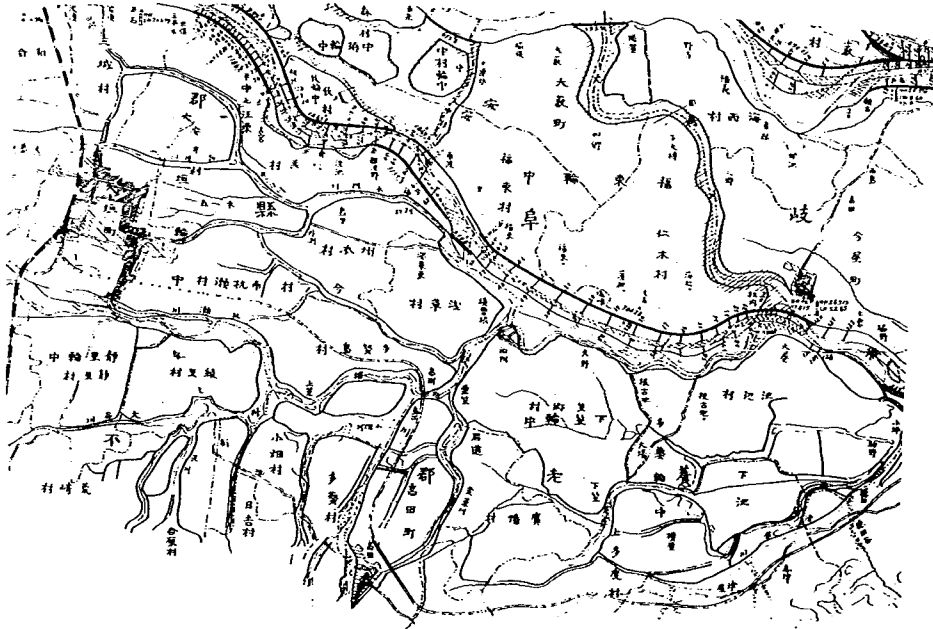


図-1.5 f) 木曾・長良・揖斐三川改修竣工図

図によれば、金草川は牧田川の派川である現五日市川よりさらに分流し、津屋川と牧田川にはさまれた流域の内水を流水河川となっている。また、現在の五日市川は7km付近で牧田川に合流し当時と大差のない模様であるが、金草川との間にもう1本の派川があることと烏江の上流でさらに別の派川が牧田川から分派し、この2本が合流した後金草川に流入している。また、小畑川が牧田川と合流する前はきわめて大きな河中であり、同川自体が杭瀬川の主流であった点とその上流では牧田川が流入していたふしがある。いっぽう、小畑川の合流点より上流の牧田川は、両派川が合流する付近まで除々に川巾を広げているため、同図からでも砂堆の存在が確認される。

以上概観してきたように、杭瀬川はかつての揖斐川の主流であり水門川及び五三川等についても揖斐川の旧河道であったと判断できる。また、五日市川は後でもふれるが大正～昭和初期まで牧田川の南派川であり、金草川及び小畑川等は牧田川の旧河道であり、場合によっては現色目川筋を牧田川が流れていた時代もかつてはあったと思われる。したがって、養老町のほぼ色目川から金草川の流域にはさまれる範囲は牧田川の扇状地といえる。

2) 明治時代以降の地図

明治以降の地図は近代的な測量及び測図技術により作成されているため、その精度や信頼度は極めて高くなる。これらの手法により作成された明治・大正・昭和初期の地図を以下に示し、現在の地形と比較してみる。

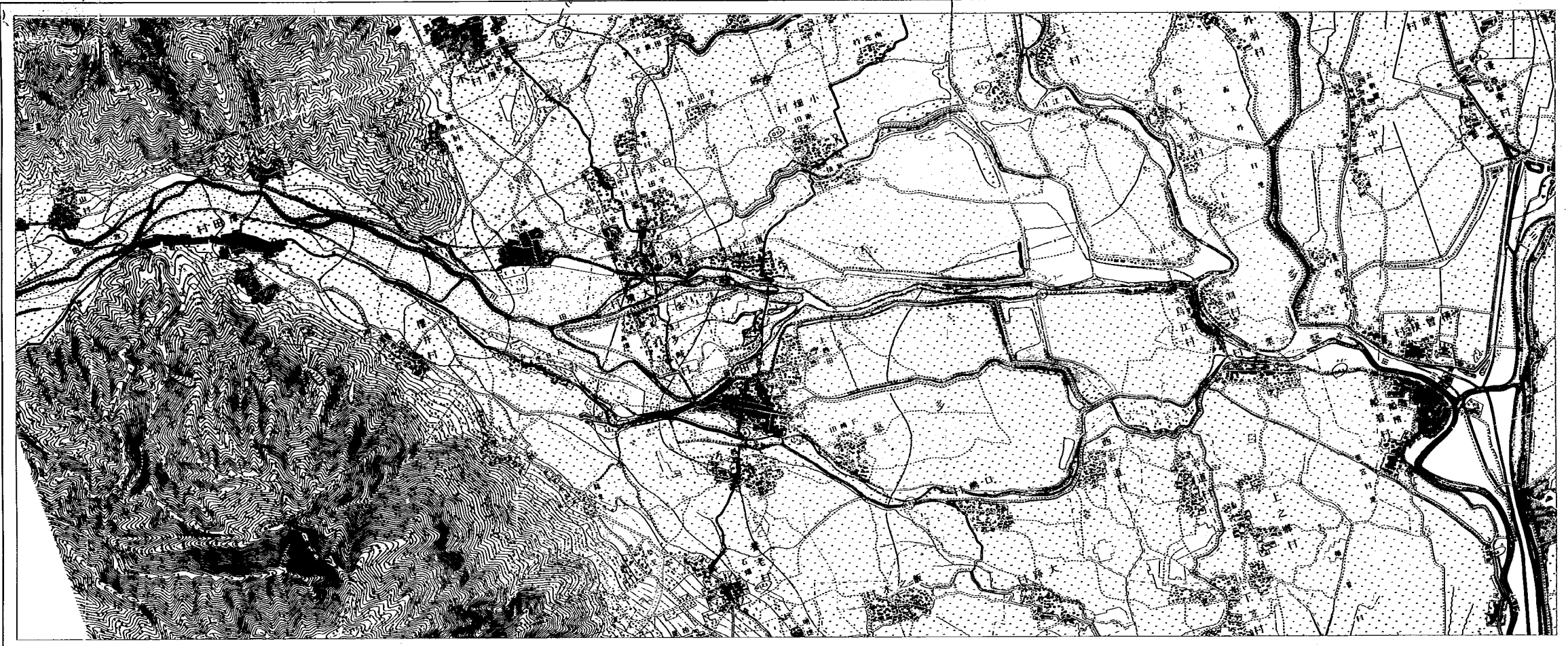
a) 明治流路図

図-1.6 a) に示した地図は大日本帝国陸地測量部が明治24年に測量し、同26年に製版した1:20,000の地形図を後年1:10,000に編集しなおしたものである。両者の相違点は①図-1.7 a) に示す図の金草川筋の西岩道村の西側(上流側)及び東側の林(桑畑か)となっている中州等が、陸測部地形図では沼沢となっている。②東側から順に南流している水門川・杭瀬川または相川及び小畑川の河巾は図-1.7 a) より広い。③多岐村が多岐埴村、栗笠村が栗原村(栗原村は図中北西部にあり誤植と思われる)等の村落名に若干の違いがある。等である。村落名は別にして①及び②に示した点については、明治流路図が陸測部地形図よりかなり年数を経て、作成されたことを物語っている。つまり、明治24年頃には河川敷や氾濫原であった場所が、田や林等の生産地に改良されるには大出水か改修工事による主流の変化がなければ、実現しようもないと考えられるからである。

現在は杭瀬川の5kmの上流で相川及び色目川等が、4km付近で小畑川がそれぞれ合流した後鳥江付近で牧田川に合流しているが、この当時の各支川は単独に牧田川に合流している。ただし、小畑川及び相川は場合によっては同じ場所で牧田川に合流していた形跡もある。また、10mの等高線は宇田新宮野・日吉・直江・多岐・押越及び養老村付近にあり、5mごとの等高線はほぼ等間隔である。牧田川河道においては10mの等高線が通る多岐村より上流は、約1/150の勾配で山村に達する。その下流は1.5km間くらいが1/300で、合流点までが1/2,000程度となっている。直江及び多岐村より上流ではすでに天井川的な傾向を示し、堤内地が高い場所では霞堤あるいは二線堤のような堤防もある。また、河道内の水筋(みおすじ)は多数に分岐しており、文字どおり「多岐」と称せられる状態となっているが、多岐村より下流小畑川合流点までの間は意識的に河巾を徐々にせばめ、土砂の流下—したがって各支川合流点付近の河床上昇を抑制したふしがある。現在の河床高と比較すれば、①牧田—橋爪間ではやや低下きみになっているがほとんど変わらず、②多芸及び高田橋付近では相当大巾な上昇を来し、③多芸排水機場付近で低水路は若干の上昇であるが高水敷は2~3mの上昇となっている。堤内地盤高を比較すると17号床止工より上流は狭窄部のため不明であるが、①右岸の五日市(12号床止)・多芸橋・高田橋の間では2.5~5m近くも上昇している。もっとも比較した範囲は当時の河道内であるが、若干の人工的な盛土が考えられるにしても、この地盤上昇が南派川を廃川にした原因と考えられる。②また、その東側(下流側)でも2m前後上昇しているが、現在5mの等高線が位置するあたりが丁度当時の旧河道で低湿地であり、すべてが流送土砂による上昇とは限らない。③左岸側は高田橋付近より西側(上流側)はほとんど変化していないが、④現在の多芸排水機場のある付近は相当上昇している。もっとも②同様、この付近も当時は低湿地であり埋立による上昇は考えられる。このことから、牧田川は明治の中ば以降だけからでも上流部を除き河床上昇を来し、とりわけ高田橋から杭瀬川を合流するあたりまでの上昇が顕著である。なお、五日市より下流右岸側には距離標と思われる記号が6点にわたり記入されている。

牧田川明治流路図

S=1:10,000



本館川上流工事事務所

S=1:10,000

図-1.6 a) 明治流路図

b) 大正時代平面図

図-1.6 b) は木曾川上流工事事務所の所蔵の地図であるが、原図の作成年代・測図方法等は全く不明である。しかし、大正10年着手の改修で水門川の改修と合流点を下流に移し、牧田川は杭瀬川と背割堤により分流し、掛斐川との合流点を3.4 km下流に移しているが、同図にはこれらが計画か竣工後かわからないが含まれている。ただし、同計画最大の眼目であった高瀬地先の最狭窄部の拡巾は見られない。いずれにしろ、同図は大正10年頃以降のものと思われる。

同図における平面形状は先の2点を除き基本的には、明治流路図と何等変わるところがない。ただし、①南北両派川分流点より上流の低水路が表されていない点から河床が上昇し、単断面に近い形状に移りつゝあること、②南北両派川の分流点及び合流点に分流・合流調整機能を期する堤防が明確に現れたこと、③中州内の旧川が排水路等のように非常にせまくなっていること、④烏江付近より下流の高水敷で畑作が行われていること等が変っている点として挙げられる。

現在の堤防法線が当時と変っている地点は、①南派川が締切られ、②11～15号床止工間の左岸堤が200m程度前に出され、③南派川合流点～多芸橋間の右岸が150m程度引堤され、④小畑川合流点を築堤したことにより同川は杭瀬川と合流するようになったこと、⑤烏江より下流の法線が整正され杭瀬川との間に瀬割堤が設けられたこと等である。したがって、小畑川合流点より上流は南派川が締切られた他は、2箇所程の法線整正を除き現在の線形と一致している。なお、同図には400mごとの距離標がこの段階で記入されているが、現在設置されている距離標とは直轄上流端で1.8km程異っている。

c) 昭和中期の平面図

図-1.6 c) は作成年月不明の1/3,000縮尺の平面図を縮小したものである。後述するが23基に及ぶ床止工は昭和7～14年の間に竣工しており、昭和28年に約8kmを区間延長し広瀬橋までを直轄区間としている。したがって、同図はほぼ区間延長分に相当する範囲の図であること等からも、昭和30年頃の平面図であると判断される。

同図によれば、23基に達する床止工の他に、多くの水制・帯工・護岸及び根固工の設置が認められる。18号床止より上流は砂堆の移動が顕著で大規模砂州の発達が認められ、それより下流の各床止工は砂礫堆に大きな影響を及ぼしているようである。いっぽう、11号・8号左岸・7号右岸・6号左岸等では、床止工袖部における局所洗掘が認められる。このことは、土砂の流下が上流床止群で規制され、中・下流部には十分供給されていないことを物語っている。

3) 江戸時代以前の洪水⁵⁾

洪水記録を整理すると明治20年代を境いにして、災害の規模及び形態が異っている。すなわち、洪水は出水規模や頻度に左右されるが、明治20年代以前の洪水は小数の特定輪中の破堤等のように、規模が小さく頻繁に被災している。ところが、近代的な治水工事が施工された以降のそれは規模が大きくなり、被災箇所及び被災額も多くなる傾向を示している。したがって、ここでは江戸時代以前の洪水に焦点をあて、村落別の被災発生期から河道の変遷と砂礫堆の移動等を考察してみる。その記録は牧田川のみだけ抽出し、巻末

5) 土地条件調査報告書(別冊) 昭和43年3月 建設省国土地理院

(注) 本平面図は大正10年ごろの地形図に現況(昭和50年度)を記入したカサネ図である。

縮尺 5000分の1

凡例

地

縮尺 毫万分之壹

— 21 —

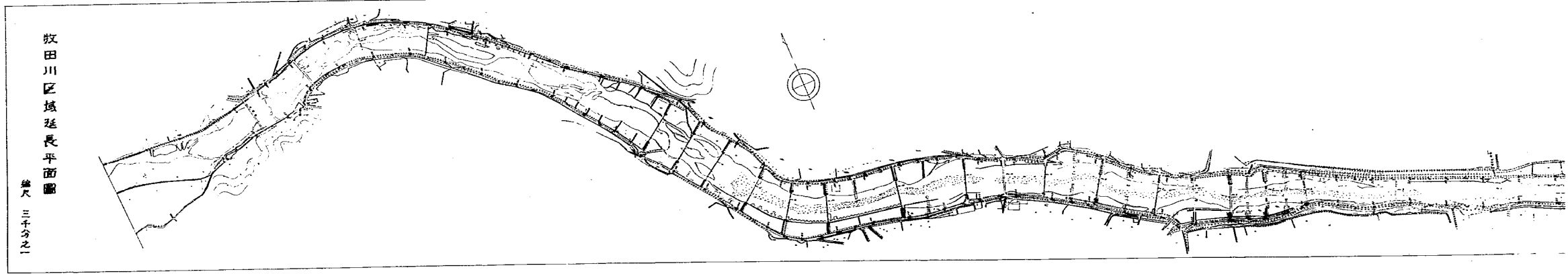


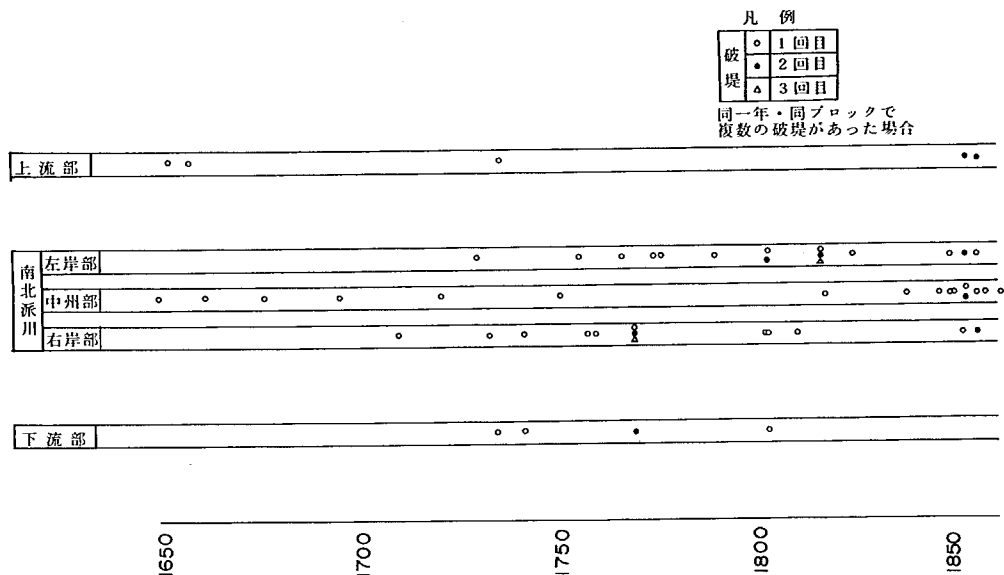
圖-1.6 c) 昭和中期平面圖

の資料―1.1に示した。村落の位置及び名称は前掲「明治流路図」に基づいているが、それ以前の時代においては河道変遷に対応し変っている可能性はある。資料によれば、当然のことながら古い時代の記録は非常に少なく、新しい時代になるに従い多くなっている。また、1年間に同一村落が2～3回、あるいは翌年に破堤するようなケースがあるが、最初の破堤の復旧状態が不明であるためそのまま示している。内水被害と思われる災害は1773年(安永2年6月3日)に1回だけあるが、輪中の初期は「尻無堤」あるいは「築捨堤」と称し上流2辺だけの築堤であったが、15世紀以降は下流側も締切っているため下流側から浸水してくる、「内水被害」は記録以上にあったものと判断される。

記録によれば1600年代には7回(11年に1回)、1700年代は21回(4年に一回)、1800～1861年の間には22回(3年に1回)の割合で記されている。村落別に被災回数を見ると大埴村の16回が最も多く、1845～1861年の16年間に実に8回も被災している。次に多いのは島田の9回、以下多芸の8回、直江の5回・五日市及び鳥江の4回・牧田の3回・沢田及び高畑の2回……といったようになっている。高畑村は1618年までに2回破堤しているが、それ以降は明治以降も含め水害の記録はなく、1706年の人跡路程図(図―1.5a)には高分の名称が付けられていること等から、いつかの洪水で非常に高い砂礫堆が形成されその上に建設された村落であろう。事実、昭和40年撮影・同42年測量の掛斐川地形図によれば、当時の砂礫堆先端部は標高20mにも達するような高さであり、その200m程度下流で17～18mの高さであり、また左岸側の堤内地盤高が16～18m程度の高さであることからもうかがえる。しかし、その下流の大埴村に相当する範囲は地盤高が13～17mと極端に低くなっているが、それでも左岸の安久付近では10～14mであることから見れば、かなり高いことがわかる。この高さの関係を明治流路図でみると高畑村は15m以上大埴村は12～13m程度でやはり2～3mの高低差がある。大埴村の被災が多いのは上記地盤高の関係もさることながら、北派川の堤防法線形にも一因がある。すなわち、現在の法線形においても9～10号床止工間の堤防巾は200m程度とせまく、当時の河道はその上下流では大巾に広がり、南派川分派直後においては4倍以上の川巾となっている。加えて、南派川自体も分流後300mくらい下流で河巾をせばめており、1/200～1/300の水面勾配で流下してきた流れはこの付近でせき上げられる水面形となる。いっぽう、北派川をはさんで対岸の金屋及び安久村は被災することが少なく、わずかに金屋村の1回だけが記録に残されている。この原因としては河道法線上流線が南派川が流線の延長線になること、また橋爪村の上流より導流堤のような築堤を行い、しかも堤防を大巾に引いていること等が考えられる。ちなみに、前記昭和42年測量の掛斐川地形図により、堤内地における旧堤の高さをひろってみると橋爪18m程度、その下流は16m台であり、分流前対岸旧堤高も大差ない。したがって、堤防高としての差はなく流心が右岸に偏する流況の結果と合わせ、左岸側の引堤の効果が非常に大きく、前記地形図によっても橋爪下流の旧堤前面の高水敷高は18～19mを示し、かつての本堤より高い地盤高となっている。しかし、1600年以前にはこの付近から牧田川河道が北側に移り、現在の小畑川及び色目川筋を流れた形跡もある。事実、もっと後の時代でも前記図―1.6b)の大正時代平面図には橋爪村の上流及び下流と安久村の3ヶ所から、牧田川の流れが北ないし北東にあったことを示し、また1768年には現在色目川の左岸側にある室原村が、1852年には現小畑川の右岸に位置する飯積村が、牧田川の出水により確堤したことを記している。もっとも、両洪水は他の村落でも災害をもたらしており、この時代に牧田川が各派川筋を流れていたと判断するより、河道からあふれ氾濫した流れが上

記村落を破堤したとみるのが妥当と考えられる。次に、多芸村がいつの時代からどの場所に形成されたか確認できなかったが、現在の行政区分から考えて直江村の下流に1750年頃から集落化し、明治になってから直江の一部になったのではないかと判断する。金屋村がわずか1回しか被災していないのに、その下流の直江は5回・多芸村は8回も確堤している。これは、金屋村付近でせき上げられた流れが再び急勾配の流れとなり、しかも上流で多くの流砂が堆積するため給砂量が少なくなり、加えて南派川がその下流で合流する等の好ましくない流れとなるためである。また、上流の金屋村よりも2~4mも低い標高8~10mの堤内地盤高であり、旧堤より判断して10m程度の堤防高であったことから考えれば、南派川の押し出す砂堆により水位が上昇したり、現在の高田橋より上流が水衝部になることから大墳・島田村について多い被災はうなづける。牧田川左岸の被災村落最下流端に位置する江月村は牧田川の出水が原因する破堤は1回だけであるが、杭瀬川等の出水破堤をかぞえればもっと多くなる。南派川の呑口の右岸に位置する五日市村は5回の破堤を受けている。図-1.6 b)の大正時代平面図に示されているような第一・二線堤、霞堤と分流形状は明治の流路図でも確認される。河道平面形状から見て五日市村の破堤が比較的少ない原因は、牧田川の流れ自体が形成した河道特性によるところが大きい。すなわち、南派川筋は北派川筋よりも河床が高くなり、洪水が入りにくくなっている。特に、五日市村の前面は左岸側よりはるかに高くなっていることが、図-1.6 a)の明治流路図に示された20mの等高線からもうかがえる。一般に、このような分流点における流れは左派川に分派しやすく、流砂は右派川に入りやすい。したがって、明治流路図に示されているような河道が固定化される以前は、かなり南派川筋への分流量が多く、災害もあったと推測される。五日市村の下流に位置する高田及び押越が各1回の破堤しかなかったことは、かつてあった大規模の出水により形成された高い砂礫堆上に人間が住みつき、これらの村落を集成したためである。しかし、さらにその下流の島田村の破堤は7回にのぼり、かなりの頻度で被災している。被災回数が多いのは、前記2村落に比べ地盤高が非常に低くなっていることと、南北両派川合流による水位上昇のためである。次に、牧田川河道からかなり離れた岩道村が1768年に1回破堤しているが、この洪水では江日・室原村等唯一の被災をうけており、かなり大規模な出水であったと思われる。鳥江村は4回破堤しているが1730年以前には被災記録がなく、牧田川下流部における河床上昇との関係でとらえれば興味深いことである。

以上、水害記録を村落別にみてきたが、各村落が牧田川河道と接する長さのような要素も被災回数に影響を及ぼすであろうし、各村落の存在位置の変遷及び期間等が不明であるため、上記記録を大局的に見て次に示すようなブロックに分け、図-1.7に示すように整理した。牧田及び沢田村を上流部、高畑及び大墳村を南北派川中州部、五日市・押越・高田・島田及び岩道村を南派川右岸部、金屋・直江・多芸及び飯積村を北派川左岸部、江月及び鳥江村を下流部と称する。上流部においては80~120年の周期で被災しており、おそらく上流域山地の崩壊等に起因し、大規模砂礫堆の流下→水位上昇→越水破堤のパターンをとったものと思われる。下流部は村落別の鳥江でふれたように、下流部の河床上昇に伴う疎通能力の減少・被災ということになる。なお、明治以降になると堤防の連続性及び規模等の相違はあるものの、さらに下流の根古地等の被災が目立つようになっている。扇状地扇面・扇端部から下流にかけての被災は、南北両派川の中州部が最も古くから生じており、次に南派川右岸側及び北派川左岸側の順となっている。中州部の1750年以前の被災間隔は12~30年の範囲内で、等差級数的に順次長期間隔を要する様相を呈する。1749~1816年の67年



図－1.7 ブロック別水害経歴図（江戸時代以前）

間は被災しておらず、この間の北派川左岸及び南派川右岸側における被災が急増している。また、中州部は1845年以降1.4年に1度の割合で被災しており、越水回数が激増している点は河道に何等かの変化があったと考えられる。推測の域を出ないが、木曾川は1782年及び1791年に近在50ヶ村を動員して、民費による堤防修築を行っているが、それ以降に牧田川においても連続堤工事を施工している可能性はある。特に、記録に残されている大改修が明治20年の牧田川が揖斐川に合流する下流部だけの工事であり、明治24年測量の流路図で連続堤の原形ができあがっている点からみて、1800年頃に築堤されている可能性が大きい。いっぽう、南派川の右岸及び北派川の左岸側は、中州部の被災回数が少ない期間に集中的に破堤しており、大規模砂礫堆の移動に伴う分流点及び水衝部の変化と判断される。なお、両ブロックを比較すれば「右岸部」は1770年頃までに8回被災しているのに対し、「左岸部」は同年までに3回であり、それ以降は「右岸部」の被災回数が半減し、「左岸部」は13回と急増している。

4) 集落名にみる洪水との闘い

牧田川明治流路図によれば、明治初期以前の集落は比較的小さい単位で、各河川が出水時に形成した微高地に分布している。とりわけ、牧田川の旧河道と思われる地帯の集落密度は高くなっている。当時の人々はたえず洪水の脅威にさらされながらも、それぞれの土地に輪中をめぐらし住居をかまえたのは、耕作地に近い場所という条件があったためと思われる。もし、洪水の危険性を避けるとすれば、土地所有という制限があったかも知れないが養老山麓や現在の牧田川河道以北の方が、はるかに安全であった。

牧田川の上流域は風化した古成層よりなり土砂生産活動は極めて活発であり、かつては出水のたびに下流に運搬・堆積された。このため、扇端部に近い現在の多芸橋付近は多岐と称せられ、文字通り流路が多岐に

わたり流れていた。その下流の上島田・下島田及び口島村等は金草川への分流量が多く、これらの地帯が中の島状の時期があったことを物語っている。洪水の熾烈さを表現している村落名としては多岐埴（陸測図）・北大埴・押越・大跡村等が認められ、前にふれたように北大埴村は頻繁に被災していた。また、橋爪村は1706年の人跡路程図では橋木という名称で見られ、船付・栗笠・烏江を通り関ヶ原に抜ける通路の渡河地点から生じた名称と判断されるが、象鼻山山麓に橋爪別所を有し、洪水時の避難場所であったか「分家村落」かのいずれかであろう。橋爪の下流に位置する安久及び金屋は被災記録が全くなかったり少ないことから称せられた名称で、飯田・飯積及び豊村は比較的被災していなかった結果の農作状態や経済状況をあらわしているものと考えられる。高畑はかつては高分と称し、高田と合せて大規模な砂礫堆上に形成された集落であることが、その名称からも判断できる。下流の掛斐川の背水の影響を受ける区域として、高淵・烏江・下江月・上江月・祖父江等と共に、河床上昇が顕著でなかった頃には、直江付近も本川河床高と大差のない時代があったものと思われる。

同図によれば、諸河川の旧河道が湖沼・湿原の過程で水生植物の泥炭化により、比較的新たに耕作地として開拓された土地には、例へば栗笠村地とか西大外羽村地等の名称がつけられている。また、各集落ごとに神社や寺院がほぼ存在しており、集落構成戸数から判断して宗教的な意味だけでは若干多すぎるきらいがある。すなわち、宗教的な儀式だけの範囲内だけにとどまらず、多分洪水という自然の脅威に対する精神的なよりどころであり、さらには洪水時の避難場所であったり、破堤復旧作業等の共同作業の相談場所等、有形無形のその集落の中心的存在としての機能を有していたと思われる。くわえて、各集落の上流側には樹木が認められ、水防林の機能と合わせ水防作業の資材に供されていたと判断される。なお、図-1.5 a)の人跡路程図と同一1.6 a)の明治流路図の間は約180年の年月の経過があるが、集落名及びその位置の一部に若干の差が認められるものの、基本的には一致しており、たびかさなる災害にも屈せず生活の場を確保しつつきてきた当時の人達の生活力の強さを感じる。

第3節 山地崩壊と砂防事業

牧田川上流域は、建設省が将来直轄事業として砂防工事を実施する計画も検討されているようであるが、現在のところは岐阜県が行っている。本節においては牧田川の理解と改修計画策定に要する資料を得る目的で、前掲「牧田川流域崩壊調査書」より、標記内容に沿って転載・解析するものである。なお、本調査は昭和30年度に実施されているが、調査範囲は藤古川筋を除く110 kmである。また、昭和28年9月来襲した台風13号は、上石津村字時山で最大日雨量273.2 mm、3日連続降雨量414.3 mmを記録しており、60年来の大洪水であったといわれている。このため、水源山地部では多数の崩壊を生じ極めて多量の土砂が流出・流下し、一之瀬砂防ダムにおいては一時に13万 m^3 の貯砂を見た記録されている。したがって、牧田川河道改修計画を検討する場合の流入土砂量の設定にあたっては、このような地質的特性も考慮しておかなければならない。

1) 崩壊特性

調査は各谷ごとに行われ、崩壊場所・面積・厚さ・土量・流下及び残土量・拡大見込及び新規崩壊見込量等の項目について実施され、その結果を一覧表として表-13に示した。溪岸崩壊は出水によりただちに下

流に運搬されるが、山腹崩壊の崩土は一たん山麓に堆積され流出土量の割合は一般に小さい。養老及び霊仙山地の溪床は急勾配であるため、堆積土砂層は厚く洪水時には多量に流下する。崩壊発生時期の確認できた場所は少ないが、明治29年の大出水時に発生したと推定されるもののうち、中規模程度以下のものについてはほぼ植生が繁茂している。調査時点における崩壊箇所数は山腹崩壊591・岸崩壊272の合計863箇所を数え、流域面積1km²当りの崩壊箇所数は7.8箇所

表-1.3 崩壊諸量一覧表

単位 万m³

	山腹崩壊	岸崩壊	合計
箇所数	591	272	863
全土量	45.2	5.9	51.1
流下量	29.0	5.3	34.3
残土量	16.2	0.6	16.8
拡大見込量	2.8	0.7	3.5
新規見込量	3.2	2.0	5.2

達している。山腹崩壊土量は1箇所当り765m³であるが岸崩壊の場合のそれは217m³で、山腹崩壊の3割弱の規模である。また、崩壊量に対する流下量の比を見ると山腹の場合は64%であるのに対し、岸崩壊の場合は90%とはほとんど流出している。

崩壊地の支川・渓谷流域別の分布状態を資料編-1.2 崩壊総括表a) 渓流別崩壊調書に示した。全流域1km²当りの崩壊地は7.8箇所であるが鍛冶屋川17.5、火竜谷13.3・三又谷11.9箇所の順となり、逆に少ないのは幾里谷2.8・阿蘇谷及び三谷川の3.1箇所となっている。次に、山腹崩壊1km²当りでは三又谷の9.1・毘沙門谷9.0・本川中流部の8.7・鍛冶屋川8.6箇所である。崩壊地1箇所当りの崩壊土量では熊坂川の2357・毘沙門谷の1,146・阿蘇谷の1,121・須谷の1,037m³の順で、山腹崩壊に限定すると熊坂川の2880・須谷1,799・阿蘇谷1,496・鍛冶屋川1,373m³となる。しかし、絶対崩壊土量では鍛冶屋川の約12万m³で群を抜き、次に本川上流部の約9万・熊坂川の約5万・本川下流の約4万m³となっている。いっぽう、当時の溪床堆積量は10.5m³、溪床調節量は18.1万m³と積算している。さらに、地質別の崩壊調書を資料編-1.2 b)に示した。同資料によれば、流域1km²当りの崩壊箇所数は新生代の12.5箇所に対し、古成層の5.9箇所を示し、新しい地層が崩壊しやすいことを示している。地質別に見た崩壊1箇所当りの崩壊面積及び土量は砂礫互層及び輝緑凝灰岩が圧倒的に大きい、後者の場合は全体の面積及び箇所数とも非常に小さい。しかし、流域全体に占める砂岩頁岩互層の面積比は55%に達し、同層の崩壊全面積比率は52%・崩壊土量比率は51%を占めている。

地質別の崩壊特性として、崩壊傾斜角・平均深さ及び面積分類表を表-1.4に示した。傾斜角については80度以上の182件(21%)を除けば、45~50度を頂点とする対数正規分布に近い様相を呈する。当然のことながら傾斜角が大きければ安息角に安定しようとするから、角度の大きい崩壊地はその後二次・三次と崩れているものと考えられる。特に、沖積層では半数以上が80度以上に存在し、丘陵山地の山麓急斜面及び溪岸に発生している岸崩壊となっている。いっぽう、平均崩壊深は、輝緑凝灰岩を除きいずれの地質においても0.5~1.0mの範囲の深さのケースが最も多く、全体で40%近い割合になっている。とりわけ、砂シルト互層及び崖錐堆積物については、50%以上に達している。最大の崩壊深は7m以上が2例あるが、8割近くが1.5m以下で、さらに50cm増えた2m以下になると実に9割を占め、表土が薄く剝離したものが多いことを示している。崩壊面積は125m²以下が圧倒的な割合を占め、地質別にはチャート・砂礫シルト及び砂礫互層を除き50%程度の割合となっている。1,000m²未満になると95%に達し、大部分がこの範囲に包

表-1.4 地質別崩壊分類表

諸元	地質名 分類	砂岩頁岩 互 層	チャート	輝 緑 凝灰岩	石灰岩	砂シルト 互 層	砂 礫 シ ルト互層	砂 礫 互 層	崖 錐 堆積物	沖積層	計
崩 壊 傾 斜 角	~20°									1	1
	25°~30°	2					1				3
	30°~35°	12	2			1	1				16
	35°~40°	26	7			1		1			35
	40°~45°	63	11		1	16	2	3	3		99
	45°~50°	74	10			22	9	7	7	3	132
	50°~55°	73	13		1	13	7	7	8	4	126
	55°~60°	17	1			4	4	2	4		32
	60°~65°	33	4		2	25	11	9	8	4	96
	65°~70°	14	3			8	8	2	4	3	42
	70°~75°	17	5	2	1	7	15	4	3		54
	75°~80°	3	3			3	16	11	4	5	45
	80°~	42	15	3		20	47	22	8	25	182
	計	376	74	5	5	120	121	68	49	45	863

崩 壊 平 均 深	~0.5m	86	13		1	25	26	8	4	8	171
	0.5~1.0m	126	29		3	61	39	29	28	13	328
	1.0~1.5m	73	17	1	1	22	28	22	12	12	188
	1.5~2.0m	46	7	2		5	18	3	5	6	92
	2.0~2.5m	24	5	1		4	6	2		5	47
	2.5~3.0m	11				1	3				15
	3.0~3.5m	7	2	1		1	1	1			13
	3.5~4.0m					1		2			3
	4.0~4.5m	3	1								4
	7.0~ m							1		1	2
	計	376	74	5	5	120	121	68	49	45	863

崩 壊 面 積	~125㎡	181	28	3		61	50	25	29	18	395
	125~	76	18		1	22	26	20	12	8	183
	250~	56	14		2	23	31	15	6	16	163
	500~	39	9		1	12	10	5	2	2	80
	1,000~	8	4	1	1	1	1			1	17
	1,500~	3		1				2			6
	2,000~	5	1				1	1			8
	2,500~					1					1
	3,000~	1									1
	3,500~	2									2
	4,000~	1					1				2
	4,500~										
	5,000~	2					1				3
	10,000~	2									2
	計	376	74	5	5	120	121	68	49	45	863

含されている反面、大規模なものとしては1 haのものが2箇所、0.5 haのものが3箇所あり、このうち各2箇所は砂岩頁岩互層となっている。

2) 上流域の河床材料粒度

前項に示すような崩壊特性により生産された上流域の本川筋及び主要支川における河床材料を、10地点

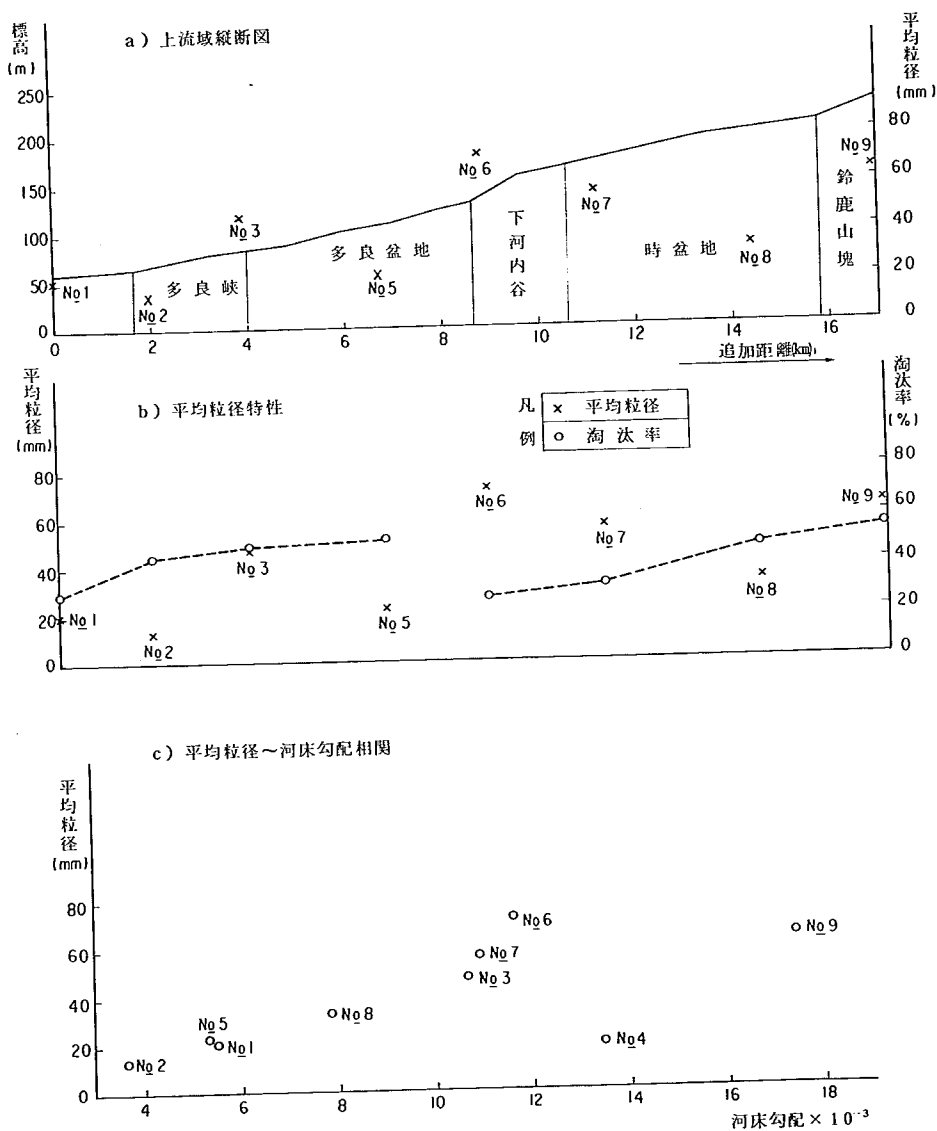


図-1.8 河床材料特性図

にわたり調査している。後でもふれるが、調査時点の昭和30年以降、砂防事業が積極的に推進されてきており、河床構成材料の粒度等が変化してきている可能性あるが、他に適当な資料が存在しないので掲載しておく。

河床材料採取点は北の谷の下流約250mに左岸側から注ぐ名称不明の溪流との合流点を基点とし、本川筋に約17kmの区間で8点・支川2点の10点で、支川は牧田川合流点から約800mの鍛冶屋川及び700mの幾里谷である。フルイ分け試験結果によるてい減百分率・採取点上下流100m区間における河床勾配、さらには平均粒径等を一覧表として資料編-1.3に示した。また、同資料等から河床材料特性図として図-1.8に、採取範囲の縦断面、平均粒径の特性及び平均粒径と河床勾配の相関を示した。

一般に、平均粒径は上流から漸次てい減の傾向を示すものであるが、図-1.8のb)に示した平均粒径縦断面図は全く不規則である。しかし、No.2地点は一之瀬砂防ダムの影響を受ける堆積土砂であり、No.7を除けば一定の傾向を示している。即ち、鈴鹿山塊・下河内谷及び多良峡は古生層よりなり、これらの採取地点では両側より大きい粒径の河床材料が供給されるため平均粒径が大きくなり、古生層地帯を抜けると平均粒径は激減している。したがって、75%粒径と25%粒径の差を2分した淘汰率を同図b)に破線で示している。淘汰率は下河内谷の遼急点を境界に、2区分される。渓床勾配の大きな溪流を多く有する当流域では、土砂生産の活発な溪流合流点で大粒径の河床材料が供給され、淘汰率は大きくなり、流下するに従い砂岩及び頁岩塊が破碎されたり、大転石は流下しにくいため淘汰率は小さくなる。採取地点が少ないが、鈴鹿山塊で大粒径のものが供給され、時盆地を流下するに従い淘汰され、下河内谷の急流部で再び平均粒径が大きくなり、多良盆地で淘汰されるが多良峡で若干大きくなるといった過程を示している。いっぽう、図-1.8c)に示した平均粒径と河床勾配の相関は、No.4・9及び10地点を除き一定の傾向を示している。同調査書によれば、No.9及び10地点は山間部渓谷中の大径転石の採取・測定をしておらず、No.4地点については護岸工事で自然の状態でなかったと報告している。したがって、河床材料平均粒径は河床勾配、あるいは掃流力のような水理量に支配されていることがよくわかる。

なお、河床材料の岩石及び鉱物組成調査結果によれば、11.3mmフルイより大きい粒径の河床材料では砂岩及び頁岩が圧倒的な部分を占め、チャートが2割程度でその他はほとんどない状態である。砂岩は細粒より粗粒のものに多く、下流に至るに従いその構成割合は大きくなる傾向にある。頁岩は逆に細粒材料に占める割合が大きくなり、下流に至るに従い少なくなる。また、チャートは粗粒及び細粒とも同程度の割合で含まれ、下流に至るほど構成割合が増加する。4mm以下の河床材料の岩石及び鉱物組成は頁岩・チャート・砂岩及び石英の順となる。掛斐川本川を含む木曽三川の下流部と比較すれば、著しく頁岩が占める割合が多いが、牧田川筋においても流下するに従い急激に減少している。

3) 砂防事業

牧田川の上流域は土砂生産活動が活発であったため、流域・沿川の住民は常に悩まされ続けてきた。このため、砂防事業の歴史は比較的古く、記録に残されているものとしては明治20年代の烏帽子岳より流れる栃谷及び源蔵谷を中心とする一帯に、上流域下流部では花瀬谷を中心とする牧田川左岸一帯に、土砂防止工事が施工された。また、上石津村字上地内及び字殿垣外には、明治26年建立の土砂防止工事記念碑があるとのことである。

昭和30年に岐阜県が実施した調査結果によれば、その時点における砂防工作物は125基程度あったらしい。その分布は牧田川上流域下流の一之瀬地内の左岸小支溪、中流部の鈴鹿山塊及び多良盆地の各溪流の変遷点一帯に、上流部の鳥帽子岳及び三国岳より北流する荒廃小支溪等に主として施工されている。いっぽう、洪水時の土砂生産源となる霊仙山地及び養老山地の西側斜面は、ほとんど未着手の状態であった。牧田川上流域下流部の一之瀬堰堤は昭和25年からの3ヶ年継続事業で完成し、昭和28年の台風13号によるぼう大な流出土砂抑止にその効果をよく発揮した。しかし、当時の上流域砂防工作物は一部を除

き、比較的小規模なもののばかりで土砂調節機能は極めて小さかった。幾里谷及び藪谷には発電用取水堰があったが、流出土砂のため満砂し、背面の土砂掘削を何度となく余儀なくされていた。その他、堰堤としては農業用取水堰がいくつか分散して存在し、牧田川本川及び多良盆地の各溪流には木工沈床構造の床止めが多かったとされている。

以上のような崩壊土砂量及び既設砂防工作物調査結果に基づき、岐阜県は以下に述べるような砂防計画を立案・策定した。その計画の実施状況・変更等については確認していないが、参考までにその概要についてふれておく。資料編—1.2 a) に示した溪流別崩壊調査の山腹及び岸崩壊の残土量、拡大及び新規見込量並びに渓床現堆積量の総合計360,121 m³ (3,274 m³/km) を生産土砂量とし、表—1.5 に示すような計画規模を設定している。すなわち、減砂量は砂防堰堤以外の山腹工事・谷止工・護岸工・床固工・河床整理工事等に伴い流出抑制が期待できる量であり、生産土砂量約36万 m³ の72%程度に相当する。また、6%強の約2万3千 m³ は下流に流下させる許容流出量とし、残りの22%に相当する約8万 m³ を要調節量と設定した。この約8万 m³ のうち約3%程度を既設の砂防堰堤で調節し、81%程度を146基に及ぶ計画砂防堰堤で負担し、いずれの方法でも調節しきれない1万3千 m³ を計画区域外の一之瀬堰堤で処理する計画であった。さらに、減砂を期するため、863崩壊箇所の2割に相当する186崩壊地に山腹工を施し、牧田川上流域の中及び下流部にあたる区間の約27 kmに護岸工を施し岸崩壊防止をはかるとともに、その他150基に達する床固及び帯工を計画した。

すでにふれたように、岐阜県の以上の砂防計画の実施状況及びその効果等については、本調査の範囲内では確認していない。現在、直轄砂防事業の動きもあり、今後調査していかなければならない課題である。なお、後でもふれるが、河床高の変化等の傾向からみて、先の砂防事業の効果はかなり現れているといえる。

第4節 現況河道の問題点と検討の方針

本節においては、現況河道が置かれている条件としての水文及び流況等についてふれ、それらの結果も含めて形成された河道の現況とさらには特性の概要について述べる。そして、河道の特性上あるいは治水上派生してきている諸問題を明らかにするとともに、これらの問題点の処理及び対策方法を検討するための手法・方針について記述する。

表—1.5 砂防計画諸量

昭和30年 岐阜県

項 目		土量(m)	割合(%)
生産土砂量		360,121	100.0
減 砂 量		257,490	71.5
許容流出量		22,928	6.4
要 調 節 量		79,703	22.1
内 訳	既設堰	2,246	2.8
	計画堰	64,419	80.8
	不足分	13,038	16.4

1) 水文及び流況

牧田川流域は木曽川水系に包含されていることもあって、雨量観測資料については質量とも比較的ととのっているといえる。即ち、牧田川流域とその周辺一部に存在する雨量観測所と観測結果等を表-1.6に、雨量記録表として示したが、わずかなこの範囲に5観測所もあり、しかも下山観測所については昭和13年と木曽川水系の中でも比較的早い時期から観測を開始している。もっとも、5観測所中、下山及び牧田については建設省所管であるが、他の3箇所については県及び気象庁のものである。

表-1.6 雨量記録表

観測所名	整理番号	位 置	観 測 開始年 (昭和)	自 記 切換年 (昭和)	既往最多年降水		既往最大日降水量		既往年平均	
					生記年 (昭和)	降水量 (mm)	生起年月日 (昭和)	降水量 (mm)	降水量 (mm)	年数
下 山	51128	岐阜県養老郡時 村大字下山	13	25	28	2,995.1	47. 9.16	3480	2,204.5	28
時 山	51127	岐阜県養老郡上 石津町大字時山	26	26	50	3,672.7	46. 8.30	3050	2,554.8	22
牧 田	51131	岐阜県養老郡上 石津町大字上野	32	32	47	2,658.5	46. 8.30	385.5	2,280.5	17
春 照	51129	滋賀県坂田郡春 照村大字藤川	29	29	34	2,917.7	50. 8.22	350.8	2,377.7	22
関ヶ原		岐阜県不破郡関 ヶ原大字中野	34	34	47	2,557.4	47. 9.16	310.0	2,556.9	17

牧田川が合流する掛斐川の徳山(47年間)・春日(17年間)・金原(14年間)・下山(26年間)・牧田(15年間)の建設省所管の5箇所における昭和47年までの年平均降水量の加重平均は、2,691.7mmとなっている。ところが、表-1.7に示した5観測所の加重平均は2,381.9mmであり、1割以上少ない値を示している。また、掛斐川流域5箇所における最多年降水量はほぼ3,500mm程度、最多日降水量は400mmを越えているのに対し、牧田川流域内では最多年降水量が2,800mm強、最多日降水量は340mmとそれぞれ15~20%程度少なくなっている。しかし、我国の年平均降水量が約1,800mm程度であることと比較すれば、かなりの多雨地帯であるといえる。前記5観測所における年降水量及び降水日数を図-1.9に、降水記録図として示した。下山及び関ヶ原の昭和40年頃以前にはかなり欠測があるが、最近の10年間にはそのような事態は生じてない。同図によれば、下山及び時山の32~40年の降水量と45年の降水日数に、若干の傾向の相違が認められるものの、周期等は非常に相似な状態を示している。とりわけ、牧田・春照及び関ヶ原の3観測所の記録は、観測期間が短いせいもあるがよくにている。また、年平均降水強度ともいふべき降水量と降水日数の関係は、牧田及び春照等が非常に安定しており、下山及び時山等では局部的にバラツキが認められる。最も長期間観測し続けた下山における降水傾向を見ると、2~5年周期で降水量の相対的に少ない年が生じ、さらにそれを包含した大きな周期を呈している。例えば、全国の平均的規模の2,000mm以下が昭和23年までの約10年間続き、平均して2,500mmを上回る期間が昭和32年までの9年間あり、再び2,000mmをきる年が昭和39年の7年間、2,000mmを越す年が昭和40年以降、といったような傾向を示している。

流況としては、天井川のため融雪期や出水期等を除いて、平水は伏流水あるいは堤内地への漏水やさらに

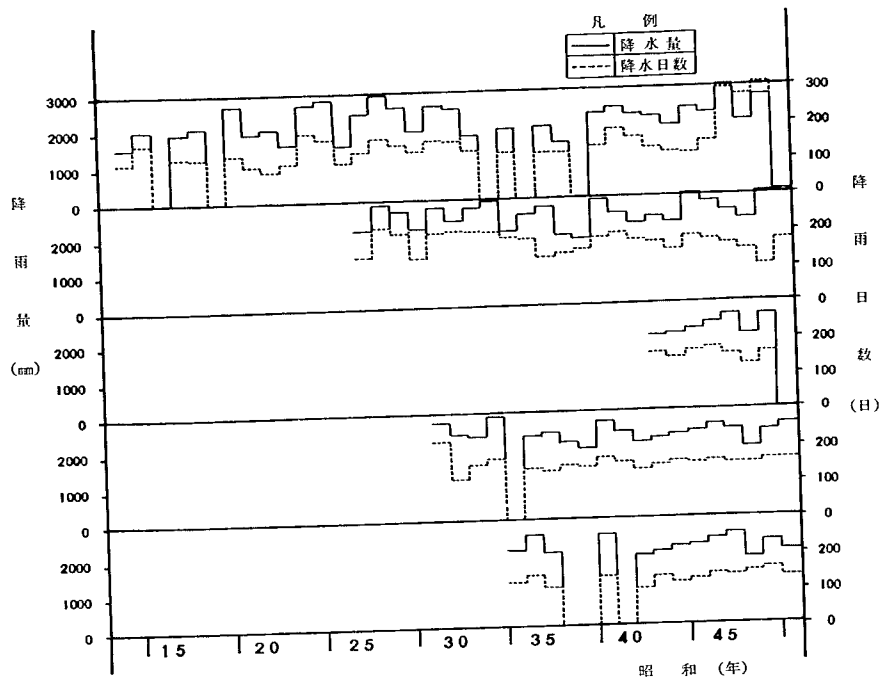


図-1.9 降水記録図

は取水等のため、わずか床止工付近に流れが生ずる程度である。このため、直轄区間の掛斐川背水区間を除き、かなり長い期間河床全体があらわれてしまう状態が続く模様である。

2) 現況河道の概要

牧田川の現況河道特性図として図-1.10に、昭和46年定期横断測量成果より作成した河道縦断面図と、平面図より作成した堤防幅・構造物位置等の概要を示した。堤防法線間の河幅についていえば、掛斐川への合流点～杭瀬川合流点(No.4.6 km)区間では、計画高水流量 $1,900 \text{ m}^3/\text{s}$ を対象に最小幅がNo.2.2 km付近の250 m、最大幅が0.8 km付近の400 mとなっている。もっとも、この区間は4.5 km付近まで、かなり高い瀬割堤があることを考慮しておかなければならない。杭瀬川合流点より上流の最小幅はほぼNo.5.2 km断面と一致する横曽根橋架橋地点の150 m、最大幅が13.2 km付近の330 mとなっている。このように、計画高水流量が一定区間ごとに見た場合の最小及び最大河幅比が1.6～2.2の値を示しているばかりでなく、局部的にも例えば杭瀬川合流点より下流区間や11 km付近のように、かなり不連続な河巾を示している。しかし、図でも示しているが9.6～13.8 km区間の比較的河巾の広い範囲には、各床止工を複断面にし袖部を高くすることにより、通水巾の連続性を結果的にはかっている。したがって、4.2 kmより下流においては平均通水巾として300 m程度、杭瀬川との瀬割堤区間で約100 m、それより上流区間で150 m程度とみなすことができる。

いっぽう、河床高は指数関数的な縦断形状を示し、4 kmまでが $1/8,000 \cdot 8$ kmまでが $1/1,100 \cdot 11$ kmまでが $1/350 \cdot 13$ kmまでが $1/200$ 、それより上流が $1/165$ といった勾配を呈する。このように、河床勾配が全体的に急になるのは地形のためで、掛斐川との合流点付近の地盤がT.P 1 m程度であるのに対し、直

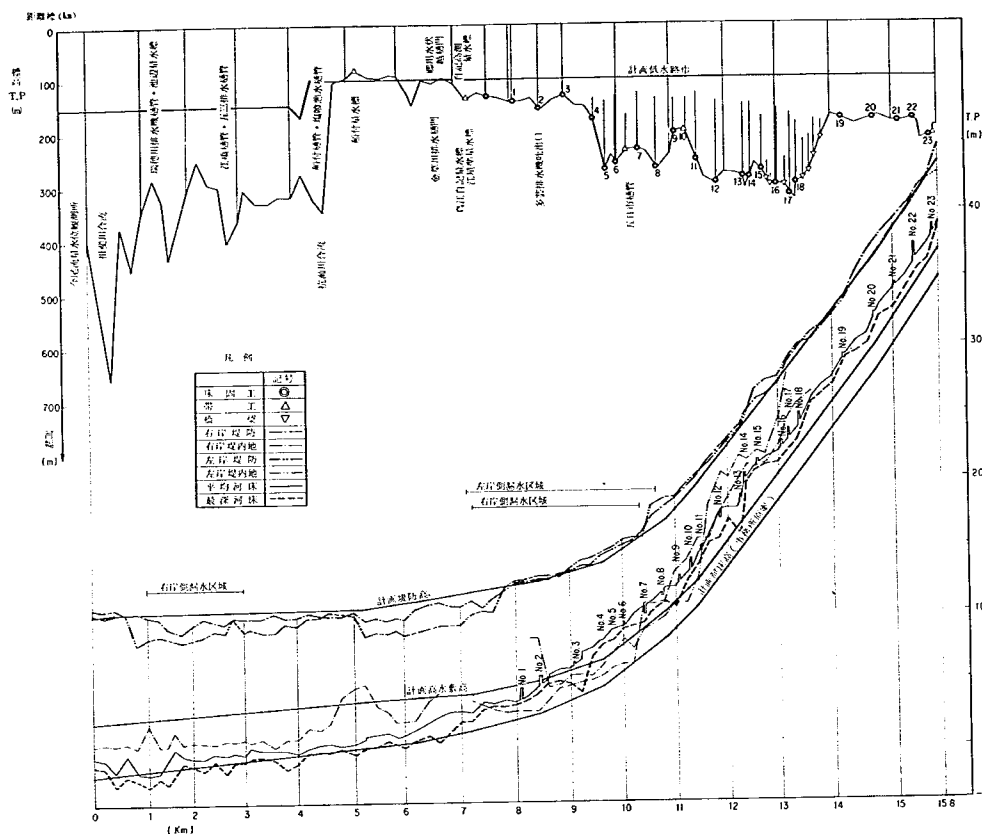


図-1.10 現況河道特性図

轄上流端付近はT.P 40m近く、この間の最短距離はわずか12 km程度しかない。堤内地盤高と平均河床高との関係では、8~11 km区間で河床高の方が高く天井川の様相を呈している。かって、連続堤が施されず河道が固定されなかった時代には、河床高は周辺の地盤高と大差がなかったはずである。したがって、上記区間では河床上昇を、それより上流区間では河床低下を来たしており、河床材料採取等の人工的影響を無視すればこの原因は次のような点に求められる。即ち、本章第2節でふれたように、現河道の12 km付近でかつての河道は南北二派川に分流しており、当時はその付近が扇端部であったため、その下流との間には大きな落差を有し地盤及び河床高とも相対的に低かった。その痕跡は現在の堤内地にも残っており、例えば左岸堤内地においては11.2~11.8 km区間で約10 m、右岸側では10.2~10.4 km区間で約4 mの高低差が生じている。左右兩岸を比較した場合、右岸側が短距離・小落差でしかも下流に位置しているのは、左岸側より越水・氾濫しやすいからである。その後、河道の固定・連続堤の完成及び南派川の締切りの結果、堤内地盤高が当時のままであるのに対し、河床は等勾配への作用を受け、扇端部より上流で河床低下・扇端部の直下流で河床上昇を来した。このような、河道及び堤内地の造成・変化の過程と結果より、図示するほぼ7~11 km

区間の左右両堤内地の漏水は理解できる。平均河床高と堤防高の関係を見ると大局的には、勾配が急であれば当然のことながら流速が早く水位の低下を招き、勾配が緩やかになるに従い水深が大きくなるという一般法則をそのままあらわしている。また、平均及び最深河床の関係は、床止工等の構造物の下流の一部で局部的に大きな差が生じている以外は、ほぼ同様の差と傾向を示している。平均河床高と床止工天端高の関係は、一部に天端が埋設している床止工が見られるが、平均河床及び天端高のとり方・さらには砂礫堆の移動過程の結果であり、通常全面的に河床下に埋設してしまうことは、流下土砂量から判断してまれと思われる。

3) 問題点と検討の方針

現在の床止工の原形は昭和7～14年に竣工し、老朽化と河床変動のために出水のたびに災害を受け、毎年のように多額の災害復旧費を投入してきた。また、上流域は土砂生産活動が活発であったため、現在でも堤内地扇端部付近では顕著な天井川となっている。したがって、中部地方建設局は治水上、将来2m程度の河床掘削を含む改修計画の策定を予定している。これらの問題点と課題を検討するため、①合理的な床止工を設計し災害を抑制するとともに、②改修河道計画策定のための資料を得、③それに至る過程としての河床低下工法に関する検討を行い、④あわせて、それらに付随したり派生する諸問題について、模型実験を含め検討することを目的としている。

以上の調査全体の流れを図-1.11に示した。同図に示す基礎調査及び資料収集は主として、木曽川工事事務所の手を煩わした。収集した資料を解析・考察し、設計条件を設定するとともに、牧田川の河道特性を把握した。そして、改修計画河道と河川構造物は机上設計の上、模型実験で修正し最良案を得る方法をとった。河川構造物の実験は主として抽出模型により、河道設計は全体模型実験を中心に行った。

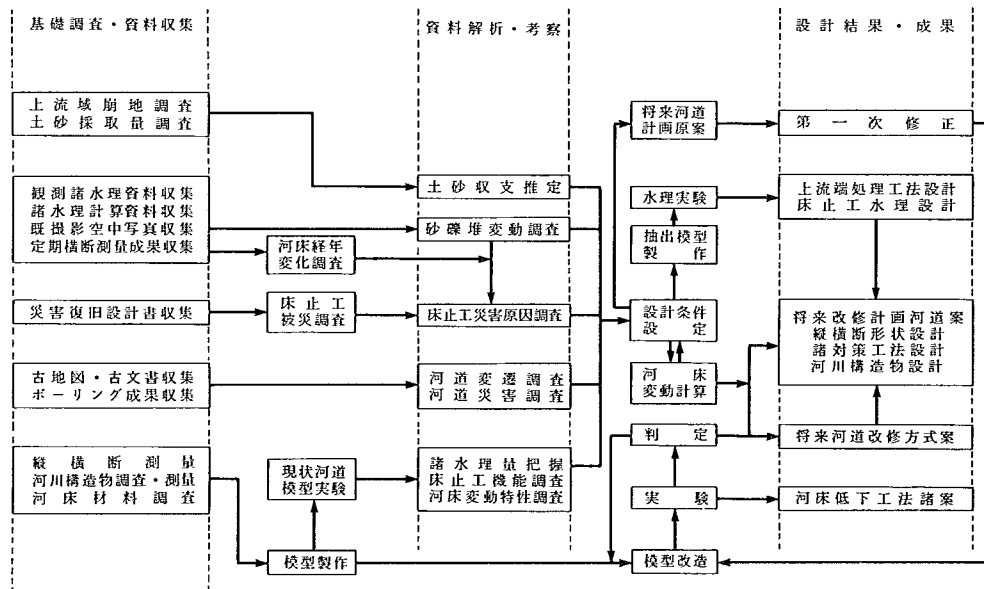


図-1.11 調査流れ図

第2章 河道特性と設計条件

岐阜県が本格的な砂防工事を着手する以前は上流域においてかなりの土砂が生産され、洪水のたびに河道に運搬されていた。現在は砂防工事の結果がかなりの効果をあげ、生産土砂量も減少し、出水のたびに流下してくる土砂量も安定してきている。しかし、牧田川河道は16 km程度の流路長に対し、扇状地から三角州地形までを含むというような特性を有しているため、他の大きい河川のような、河道内における土砂調整機能面積が著しく小さい。また、そのこともあって砂州の移動が活発なため、床止工の被災にしても構造上の老朽化は否定できないが、その直接的な原因は河床変動といえる。

このような河道の河道計画にあたっては、流砂と河床変動は軽視しがたい要素であり、加えて境界条件の一つでもある流入土砂量の設定は重要である。したがって、過去の牧田川の河床変動を調査・考察し、将来を予測した結果について本章では述べる。なお、その前に本報告の理解を助けるために、若干河床波の概念⁶⁾⁷⁾について述べる。一般に、流れが常流で河床材料を掃流できないような場合の河床は相対的固定床(No Motion)であるが、掃流力の増大に伴って次のような形態をとる。最初の段階は、上流側が緩勾配で下流側が急勾配を呈する砂漣(Ripples)や砂堆(Dunes)が形成され、次に高さの低い砂堆と平坦河床からなる遷移河床(Transition)になり、さらに強まると平坦河床(Flat bed)があらわれる。流量が増し、流れが射流になると反砂堆(Antidunes)が形成される。これらの領域は比較的小さく水深程度の規模に対応した領域の議論であるが、これらのものより大きく、河巾の数倍程度の大きさをもつ河床形態として、砂州(Bars)が存在する。砂州には、州が左右岸交互に現れる交互砂州(単列砂礫堆: Alternate bars)や、州がうろこ状になるうろこ状砂州(複列砂礫堆: Liguoid bars)等がある。砂州は砂堆と同様に三角形の縦断形状を有し、下流に移動する。なお、これらの河床波及び形態を表す概念として、小中大規模河床形態という言葉を用いるが、順に前述の水深規模・河巾規模及びさらに数km単位の河道平面上の蛇行等をさす。

第1節 河床及び河道構成材料

河床変動に対する調査結果についてふれる前に、上流域も含めた河床構成材料の分布状態と、河道を構成する土質より、牧田川河道の特性を考察する。

1) 河道を構成する材料

図-2.1は、名神高速道路及び橋梁等の構造物設計のためのボーリング成果をまとめた地質柱状図である。ボーリングが他の目的で実施されているため、その密度にかなりのバラツキが生じ、図示するにあたり距離標間距離は同一縮尺でとっていない。また、同図は必ずしも河川敷内だけではないが、地質年代的に見て牧田川の堆積作用と判断できる範囲はほぼ含め、主要地点における平均河床高を入れているが、区間距離の縮

6) 第32回建設省技術研究会

河川部門指定課題論文集 2. 蛇行に関する研究 昭和53年11月 建設省

7) 水工学シリーズ

79-A-6 河床形態と河道計画 鮎川 登 土木学会水理委員会 1979年7月

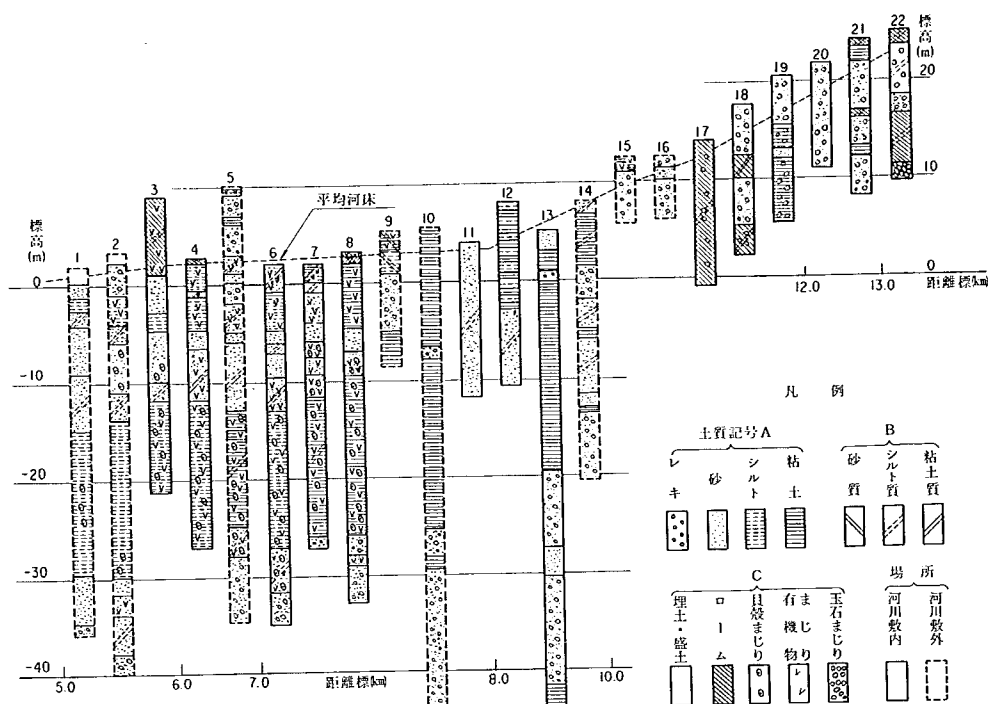


図-2.1 地質柱状図

尺が異なるため金中地点の河床高はともかく、河床勾配はあまり意味がない。

表層 10~20 m 程度の地質を表した同図によれば、上流から扇端部に位置する 10 km 付近まで、10 km から河床材料の牧田川の流れによる分級効果が顕著に現れている 8 km 付近まで、そしてかつての斐掛川本川筋流路に相当する下流部の 3 区分が縦断的に分割できる。つまり、10 km 付近までの上流部は典型的な扇状地質を示し、大粒径材料を主体に構成される。この範囲における粘土・シルト及びロームやそれらと砂・礫等の混合層が、大粒径層にかまれていることは、その部分が昔の氾らん原であったことを物語っている。すなわち、かつての流路であった時期に砂・礫層が形成され、流路が他の場所に移動している期間に、越水した流れに運搬された微・小粒径材料が堆積されたものと推測される。ただし、微・小粒径層が薄い場合は単に氾らん原だけでなく、大砂礫堆の水裏部に相当する淵であった可能性もあろう。次に、扇端部の直近下流の中流部においては、流れの集中度合及び地形勾配の緩和に伴い掃流力が低下し、砂以下の粒径を主に構成されている。下流部の標高 -5 m 程度の深さまでは、杭瀬川と牧田川の流路変遷と出水規模及び形態に影響され、かなり不規則な地質状態を示し、有機物を含んでいる。それより深部は砂または砂質層、シルト層、砂または砂礫層と互層状を呈し、当然のことながら境界面は上流ほど高くなる傾向を示す。表層及び下層砂礫層を除く中間 2 層には、貝殻が分布しておりかつての「古東海湖」等の海底であったことを証明している。これ

らの変化規模は氷河性海面変動*や地盤変動に強く影響されているが、そのオーダーは1桁以上小さい。

同図では13 km付近より上流の情報がなため推測の域を出ないが、扇端部までの地質状態と大差がないものと判断する。したがって、仮りに2 m程度の河床掘削を行っても、新河床面の構成材料は現在と大きく変化することなく、局部的に変ったとしても数洪水でその不均衡性は調整されるものと判断する。

2) 河床構成材料

直轄区間より上流域の河床または河床構成材料の特性については、第1章第3節「山地崩壊と砂防事業」の中の図-1.8で示したところである。本模型実験にあたり、上流域は一之瀬砂防堰堤の直上流付近まで、昭和51年度に実施しており、昭和47年度に行った直轄部分との中間を補間しているから、合せて図-2.2.に示した。同図a)に示す最大粒径の傾向は全般に下流ほど小さくなり、大局的に見て6及び16 km付近を境界にし3区分できる。上・中流部は第23号床止工が境界となり、上流は中流に対し10倍近い値

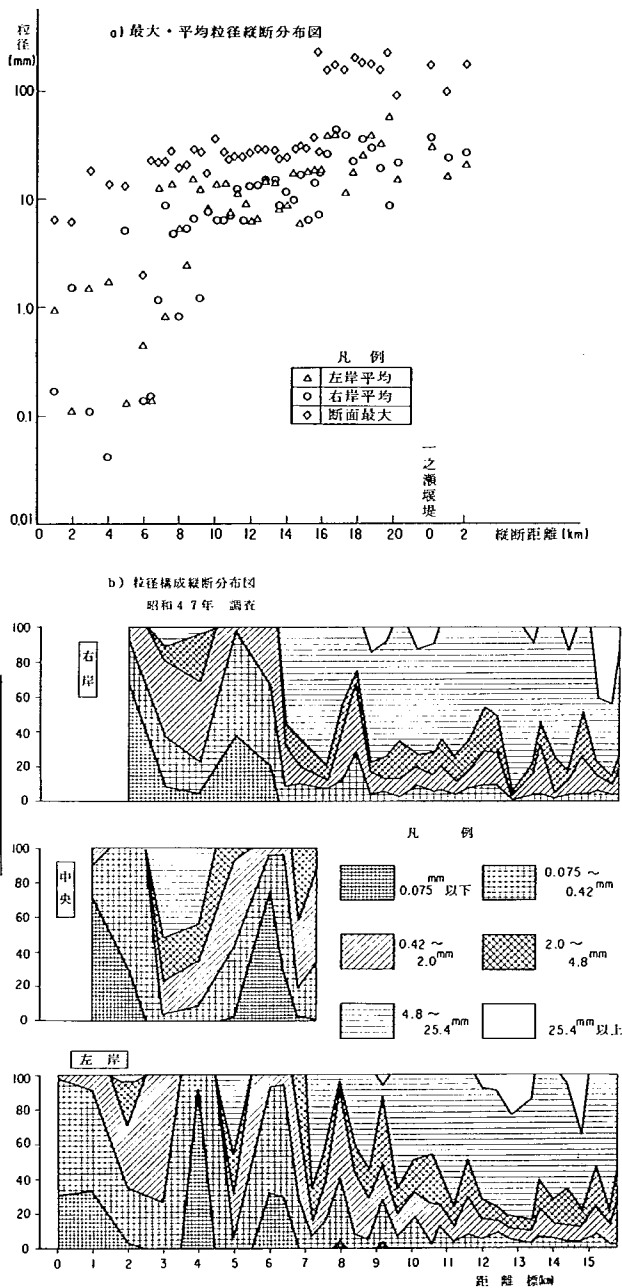


図-2.2 河床材料特性図

* 一般に、海水面の変動は、地盤運動と大規模な変動に起因する。第四期においては氷河の消長に伴い、海水量が増減し海面が変動した。約2万年前と比較して、現在の海面は100mあるいは135m、上昇したという学説等があり、約6千年前の高頂期までの平均上昇速度は5~8 mm/年となる。

を示し、一之瀬堰堤付近で若干のバラツキを生じている。中流部は下流に下がるに従い大局的なてい減傾向を呈し、6 km付近で不連続となる。平均粒径についても同様の傾向を示し、砂礫堆の影響と分級効果により左右岸及び採取断面でかなり異なり、特に9 km付近から下流においてはその分布範囲が広がる。3区間の概略的な平均粒径は下流から順に、0.6・1.0・2.0 mm程度となり、先に示した藤古川合流点から20 km程度上流の平均粒径150 mmと比較すれば、1割程度の値となり、この値に相当するのは23号床止工より上流部の最大粒径となる。

図-22 b)は上記47年調査結果の15.8 kmより、下流の粒径構成図である。粒径の分類はASTM* D 422-61Tにより、0.075 mm以下はシルト・粘土及びコロイドを含み、0.42 mmまでは細砂、2.0 mmまでは中砂、4.8 mmまでは粗砂とし、それ以上はASTMの分類に関係なく礫を2.54 mmで2分している。同図によれば、牧田川河床材料特性は一目瞭然である。すなわち、烏江付近の湾曲部を境界に、下流は小粒径・上流は中粒径材料で構成される。下流部は砂以下が主で、部分的に小礫が見られるが、河道中央部以外は中砂(2 mm)以下である。いっぽう、上流部は70%程度が礫でシルト以下は皆無の状態であり、砂も中砂以上が占める割合が多い。このような、河床材料構成割合の変化は、河道及び出水特性に支配され、河道計画にあたって留意しなければならない。

第2節 空中写真に見る河道特性

牧田川周辺の既撮影空中写真は本曾川上流工事事務所を含め、米軍(昭和23年)・国土地理院及び林野庁等が作成しており、昭和50年度までにおける流域の一部撮影も含めると12回に達する。撮影縮尺は米軍の1/4万の他は、1/1万~1/3.5万となっている。これらの全部について入手し、解析及び考察に使用したが、それらを表-2.1に示した。なお、同表の撮影期間中、4及び11番に代表されるように、かなり長期にわたった期間のものがあるが、一定地域にわたる期間であったり、契約期間であったりするものと思われる。撮影時刻の確認は各フィルムでできる。

本節では空中写真にあらわれている情報よりその特徴を見、河床波の特性を調査し、その変遷について考察する。

1) 各空中写真にあらわれている特徴

空中写真は昭和23年以降50年までの間に12種あるが、これらにあらわれている砂州の形状と規模に、床止工がかなり大きな比重で関与している。すなわち、床止工天端は河川横断方向に勾配をもたせ、流れを

表-2.1 入手空中写真一覧表

番号	撮 影 期 間	平 水 洪 水
1	23.11.2~3	○
2	32.11.30~12.7	○
3	36	○
4	38.9.4~11.17	○
5	40.11.18	○
6	42.5.18~5.31	○
7	42.12.18	○
8	43.10.30	○
9	47.5.12~5.31	○
10	48.1.2~2.1	○
11	49.5.28~8.4	○
12	50.9.11~10.22	○

* American Society for Testing Materials

集中させるようにしているため、供給砂が少なくなるとその影響があらわれている。

① 23年の空中写真の特徴は1/4万で高空から撮影しているため、不鮮明な部分もあるが、上流域山地部の崩壊が激しく、各渓谷は土砂で埋まっているように見える。このため、藤古川合流点より下流の牧田川も現在よりかなり河床が高く、各床止工の低水路部が河床上にあらわれているのは、わずかに上流の4本だけである。とりわけ、合流点付近の砂礫堆の発達と藤古川左岸部の州の定着から判断して、本川筋からの流送土砂が卓越していることがわかる。撮影が11月というせいもあるが、高水敷部の植生分布は顕著でなく、低水路河床上昇と合わせ、高水敷の荒廃がうかがえる。河床上昇に加え渇水期ということもあって、みお筋への湛水が確認できるのは、18号床止工より上流だけで、それより下流では伏流水と化している。このため、同区間における砂礫堆は推定できない。なお、この当時の杭瀬川は近鉄養老線鉄橋上流で合流し、現在のような瀬割堤は未着手の状態であり、さらに鳥江及び高淵橋とも見当らない。

② 32年空中写真は第4号床止工付近より下流部分だけであるが、数少ない洪水中写真である。現在の河床と比較すればまだかなり高い模様で、下流4基の床止工上の一部には砂礫堆の存在が認められ、出水規模にも支配され1波長300m程度の交互砂州が、第1号床止工より上流で確認される。なお、この段階では杭瀬川の蛇行はショートカットされ、牧田川との間の瀬割堤は施工されていることがわかる。

③ 36年空中写真は撮影日が不明であるが、6月に集中豪雨による出水があり、砂礫堆の状況や植生の繁茂状態から、6月以降のものと判断する。河床波状状態より移動土砂量はかなり多いと推測されるが、23年当時と比べて河床は大巾に低下している。砂礫堆の特徴は複雑であるが、交互砂州というより、湾曲部の内側に発生するポイントバーと、うろこ状砂州さらに第19～21号床止工間で交互砂州を生じている。以前より河床が低下した影響により、砂州は第22・18・11・9・3号床止工等で不連続となっている。

④ 38年空中写真は鳥江～19号床止工の範囲しかないが、ほぼ全域にわたりうろこ状砂州が形成されていることがわかる。36年6月以来床止工の被災を伴うような出水は37年8月の1回きりで、36年の空中写真と比較すれば、砂州は多芸橋付近より下流で300m・上流で500m程度流下している。床止工が砂州に及ぼす影響はさらに顕著になり、第5号より上流では砂州規模を支配している。

⑤ 40年は11月18日の出水中写真で、第16号床止工付近を境界に上下流でかなり異った流況を呈している。すなわち、上流側は砂州高が高いため洪水は砂州上に冠水していないのに対し、下流側ではほぼ全面的に冠水し、低水路いっばいの流れとなっている。これは砂礫堆規模に支配されているためであり、下流側が床止工間長を1波長とするうろこ状砂州であるのに対し、上流側はうろこ状及び交互砂州からなり、砂州高が相対的に高いことを示している。

⑥ 42年5月撮影のものは40年写真との間に、床止工の被災を持たらすような大出水がない状況下の写真である。両者を比較すると基本的には全く同様の河床波形態を示しているが、若干変化している場所について以下に述べる。藤古川合流点付近の同川内の大規模砂州は流下土砂量減少のため小規模化し、21～22号間の中央に砂州が形成され、その下流の20～21号間の中央砂州がなくなっている。全般的に、それより下流部においては砂州規模が縮小され、上流からの補給土砂量の減少を思わせている。なお、近鉄鉄道橋付近の緩流部には、河中に比しかなり大規模な砂州が形成されるに至っている。

⑦ 42年には12月にもう1回撮影しており、この間7月に中規模の洪水が記録されている。23号上流

の河床はかなり固定化している模様で、低水路中央にみお筋が生じている。21号より上流は大きな変化は見られないが、それより下流では全般に発達傾向を示している。なお、この写真は出水中のものであるが、16号床止工より下流は⑥で述べたと同様の特徴を示し、河中いっぱいの流れとなっている。

⑧ 43年空中写真から得られる特徴は以下のとおりである。42年7月以降大規模出水がなかったことと10月という撮影期であるため、42年12月の写真に比べ大きな変化が認められず、砂州は固定化され植生が繁茂しだしている。ただし、砂州形状はより鮮明なうろこ状を示し、その規模は床止工1区間内にくつも形成されていることに見られるように小さくなってきている。ただし、鳥江付近の湾曲部に固定されている砂州は、ますます大きくなっている。

⑨ 43年以来3年以上経過して撮影されている47年写真は、第18号床止工より上流の範囲しかない。この間、床止工の被災を伴うような大規模出水は44年7月・45年1月・同7月、45年6月・46年8月・同9月6日及び9月16日と、7洪水に見舞われている。このため、うろこ状砂州は交互砂州に変化し、固定化されていた砂州位置も変化している。藤古川合流点付近の中州は、ほぼ消えてしまっている。

⑩ さらに48年空中写真までには、47年7月及び9月の2回にわたり出水している。43年空中写真と比較すれば、多芸橋より上流の砂州がさらに小規模化され、下流側についてもその傾向は否めず、この4年間強の期間にかなり移動していることがうかがえる。ただし、湾曲部内側には巾はそれほどでもないが、かなりの長さには達するポイントバーが形成されている。これらの小規模化あるいは縮小の原因は、上流域の生産土砂量の減って流下土砂量の減少のためと考えられる。鳥江より下流は43年写真では砂州が形成されていなかったが、48年においては極めて小規模なものが認められる。

⑪ 49年空中写真までには大規模出水は1度もなく、1年強しか経過していないせいもあり、砂州位置及び形状とも48年のそれと酷似している。若干異なる点は第9～10号床止工間の右岸側砂州がなくなり、新たに左岸側に発生していることと、第17～18号間及び18～19号間の砂州高が相対的に低くなっている点くらいである。したがって、土砂の移動はほとんどなかったと判断される。

⑫ 50年空中写真撮影直前を含め、49年写真撮影以来2回の中小規模出水があった。このため、23号床止工直上流にはかなりの土砂が堆積し、その影響は21号床止工付近にまで達している。その反面、14号付近までは上流からの補給量が流出量と均衡し、49年以前の小出水で崩れていた砂州が改たてて形成されなおしている。さらに多芸橋まで砂州は発達傾向に、4号まではやせる傾向にあり、その下流では再び発達の様相を示し、とりわけ鳥江付近におけるそれは規模及び範囲とも大きくなっている。

2) 河床形態の領域

過去の主要4洪水に対する主要地点の小規模及び中規模河床形態の領域区分を図-2.1に示した。ただし、昭和28年9月洪水痕跡は5km地点までしかなかったため、5km地点で扱い、他の洪水については下流部の領域が28.9出水と大差がなかったため、割愛している。河床形態の概念については本章の冒頭でふれたところであるが、小規模河床形態については図-2.1の下図に示している。同下図の形態領域分類はGarde・Raju⁸⁾によるもので、実績洪水の範囲においては4号床止工より上流はほぼTransition形態とみなせる。鳥江付近

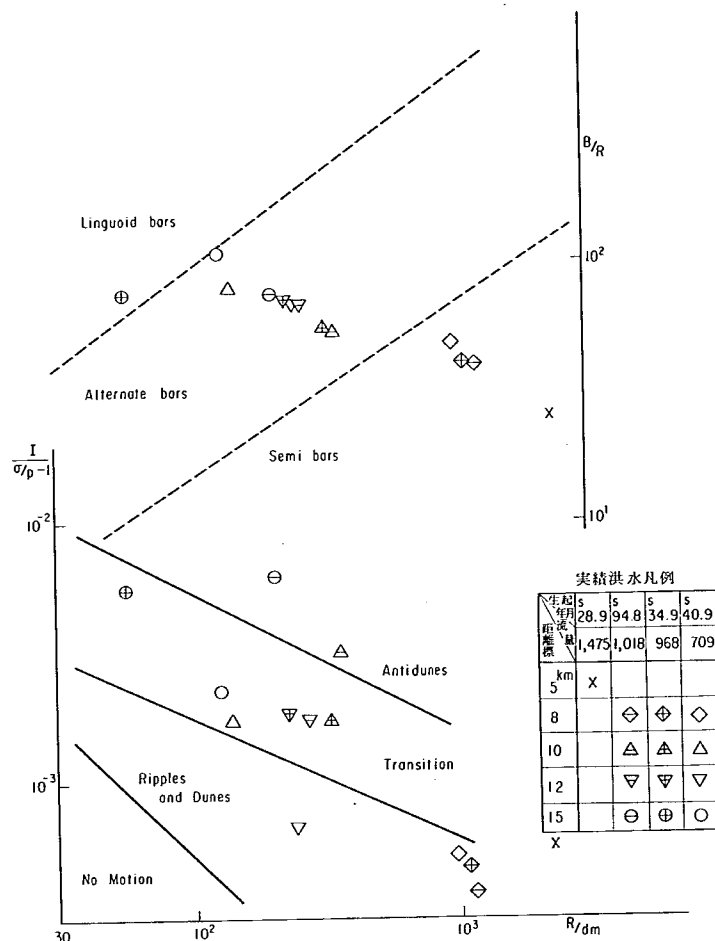
8) Garde, R.J. and R. Raju, Regime criteria for alluvial streams, Proc. ASCE, No. HY6 Nov. 1963.

は I が小さくなることもさることながら、 R/dm が非常に大きくなり、砂漣・砂堆領域となる。34年8月洪水では部分的に Anti-dunes があらわれているが、今回行った全体模型実験結果も含めて考えれば、Transition 領域にあると判定できる。

次に、中規模河床形態区については村本・藤岡⁹⁾によるもので、彼等は水深 h で整理していたが、下図の小規模河床形態と合せるため径深 R を使い、 $B = A/R$ で求めているため、実際より通水巾が小さめに出ている。したがって、 $R = h$ と考えてよいから、現実には実績の各点は図中上方に移動することになる。これらのことから、鳥江付近より下流を除いて、単列及び複列砂礫堆となり、下流部は Semi bars と Alternate bars の境界付近となる。

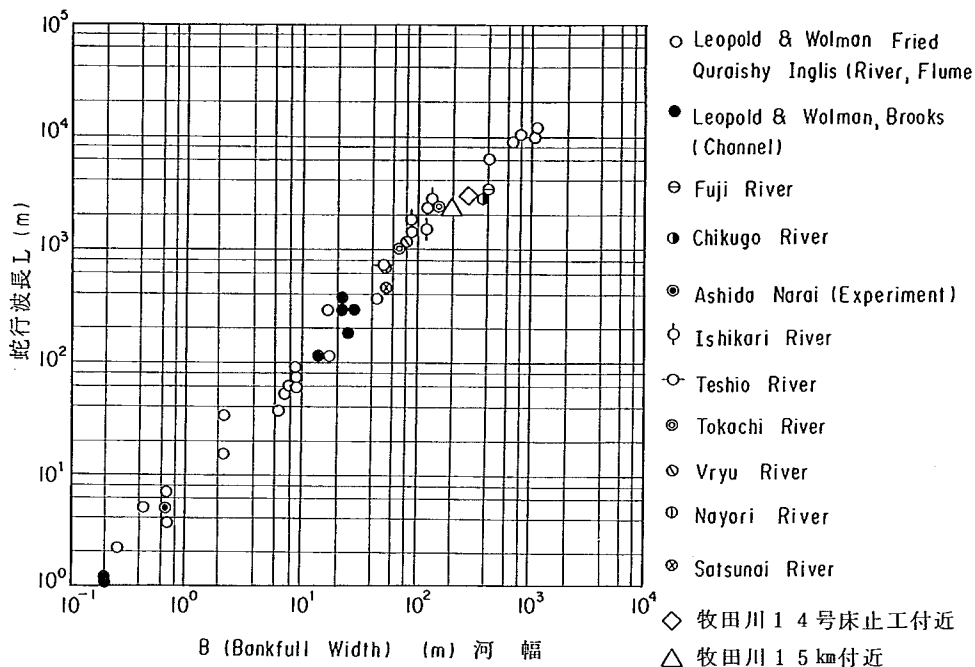
3) 砂州と蛇行特性

交互砂州の上流側は緩やかな勾配の長い斜面で、下流側は急勾配の短い斜面からなる三角縦断形を呈し、階段状となり、横断的には左右非対象な形状となる。砂州上の流れは最小のエネルギー損失をはかるため、最急勾配に主流があらわれる。つまり、落差の最大の場所に流れ込み、反転して砂州上いっばいに広がる流れとなり、対岸の深みに流れ込む。このような流れのパターンが繰返され、主流部は左右岸交互にあらわれ深みへと蛇行する。蛇行を支配する砂州は出水流量や流入土砂量に、形状及び規模とも強く影響される。



図一 2.3 実績洪水時河床形態分類図

9) 村本嘉雄・藤田裕一郎、中規模河床形態の分類と形成条、第22回水理講演会論文集、1978



図一 2.4 蛇行波長～河巾相関

現在の牧田川を大局的にみれば、15 km (21号床止工直下流)で流路を右に転じ、12.4 km (14号床止工)で左に転ずる蛇行形状を示している。もちろん、堤防法線上のこの蛇行は、扇状地における氾らん原が締切られる一すなわち築堤される一以前の蛇行形跡であるが、その長さを図一 2.2 で他河川と比較した。土木学会水理小委員会が我国の実河川における相関を求めた結果、蛇行波長 $L = (8 \sim 20) B$ を見出している。牧田川の場合は、 L/B の係数が、10 程度となる。また、河巾と流量の間に相関があることから、 $L/2 = (25 \sim 80) Q^{1/2}$ と関係づけられている。この場合の流量 Q は、単断面河道の場合年最大流量、複断面に関しては低水路満杯流量を用い、牧田川においてこれらの流量を $450 \text{ m}^3/\text{s}$ とすれば、係数は 55 程度となり、平均値より若干低いところに位置する。

第3節 平均河床高経年変化

図一 2.5 は木曽川上流工事事務所が実施している定期横断測量結果より、ほぼ 5 年間隔の主要断面の経年変化と主要洪水を示したものである。昭和 37 年以前に距離標を現在的位置に移動させたため、35 年と 37 年の間が連続していないので結線していない。比較的 15.4・14.2・12.6・11.0・10.0・9.0 及び 6.0 km 断面等は、みかけ上変動量は安定しており、全期間を通じて変動最大値は 50 cm にも達していない。その理由はこれらの断面が、砂礫堆の移動の影響を受けにくい湾曲部の始・終点あるいは中央部であったり、床止工の下流であるためと判断される。その他の断面は平均河床でありながらかなり活発に変動しており、14.6・

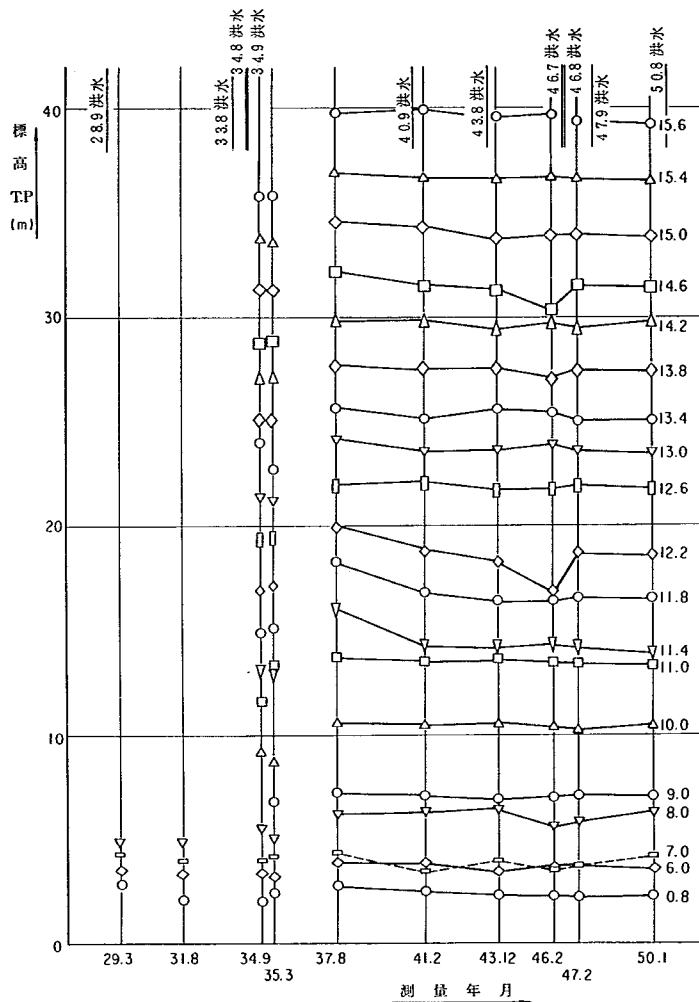


図-2.5 横断別平均河床高経年変化図

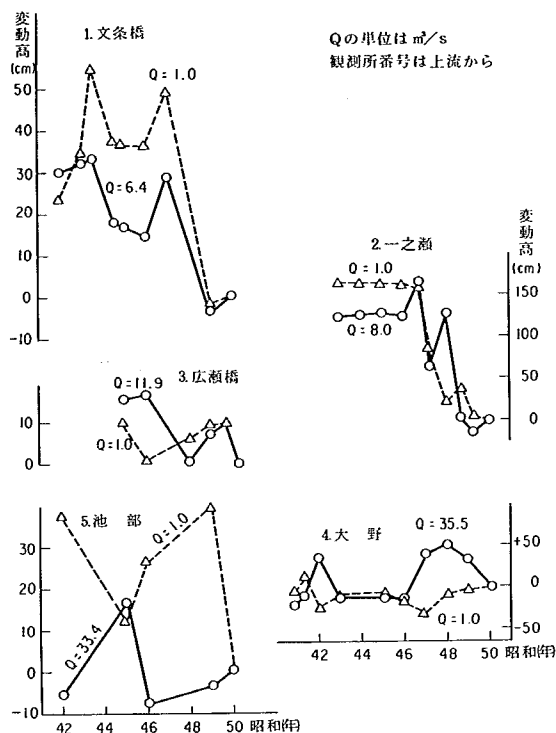
12.2・11.8・11.4 km断面等は顕著で、特に前2断面は46年の前後で、軽く1 mを越える巾で上下している。そして、これらの断面では昭和37年以来3.5~8.5年の間に大巾な河床低下を来し、12.2 km断面に至っては実に3 mに達している。河床変化を平均河床で議論すると、見かけ上実際の現象よりかなり小さくあらわれる。すなわち、砂州の移動に伴い淵と寄州の位置変化が現実には生じていても、平均してしまえばその現象は無視されることになる。ところが、床止工や護岸等の構造物に悪影響を及ぼすのは、河床全体の低下もちろんであるが、局所的な洗掘や淵等の現象もある。

図-2.6は主要観測所における水位-流量相関式より、 $Q = 1.0 \text{ m}^3/\text{s}$ の最小程度流量と、相関式適用範囲内

最大流量を流下させるために必要な水位の変化を、昭和50年と比較して示したものである。同図に示した観測所以外にも沢田、鳥江及び栗笠等があったが、求められている相関式数が少なかったため、それらの地点は除外した。各観測所における対象2流量は、相関式の上下限であるため若干精度に問題を生じるかも知れないが、 $Q = 1.0 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合は観測地点におけるいわば最深河床部分、最大流量は当該断面における平均的河床の性格のそれぞれの変化を示すことになる。水位変化、従って河床変化は観測所によって、かなり特徴的な傾向を示している。上流から順に見ていくと、文条橋においては低下しながらも部分的な上昇という周期的な変化を示し、特に小流量の方が大きな変化量を呈しているが、顕著な砂礫堆移動の影響と判断される。一之瀬橋では河床変動周期が文条橋のそれより短くなっているが、同様の傾向を示し最近顕著な低下傾向にあり、実に1 mを上回る

低下量に達している。上流2観測所に比較し、広瀬橋は最も安定しており最高及び最低差をとっても16 cm程度で、第23号床止工の効果と考えられる。大野及び池部においては不規則な変動傾向にあり、揖斐川及び杭瀬川の影響を受けているとともに、全体的に上昇傾向と見られる原因は後述する河床材料採取の影響がなくなり始めているものと判断できる。

したがって、牧田川河床変動の全体的傾向は、次のようにいえる。直轄区間より上流の渓床においては砂防工事の効果があらわれ、全般的な低下傾向を示し場所によっては50~150 cmにも達している。直轄上流端の直上流では上流からの河床材料の補給が減少しているため、わずかではあるが低下傾向にある。とはいっても、23号床止工の上流は満砂状態に近く、直轄区間に対する土砂調整機能はそれほど期待できない。もっとも、今後上流域において新たな、あるいは大規模崩壊が発生しない限りは、土砂調整機能も現状程度でまに合うものと思われる。鳥江付近より上流の直轄区間は見かけ上それ程変化していないが、出水時における砂礫堆の移動はかなり活発であり、特にかって南北派川に分流していた扇端部付近の河床低下が顕著である。鳥江より下流では河床材料採取中止の影響もあって、若干ではあるが上昇傾向にある。



図—2.6 H—Q経年変化図

第4節 床止工の履歴

牧田川南派川が締切られた時期はわからないが、直轄区間内23基に及ぶ床止工が竣工した昭和7～14年前には締切られていたものと考えられる。なぜならば、南派川締切りの影響が直接的に及ぶ範囲、すなわちかつての分派点付近、次に同合流点及びその上下流、続いて上下流端部といったように、順次締切点から遠ざかる竣工年度を示している。中には6及び19号のように、上下流の床止工竣工年と比べ遅れているものがあるが、周囲の河床状況を見ながら追加したかも知れない。もっとも、当時の文献によれば床止工間隔と河巾の関係、流れの制御をはかるために床止工天端縦断方向に勾配を付ける等が提案されており、現在の床止工からもそれらの思想をうかがい知ることができる。

当時の設計図書が残されていないため、竣工当時の構造は不明であるが、災害復旧工事等を通じ明らかにされた特徴は、床止工本体全部がコンクリート構造ではなく、場所によっては中詰用土砂の表面をコンクリートで被覆していたり、根入れもそれほど深くない。つまり、簡単な構造と老朽化に加え、活発な河床変動のため毎年のように洪水により被災するようになった。昭和36年以降、災害復旧工事として発注された設計書等より作成した履歴調査図を図-2.7に、同設計説明書の抜粋を資料編-2.1に示した。同図の初期

被災年度 竣工(昭和) 工事号	36	37	40	42	44	45	46	47	49	50
1	14						○			
2	14									
3	12	○ □								
4	10	○ △								
5	10		○							
6	9	□								○
7	10									
8	10		□							
9	9	○ □								
10	9	□						○ □ ▽		
11	9	○ □			□			□ ▽		
12	9	○ □	○ □							
13	9	□	○ □							
14	9	□								
15	8		□							
16	7			○ □		□				
17	7			○ □						
18	7	○ □ □			○ □				○ △	
19	14	□	○ □			○ □	○ ▽	□ ▽		
20	12			○ □	○ □	○ □	● ▲			
21	11		○ □				□			
22	11	□				□				
23	10						■			
災害復旧費 (万円)	*12,876	12,234	17,322	3,737	5,601	4,677	6,178	7,213	1,121	1,322

凡 例

被災部	被災種類	災害復旧工事	維持修繕工事
床止本体		○	●
水叩部		□	■
袖部	右	△	▲
	左	▽	▼

注：同一年度に同じ部分の被災を2回以上受けているケースもある。
維持修繕工事は図中の他第12号の水叩部を41及び43年に実施
災害復旧費中には維持修繕費を含まず
災害復旧工中*印は一部翌年の被災分も含む
災害復旧費は昭和51年価格に調整済

図-2.7 床止工の履歴調査図

段階において、被災床止数及び設計金額とも多いのは、昭和35年度以前の被災も含まれているかも知れない。工事数量の概要はヘロスケヤー(2t)が1,788個、六脚ブロック(2t)686個及び(3.5t)230個、テトラポット(3.2t)356個、中空三角(2t)256個ならびに三連ブロック305個に達し、三連を除く総重量は約7,400tで、1回も被災していない第2及び第7床止工を除けば、1基当たり350tのブロックが投入されたことになる。また、設計金額は河川工事費デフレーター¹⁰⁾により昭和51年価格に調整済であるが、合計は7億2,281万円に達し、被災年数1年当りの平均額は7,228万円に及ぶ。

図-27より①昭和40年以前の被災箇所は上下流を問わずほぼ全域にわたり分布し、42年以降の被災は大勢として上流に集中している。②各床止工被災部分は水叩部が延べ35箇所でも多く、次に床止本体が21箇所・袖部9箇所の順となっている。③各部分の被災歴傾向として水叩部は早い時期に、袖部は最近、本体はほぼ全期間を通じて、といったことがいえる。④第2及び7号床止工は1回も被災せず、逆に第12・18～20号は3回以上被災している。⑤全体として、下流側の床止工の被災回数は少なく、被災内容も軽微であるのに対し、上流側は逆の傾向を示している。これらの現象は前節までにふれてきた河道特性や河床変動の動向と一致している。すなわち、床止工配置区間における河床勾配の顕著な変折点として10.8km(Na 8)、11.5km(Na 11)・11.8km(Na 12)及び13.4km(Na 18床止工)付近をあげることができる。11km付近より下流は経年の河床変化が小さいばかりか、むしろ河床上昇傾向にあり、昭和46年測量成果による縦断面図では第7・8号床止工天端は、平均河床の下に存在している。このため、第9号より下流の床止工はその被災の回数及び内容とも、比較的大きくない。11～13km区間においては、さらに河床勾配が急になることに加え、南派川の締切りによる掃流力の増大・河床低下と拡幅工事が行われており、平面的にも大きく左の方向に蛇行している。これらの要素に起因し、第10～13号間の床止工は軒並みに2回以上被災している。その上流の4基の床止工を含む1km強の範囲は、かつての派川分流の上流に位置し比較的河巾も広く、やや緩勾配になり経年の河床変化も激しくないため被災は比較的小さい。13.5kmより上流は、最も急勾配区間であるにもかかわらず床止配置間隔は長く、その間の落差は大きい。いっぽう、平均河床高の経年変化は大きくないが、最深河床高は昭和40年頃より急激に低下しており、砂礫堆の移動を物語り、床止工の被災結果と一致している。

第5節 河道設計条件

改修計画を検討するに当たり、その基本的考え方ともいうべき事柄についてふれておく。現在の牧田川は数箇所大きく蛇行しているものの、下流の一部を除けば川幅は十分に確保されている。計画高水流量が改訂されないから、下流の一部を除き基本的には現行堤防法線を尊重することにした。いっぽう、河床高は流れが堤防内に規制された以降上昇し、扇端部付近では堤内地盤高よりも2～3mも高い天井川となっていることはすでに述べたとおりである。改修計画策定の契機はこの天井川の解消にあり、本実験における切下げ量は平均的に2m程度として取扱ったが、実際の計画策定においては、根拠づけされた切下げ量と河床高を求めなければならない。切下げ幅は原則として現在の低水路と一致させ、高水敷は河積が確保される限り維持

10) 災害統計 昭和52年版 建設省河川局

管理上冠水させないようにした。現在の河道は洪水を河道中央に集め、河床変動を抑制する目的で床止工群を配しているが、計画河道においては床止工群改修方式に限定しないことにした。

1) 実績洪水と事務所案計画諸元

牧田川における昭和28～40年の間の主要洪水の最高流量は、表-2.2¹¹⁾に示すとおりである。41年以降においてもかなりの頻度で出水しており、40年の

700 m^3/s 程度あるいはそれ以上の規模の洪水は、44年7月・46年8月・47年9月・50年8月等がある。これらの実績洪水痕跡から逆算した粗度係数は8kmより下流が0.032、上流が0.040程度となっている。ただし、8kmより下流においては40年出水のように流量が小さくなると増加し、700 m^3/s 程度で0.035と前記粗度より1割程大きくなっている。一般に、粗度係数は流量あるいは水深が小さくなると河床波の影響を受け、大きくなる傾向にある。計算結果の8kmより下流だけにそのような傾向があらわれていることは、掛斐川本川の水位の影響を受けていることと、上流部が床止工上に支配断面が生じているためと判断される。なお、この粗度係数には各床止工の影響が含まれていないことはいままでの間。

本曾川上流工事事務所が昭和47年に策定した改修計画によれば、杭瀬川合流後の計画高水流量は1,900 m^3/s ・合流前が1,400 m^3/s であることに対応させ、合流後の低水路巾は150m・合流前を100mに設定している。

また、6.8kmを境界にして下流の粗度係数を0.035・上流を0.040としており、先に示した実績粗度にはほぼ見合う値である。計画堤防高は烏江付近より下流を除き、現況堤防高以下に、計画河床高は下流が現況最深河床高にはほぼ合わせられている。いっぽう、上流部～11km付近の間の河床高は現河床より大巾に切下げられ、計画河床より2m高い高水敷高が、ほぼ堤内地盤高と一致し、その区間の上流は掘込み河道の観を呈する。なお、事務所案河床高と高水敷高の差は9.6kmより上流で2mであるが、下流では徐々に大きくなり0.0kmでは3.95mとなっている。計画堤防高と高水位の差は7.2kmより下流で2m、その上流で1.5mとなっているが、実際には計画流量流下時の水位は計画高水位を大巾に下回ることが予測され、余裕高としてはさらに増すことはまちがいのなかろう。

2) 土砂収支と流入土砂量

牧田川は昭和41～47年の間に10kmより上流で71,800 m^3 の砂利採取を許可し、また採取年度は不明であるが、築堤等改修事業の材料賦存量として876,900 m^3 という記録があり、合せて約95万 m^3 程度となる。いっぽう、先に示した定期横断測量成果の河床経年変化より求めた河床変動量は、昭和37年と50年を比較

表-2.2 主要洪水最高流量表

生起年月日 (昭和)	烏江 (m^3/s)	広瀬橋 (m^3/s)
28. 9.25	1,058	
	1,184	1,198
34. 8.12~14	1,018	
	1,218	1,398
34. 9.26~29	967	
	969	1,081
35. 8.12~13	511	
	313	345
40. 9.13~15	430	
	701	738
40. 9.17~19	709	
	700	

注：上段は実測値・下段は計算値

11) 昭和42年度 掛斐川粗度係数の検討報告書 昭和43年3月 建設省本曾川上流工事事務所

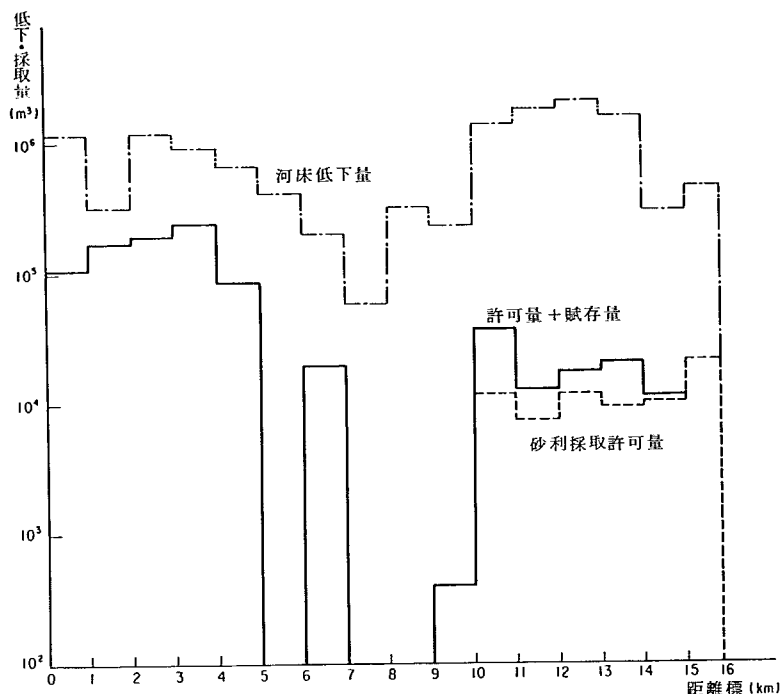


図-2.8 区間別河床低下量比較図

して約130万 m^3 に達する。計算は200mごとに測量されている断面図より、計画高水位から各年の経深を減じて平均河床高を求め、200m各間ごとの平均変動河床高に河巾と区間距離を乗じている。区間及び年度別砂利採取許可量を含め、1km区間ごとの賦存量及び河床変動量の比較は資料編-2.2に、同計算結果を図-2.8に示した。なお、資料編-1.5にはいずれの方法による砂利採取も中止した昭和47~50年の間の河床変動量を併記している。

図-2.9によれば、1km区間別に見た砂利採取許可量と賦存量の合計と、河床変化高から求めた低下量の相関は、比較対象年間の相違・砂利採取許可量と実際に採取する量のひらき、さらには測量及び計算精度等の要素を考慮すれば、非常に相似た形状を示しているといえる。すなわち、採取量が少ない区間では低下量も少なく、逆に多い範囲は大きな低下量となっている。ただし、8km付近を境界として、上流部と下流部の採取量と低下量の差が異なる傾向を示す理由は、改修のために採取した期間が砂利採取を始めた時期よりかなり古く、しかも長期間にわたっていたためと判断される。つまり、賦存は下流部が大部分でかつ6.2kmより下流は杭瀬川との間の背割堤を除き、昭和初期から昭和40年以前に用いられており、採取した量の何割かはこの間に埋戻されるのに対し、上流部は最近採取を許可されていることと、かつて低下させられた下流部の補給源としての役割を果している。

資料編に参考資料として掲載した昭和47~50年の間の変動量は、直轄区間全体で約7万2千 m^3 堆積している。47年以降についても5,000 m^3 の砂利採取許可量を与えているし、河床土を用いて若干の築堤を行っ

ている。牧田川の上流部は急勾配河道であるのに対し、下流部は感潮区間であるという河道特性から判断して、直轄上流端から流入する土砂のうち浮遊形態で輸送される河床材料は掛斐川に流出するものと仮定できる。また、洪水規模及び頻度が同年間程度と設定すれば、先の河床上昇量よりごく大ざっぱに見積って、年間1.5~2.0万 m^3 程度の流入・堆積土砂を考慮しておかなければならない。ただし、この間は計画高水流量規模の出水に見舞われておらず、大規模出水があれば先の流入土砂量は数倍程度大きくなることを見込んでおかなければならない。

3) 流入土砂調節機能と新河床材料

直轄区間における河床は大局的に上昇の傾向にあるが、上流域は砂防事業の効果等もあり生産土砂量は減少し、前節で述べたように河床は低下傾向にある。したがって、新たな大規模崩壊の発生や異常出水に伴う土砂流出は、上流域でかなりの割合が調整されるものと判断される。また、第23号床止工上流部の土砂調節機能の傾向も同様であるが、単体として考えるならば現在は若干の河床が低下しているが、かつて満ばい状態にあった時期が存在し、あまり過大な期待はできない。したがって、上流域河道と渓谷全体としてとらえれば、土砂発生源位置にも左右されるが、前記数万 m^3 /年の規模程度に考えておけばよさそう。

次に、河床を低下させた場合の新河床材料は、本章第1節で示した柱状図から、局部的にはかなり変化する部分が生じる。さらに、粒度分布や平均粒径までを対象とすれば、新河床面のそれが現在のそれと一致するとは全く考えられない。しかし、長期的に見れば流れが有する分級効果と置換作用により、流れの特性に見合った材料が分布するようになるだろう。したがって、設計条件としては現状の河床材料特性で取扱うが、施工にあたっては過渡的段階における状態に留意しなければならない。つまり、現状より非常に小さい粒径の期間には、構造物の根入れや保護範囲等の点で配慮を要する。

4) 扇状地河川における注意事項

主として砂防等が取扱っている1/100より急な河床勾配を有する河川の災害形態は、表-2.3に示すよ

表-2.3 扇状地河川における災害形態の分類(砂防)

番号	原因	現象	災害程度
①	上流域からの異常土砂流出	垂直変化	ダメージ大・致命的
②	流出の蛇行・偏流等による破堤・越水災害(動的平衡状態)	平面変化	ダメージ中、上流で破堤すれば大
③	扇頂部付近で河床低下し扇端部付近に堆積(上流域からの土砂補給無)	垂直変化	ダメージ小・瀧水等

うに分類できる。同表①に対しては堰堤や山腹工で対策し、②及び③に対しては流路工・床固工や護岸等で対処している。そして、床固工は河床から突出させたものをいい、満砂した状態で計画河床勾配とするが、土砂調節機能は持たせていない。床固工と砂防堰堤は高さ5mを境界にし、複断面床固工は上流・法面・下流部の順で被災する例が多いようである。一般に、上流域で砂防工事を行えば扇状地は河床低下を来し、流路が移動する首振現象を呈する。垂直・平面変化は扇頂部における水理量や地形に左右されるといわれ、1/100より急勾配河川の法線形は直線が好ましい。

今後、河川領域から見た急勾配河川の問題点や検討事項として、①計画流入土砂量の設定手法の確立、②計画論と対策工に関するタイムスケール、③床止工水理の平衡勾配、④中規模砂州の制御方法としての床固工・水制工の効果、⑤巨石の限界掃流力、⑥移動床模型実験の相似性、⑦模型実験における河床材料粒径分布範囲の妥当性等がある。

第3章 現状河道模型実験

牧田川の改修計画の策定に当り最も問題点を多く包含し、かつ重要区間である11~13.5 km間を全体模型実験で検討することにした。同区間は床止工群配置密度が高く、12 km上流でかつて南派川が分流していたため、平面的に左側に湾曲し偏流する場所でもあり、この区間の下流で天井川となっている。模型は水平・垂直とも1/40の縮尺で、現状河道実験においては、既設の構造物のうち多芸橋及び高水敷に配置されている帯工以外は、所定の位置に設定している。現地の河床構成材料の平均粒径は、模型対象範囲内で10 mm程度であるが、模型では入手可能粒径の制約上から、若干大きな0.30 mm程度のものを用いている。なお、模型は構造物以外は高水敷も含め前記粒径材料で移動床として扱っているが、高水敷の植生等は無視しているため移動しやすいかも知れない。

第1節 実験方法と実験概要

実験流量は模型流頭部に配置したバルブと量水槽により、調節・設定した。量水槽には鋭縁矩形刃形堰を取付けており、あらかじめ板谷・手島公式¹²⁾で求めておいた越流水深~越流量の相関関係から、必要流量をバルブで調節しながら与えている。一般に、移動床の場合の水位は河床変動に影響されるため、ほぼ同時刻における水位を測定するように努めた。水位計測機器の最小目盛は1 mmであるが0.1 mmまでの読取りが可能であり、現地量に換算して4 cm程度となる。流速はプロベラ式流速計により、計器固有の換算式によりデジタル表示カウンターを用いて測定した。河床高は河床構成材料の敷設厚さを測定する方法と、水準測量による方法を併用した。流況観察のうち、流線の追跡は染料や浮子等を流し、写真撮影と目視によるスケッチを併用している。また、水衝部・はく離領域・死水域・射流部及び局所洗掘等の特異な水理現象の把握を重点に実施している。

河道改修状況及び改修方法ならびに実験目的、流量及び水位等の境界条件からなる諸要素を考慮し、組合せ設定した実験ケースは表-3.1に示すとおりである。これらの測定量は現状河道の3ケースの平均でみると、水位は25断面・113測点・46点/断面で時間経過に対し平均2回強、河床高は37断面・1593点・43点/断面といったように、極めて多量の測定資料となる。したがって、これらのデータのすべてを本報告書に取入れることは困難なため、ここではそれらをまとめたり一部のデータを掲載するにとどめ、これらの測定数値は本報告書とは別の方法で報告する。

実験で対象とした流量は $450\text{ m}^3/\text{s}$ が数年に1回出水程度の流量で、 $970\text{ m}^3/\text{s}$ は近年の実績最大である昭和47年洪水、 $1,400\text{ m}^3/\text{s}$ は計画高水流量である。計画高水波形は昭和28年9月洪水を対象に作成されている鳥江地点の波形を用い、資料編-3.1に示すような形に近似させ、そのピーク流量の $1,304\text{ m}^3/\text{s}$ で呼称する。次に、実験目的についていえば、現状河道実験は模型の現地との相似性に関する検証と諸水理量の把握であり、工事中出水実験では下流から河床切下げ工事を実施している途中に出水した場合の影響範囲とそ

12) 水理公式集 土木学会編 昭和46年度改訂 p254

の規模を検討し、河床低下実験は洪水流による河床低下法の可能性を追求した。

表-3.1 全体模型実験ケース一覧表

内容 実験 河道	番 号	条 件			測 定 項 目			
		流量 (m^3/s)	通水時間 給 砂 量	河床整形	水 位	流 速	流 況	河床高
現 状 河 道	1-1	450	1.5(h) 25,600(m)	○	△	△	○	○
	1-2	970	2.0 46,720	○	○	—	○	○
	1-3	1,400	1.7 55,680	○	○	△	○	○
過 渡 的 河 道	工 事 中 出 水	2-1	450 2.0 0	○	△	—	○	○
		2-2	970 2.0 0	—	△	—	○	○
		2-3	1,400 2.0 0	—	△	—	○	○
	河 床 低 下	3-1	450 2.0 0	○	△	—	○	○
		3-2	970 2.0 0	—	△	—	○	○
		3-3	1,400 2.0 0	—	△	—	○	○
計 画 河 道	床 止 方 式 改 修	4-1	1,400 1.5 0	○	—	○	○	○
		4-2	1,400 1.5 63,360	○	○	○	○	○
		4-3	450 2.0 0	○	—	△	○	○
		4-4	*1,304 2.5 58,000	—	—	○	○	○
		4-5	*1,304 2.5 46,080	○	○	○	○	○
		4-6	450 1.2 32,260	—	△	△	○	○
	非 床 止 方 式 改 修	5-1	*1,304 2.5 43,010	○	△	△	○	○
		5-2	450 1.2 57,220	—	—	○	○	○
		5-3	*1,304 2.5 51,840	○	○	○	○	○
		5-4	450 1.2 45,440	—	○	○	○	○

注：△印は部分的、○印は全面的測定を表わす。 通水時間は模型値、流量欄 *印は不定流

第2節 相似律と検証実験

模型実験は、現地に生ずる現象の基礎方程式を模型上で解くことに他ならない。したがって、模型上の現象を支配する基礎方程式が、現地のそれと同一かどうかを検討せねばならない。本節ではそれらの関係を示す相似律について述べ、模型上の現象が現地の現象に合っているか否かを検証する。

1) フルード相似則

一般に相似関係は、現地および模型に働く主作用力によって決められる。重力の作用力が卓越している場合にはフルードの法則に従い、内部摩擦力が主作用力の場合にはレイノルズの法則に、表面張力が卓越している場合にはウェーバーの法則に従うことになる。主として、開水路のような自由表面を有する流れは、流質が重力の作用を受けてより低い位置につこうとする。その結果、慣性力と摩擦力の影響が支配的となる。したがって、一般的には重力と慣性力が卓越している場合はフルード数¹³⁾を合わせるようになる。今、流れを支配している現象を一次元的なものとみなせば、流れの運動方程式と連続式はそれぞれ次式で与えられる。

$$\frac{n}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial h}{\partial x} - i + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2g} \right) + \frac{h^2 v^2}{h^{4/3}} = 0 \quad (3.1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (3.2)$$

ここに、 n ；マンニングの粗度係数、 g ；重力の加速度、 v ；流速、 t ；時間、 h ；水深、 x ；距離、 i ；河床勾配、 Q ；流量、 A ；流積

先の各式が現地と模型の間で成り立つならば、(3.2)式より次の関係が生じる。

$$\frac{V_r}{t_r} = \frac{h_r}{x_r} = i_r = \frac{V_r^2}{x_r} = \frac{n_r^2 \cdot V_r^2}{h^{4/3}} \quad (3.3)$$

ここに、添字 r 付の各物理量は、現地と模型値の比をあらわす。本模型においては、水平及び垂直縮尺とも $1/40$ を採用した。したがって、(3.3)式における x_r と h_r は等しくなり、各物理量の縮尺は表-3.2に示すようになる。

表-3.2 諸物理量縮尺比率表(フルード法則)

2) 流砂量及び時間の相似律

移動床実験における流砂量及び時間の相似は、模型実験における河床変動の状況を現地の現象に近似させればよい。そのためには、流砂の輸送形態と移動量を合わせればよい。今回の実験で、相似律検討に使用した流砂量公式は、土研、ロールセンおよびブラウン公式の3式によった。以下その3式を比較しやすいように整理して、上記の順で示す。

諸 元	次 元	縮 尺	
距 離	L	$1/\ell$	$1/40$
面 積	L^2	$1/\ell^2$	$1/1600$
体 積	L^3	$1/\ell^3$	$1/64000$
時 間	T	$1/\ell^{1/2}$	$1/6.325$
流量係数	$TL^{1/2}$	$1/\ell^0$	$1/1$
流 速	L/T	$1/\ell^{1/2}$	$1/6.325$
加 速 度	L/T^2	$1/\ell^0$	$1/1$
勾 配	L/L	$1/\ell^0$	$1/1$
流 量	L^3/T	$1/\ell^{5/2}$	$1/10119.2$
粗度係数	$T/L^{1/3}$	$1/\ell^{1/6}$	$1/1.849$
圧力強度	M/LT^2	$1/\ell$	$1/40$
力	ML/T^2	$1/\ell^3$	$1/64000$
仕 事	ML^2/T	$1/\ell^4$	$1/2560000$

$$Q_B = \frac{B \cdot u_*^3}{(\sigma/\rho - 1) \cdot g} \cdot \varphi \cdot F \quad (3.4)$$

$$Q_T = \frac{Q}{265} \cdot \left(\frac{d_m}{h}\right)^{7/6} \cdot \left\{ \frac{\rho \cdot u_*^2 \cdot d_m^{1/3}}{(7.66n)^2 \cdot \tau_c \cdot g} - 1 \right\} \cdot f \quad (3.5)$$

$$Q_B = \frac{10 \cdot B \cdot \rho^2 \cdot u_*^2}{(\sigma - \rho)^2 \cdot g \cdot d_m} \cdot R \cdot I_e \quad (3.6)$$

ここに Q_B ; 掃流砂量、 Q_T ; 浮遊砂を含む全流砂量、 B ; 通水巾、 $u_* = \sqrt{\tau_0/\rho}$; 摩擦速度、 $\tau_0 = \rho g \cdot R I_e$; 掃流力、 ρ ; 水の密度、 σ ; 掃流砂の密度、 φ ; マニングの粗度係数の関数、 F ; τ_0/τ_c の関数、 τ_c ; 限界掃流力、 I_e ; エネルギー勾配、 d_m ; 河床材料の平均粒径、 f ; u^*/w_0 の関数、 w_0 ; 河床材料の沈降速度

土研公式は掃流砂を対象にしており、ブラウン公式は $u_*^2/(\sigma/\rho - 1) \cdot g \cdot d_m$ の値が大きくなると浮遊砂も含まれ、ロールセン公式は浮遊砂も含めた全流砂を対象としている。その他、浮遊砂を取扱っている公式としては、カリンスキおよびアインシュタイン公式等があげられるが、これらの公式は河床近傍を流れる流砂の取扱いがやや仮定的なため、今回の検討の対象からは除外した。ここでは、各々の諸元をあらわす文字に添字 r を付けて表現する。我々が日常的に取扱う模型実験においては、一般に $g_r = \rho_r = 1$ である。また、表-3.2 であらわすように $x_r = h_r = \ell$ とすれば、河床構成材料の間に、次のような関係が成り立つ。

$$d_r = \frac{\ell}{(\sigma - \rho)_r} \quad (3.7)$$

さらに、(3.4) ~ (3.6) 式の現地と模型の比を、河床構成材料の平均粒径を用いてあらわせば、それぞれ次のようになる。

$$Q_{Br} = \ell^{3/2} \cdot d_{mr} \cdot \varphi_r \cdot F_r \quad (3.8)$$

$$Q_{Tr} = \ell^{4/3} \cdot d_{mr}^{\tau/\sigma} \cdot f \left(\frac{u_*}{w_0} \right)_r \cdot \left(\frac{\tau_0'}{\tau_c} - 1 \right)_r \quad (3.9)$$

$$Q_{Br} = \ell^{3/2} \cdot d_{mr} \quad (3.10)$$

次に時間縮尺は、次式の河床変動の連続式と (3.4) ~ (3.6) に示した流砂量公式より、求めることができる。

$$\frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{1}{(1 - \lambda) \cdot B} \cdot \frac{\partial (B \cdot q_B)}{\partial x} = 0 \quad (3.11)$$

したがって、時間縮尺は (3.11) 式より、次のようにあらわすことができる。

$$t_r = \ell^3 \cdot \frac{(1 - \lambda)_r}{Q_{Tr}} = \ell^3 \cdot \frac{(1 - \lambda)_r}{Q_{Br}} \quad (3.12)$$

ゆえに、土研・ロールセンおよびブラウン公式による時間縮尺は、次式の形で与えられる。

$$t_r = \ell^{3/2} \cdot \frac{(1-\lambda)_r}{d_{mr} \cdot \varphi_r \cdot F_r} \dots\dots\dots (3.13)$$

$$t_r = \ell^{5/3} \cdot \frac{(1-\lambda)_r}{d_{mr}^{7/3} \cdot f\left(\frac{u_*}{w_0}\right)_r \cdot \left(\frac{\tau_0'}{\tau_c} - 1\right)_r} \dots\dots\dots (3.14)$$

$$t_r = \ell^{3/2} \cdot \frac{(1-\lambda)_r}{d_{mr}} \dots\dots\dots (3.15)$$

3) 粗度の検証

現地と模型の流れを一致させる条件の一つとして、水位及び水面勾配の相似性がある。一般に、これらの要素を合わせることは、粗度係数を一致させればよいことになる。粗度係数は直接測定できない量であるから、実験結果より次式を用いて求めた。

$$h_1 - h_2 + Z_1 - Z_2 + \frac{\alpha Q^2}{2g} \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right) + \frac{n^2 Q^2}{2} \left(\frac{1}{R_1^{4/3} A_1^2} + \frac{1}{R_2^{4/3} A_2^2} \right) \Delta x = 0 \quad (3.16)$$

ここに、 Z ；平均河床高、 α ；平均流速の補正係数、 Δx ；2断面間の区間距離、添字1及び2；下流側及び上流側の諸量をあらわす。マンニングの粗度係数 n 以外はすべて既知量として取扱い、 α については1.1を用いた。

現状河道3ケースの実験結果の平均水位は図-3.1に、昭和47及び50年洪水痕跡と各床止工最低天端高も含め比較した。47年洪水流量は $970 \text{ m}^3/\text{s}$ であったと算定されているが、全区間を通じ1-2実験水位よりも高くなっている。同痕跡水位は左右岸の平均値であるが、痕跡水位は一般に水面波の影響や毛管現象、さらには痕跡水位となる堤防法面付近の流速は小さいこと等のため、平均水位より高く現れる傾向があり、牧田川の場合は床止工高水敷部の上流側痕跡であればかなり高く現れているはずである。くわえて、同洪水が $950 \text{ m}^3/\text{s}$ であったという資料も見られ、流量解析手法にもよるが、 $970 \text{ m}^3/\text{s}$ という流量精度にも問題があるかも知れない。とりわけ、130 km 付近より上流においてはその差が大きくなり、痕跡は $1,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 実験水位をも上回っている。しかし、水位に差は生じているが、各床止工が支配断面のような役割を果たしているため、両者の水面勾配は非常に近似していることがわかる。いっぽう、この水位を用い(3.16)式で逆算した粗度係数は、表-3.3に示すようになる。前章第5節でふれたように、実験対象範囲の粗度は実績及び計画とも0.040であったが、実験結果のそれは単純平均で0.037となりほぼ1割程度小さくなっているのは先に述べた痕跡水位が高めに現れることに原因する。しかし、区間別に見ていくと2区間ごとに大小傾向を呈しており、例えば小さい1~13号間及び15~17号間を除いた平均粗度係数は0.041強となり、小区間のそれは0.029弱となる。これは後述する河床変動と河床波の影響によるもので、大きい値の区間は小さい値の区間より、顕著な河床低下傾向を示している。また、床止工間隔が長い区間が小さくあらわれていることから判断すれば、短い区間は床止工の堰上げの影響が含まれていると考えられる。

模型範囲内における現地河床材料採取地点は400 m間隔ごとを原則に左右岸合わせ16点あり、それらの

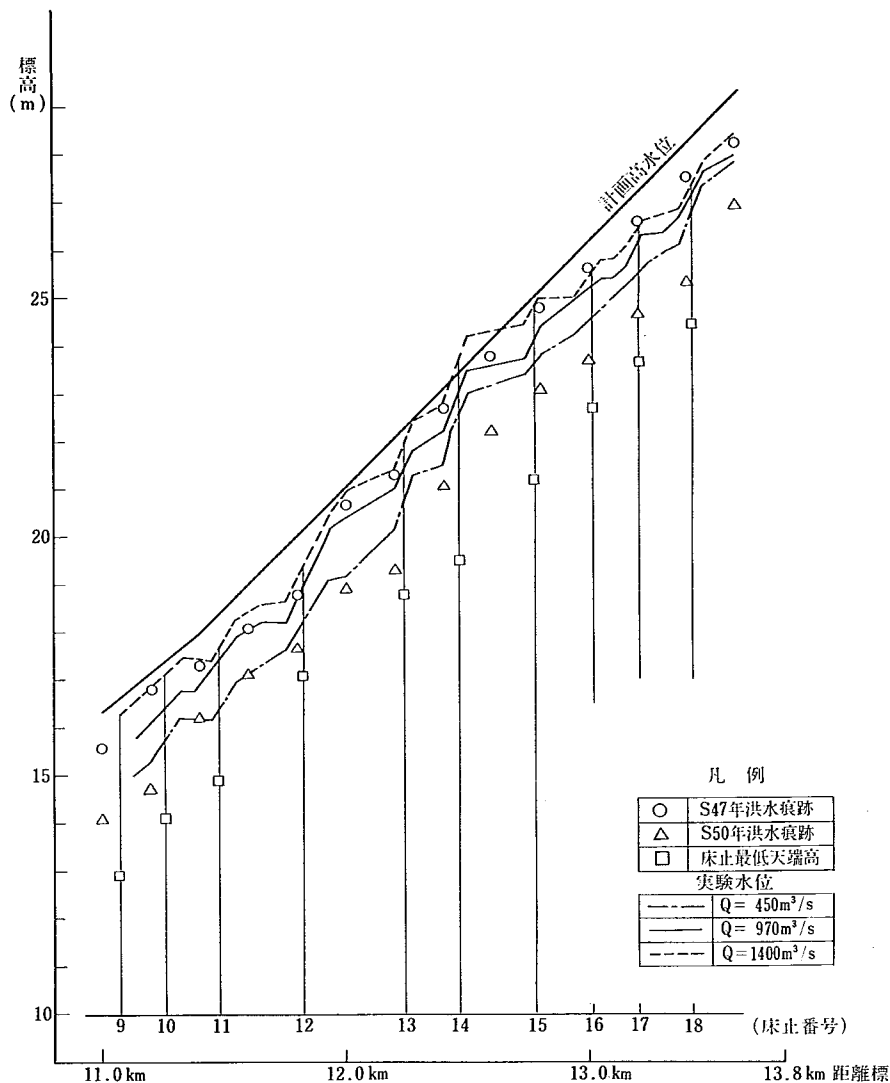


図-3.1 水位縦断面図(現状河道)

各地点の平均粒径の単純平均は約11mm程度となる。しかし、これらの採取地点の選定はかなり機械的に行われており、この区間における蛇行特性や砂堆の状況、さらには現地調査の印象等から判断するともっと大きくなるはずである。その程度はわからないため、一応上記平均粒径を対象とし(3.7)式において、 $\sigma_r = 1$ と仮定すれば $d_r = l$ とならなければならない。したがって $d_p/40$ が模型用河床材料の粒径であるが、計算値よりも15%程度大きい平均粒径の砂を用いている。その加積粒度分布は資料編-3.2に示している。いっぽう、我国の一般河川における抵抗係数 ϕ と平均粒径・河床形態等の間には、図-3.2に示すような関係

が見出されており、1-2実験結果の水量と現地河床材料平均粒径を用い、合わせて示した。同図によっても④範囲を除き、前記粗度係数の妥当性は裏付けられている。なお、各区間の径深Rは平均値をとっているため、例えば床止工下流等ではRが大きくなり、そのような場所では粒径も大きく、図で示している領域より右上方向に移動するだろう。

4) 流砂現象の相似性

移動床実験における相似性は、河床構成材料の移動性と輸送形態を合わせばよい。一般に、河床が移動しうる材料で構成されていても、流速が小さく底面に作用するせん断力が小さいうちは、流れは固定床として扱うことになる。掃流力 τ_0 が限界掃流力 τ_c を越えると河床材料の移動が始まるが、 $\tau_0/\tau_c \leq 3.0$ ならば、河床材料の移動は限界掃流力の影響を強くうける。今回の実験にお

表-3.3 実験粗度係数表

$Q = 970 \text{ m}^3/\text{s}$

区間 (床止工 距離標)	粗度係数
9~10号	0.042
10~11号	0.040
11~12号	0.030
12~13号	0.031
13~14号	0.044
14~15号	0.041
15~16号	0.026
16~17号	0.028
17~18号	0.044
18号~13.6km	0.039

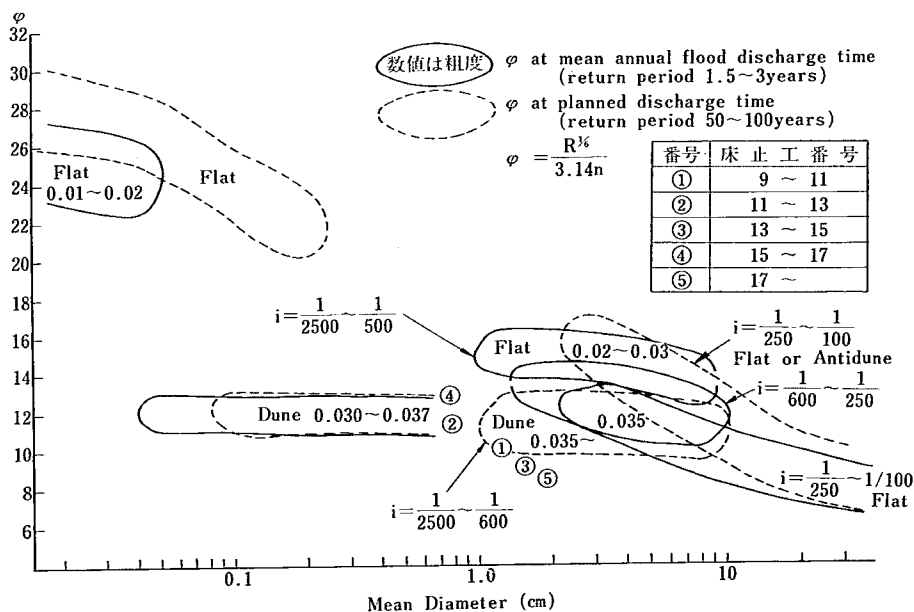


図-3.2 河床形態～抵抗係数相関図

いては最小流量の $450 \text{ m}^3/\text{s}$ では、 τ_0/τ_c が5倍程度以上となっており、 $970 \text{ m}^3/\text{s}$ の方が局部的に小さな値を示している場所が存在するが、床止工直下流等特殊な場所であり、問題はないと判断する。いっぽう、現地と模型における掃流力と限界掃流力の比 $(\tau_0/\tau_c)_r$ は、河床構成材料の流れに対する活発性を示す指標になる。すなわち、 $(\tau_0/\tau_c)_r > 1$ の範囲は模型の流砂現象が現地より不活発であり、1以下の場合

表-3.4 流砂現象の相似性

主要断面 (km)	τ_0/τ_c			u_*/w_0		
	現地	模型	現地/模型	現地	模型	現地/模型
11.4	8.0	4.3	1.9	0.76	0.79	0.96
11.6						
11.8	7.0	2.4	2.9	0.71	0.59	1.20
12.0	6.9	6.0	1.2	0.71	0.93	0.76
12.2						
12.8	10.6	4.9	2.2	0.88	0.84	1.05
13.0						

	平均粒径 (mm)	限界掃流力 (cm/s) ²	沈降速度 (cm/s)
現地	11.0	89.0	35.0
模型	0.32	2.6	4.2

活発であることを示す。また、河床を構成している材料が輸送されている状態の相似性は、局所洗掘・河床低下及び堆積場所とその量に影響を及ぼす。このような河床材料の流送形態をあらわす方法として、一般に流れの摩擦速度と河床材料の沈降速度の比 u_*/w_0 が使用される。 u_* はほぼ流速と比例関係にあり、 w_0 は重力による静水中の沈降速度である。つまり、 u_*/w_0 は流体と粒子の相対速度の表示量である。したがって、 u_*/w_0 が大きいことは粒子が流体と一緒に動くことを意味し、浮遊形態に近づくことになり、 $(u_*/w_0)_r < 1$ の場合は模型の河床材料粒子が現地のそれより、浮遊しやすくなることを示す。

表-3.4 に、47年出水の痕跡水位とNo 1-2 実験結果より、これらの量を求めて示した。47年痕跡は200m間隔であり、床止工が含まれるとその損失が入ってしまうので、結局同表に示した4区間となり、さらに実験値とは厳密には同一断面ではなく、文字通り指標程度の値と判断することが妥当であろう。なお、掃流力を求めるための径深Rは、47年洪水については同年の定期横断測量結果を、実験は終了後の平均河床を用いている。同表によれば、 $(\tau_0/\tau_c)_r$ はほぼ1~3倍の範囲内に、また $(u_*/w_0)_r$ は0.75~1.20の範囲内に納っている。ただし、模型値の11.6~11.8 km断面間の τ_0/τ_c 及び u_*/w_0 とも値が小さすぎるくらいがあるが、11.8 km断面が第12号床止工直下流であることと、 τ_0 で用いるエネルギー勾配を水面勾配で代表させているためである。したがって、流砂現象の相似性のうち、 $(\tau_0/\tau_c)_r$ は2倍前後程度であり若干模型の方が不活発であるが、 $(u_*/w_0)_r$ はほぼ1.0程度であり、輸送形態に関しては保証されているといえよう。なお、これらの比較をした区間は、前項で示したように粗度係数が小さい範囲であることに留意しておかなければならず、床止工の堰上げ影響を除いてもなおかつ粗度係数が大きければ、先に示した比は大きくなる方向に作用する。

5) 流砂量及び時間縮尺

前項の流砂現象の相似性で用いた水理量を (3.8)~(3.10) 及び (3.13)~(3.15) 式に代入し、求めた流砂量と時間縮尺を表一 3.5 に示した。土研及びロールセンとブラウン式の間には、かなり差が生じているため、各公式の構造について検討し、妥当な縮率について考察する。前二者は、掃流力と限界掃流力の比による特性をあらわす項が存在する。さらに、土研公式は掃流形態で輸送される河床材料に適用されるが、粗度係数の関数 ϕ を u_* / w_0 によって変化する係数として扱うならば、濃度の大きくない範囲で浮遊砂の領域まで適用できる。つまり、土研公式とロールセン公式は範囲を限定すれば、同じ構造となっている。これに対し、ブラウン公式は前二者のような構造を有していない。したがって、土研及びロールセン公式による縮尺が、現象を比較的適格に反映していると判断される。このような観点からすれば、流砂量縮尺は 1/4000 程度弱、時間縮尺は 1/15 程度と思われる。

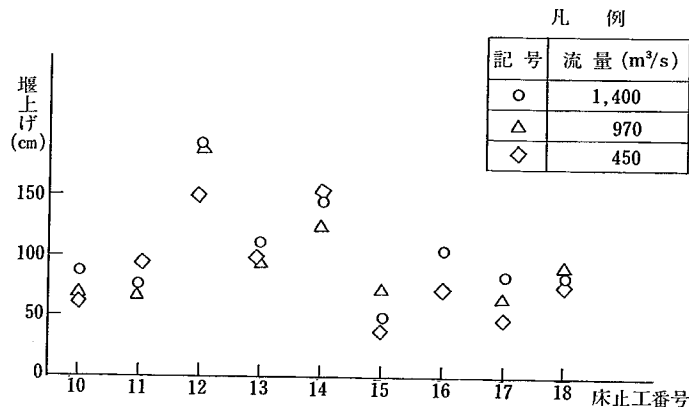
表一 3.5 移動床実験縮尺表

諸量 公式	流砂量	時間
土研公式	1/3940	1/162
ロールセン	1/4680	1/137
ブラウン	1/8700	1/72

第3節 現況河道の流れ

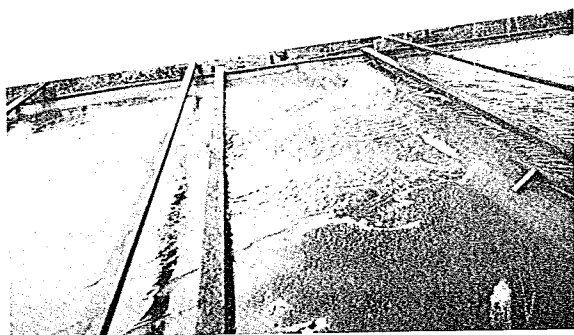
現況河道における水位は図一 3.1 に示し前節の検証の項でふれたところであるが、模型範囲内についていえば、第 14 号床止工付近が計画高水位を最高 50 cm 以上も上回っている。この付近における計画高水位と堤防高の差は 1.5 m であり、計画堤防高は現状堤防高以下にあるが、現状堤防高に対し規定の“余裕高”を 30 cm 程度わっている点に留意しておかなければならない。これは床止工の堰上げの影響によるもので、階段状の縦断水面形状を呈している。ちなみに、図一 3.3 に各床止工のせき上げ量を示した。せき上げ量を討論する場合には、せき上げ量を求める床止工上下流断面の設定、その断面における河床変動等を考慮の上、河床面による摩擦損失と床止工自体の形状損失に分離しなければならないが、全体模型実験の結果を未処理のままプロットしたものである。このため、小流量のせき上げ量が大量より大きく現れている等の矛盾も生じているが、概略の傾向を知ることはできよう。同図によれば、第 12 及び 14 号のせき上げ量が大きく 1 m をこえ、それ以外は比較的小さく

1 m をこえるものはまれで、特に第 15 及び 17 号等が小さくなっている。水位縦断は砂堆の影響や測定断面の不一致があつて、心ずしも 3 ケースが流量差に相当する水位差に従い平行にはなっていないが、各床止工によるせき上げが支配的になるその上流では、比較的系統的な傾向を示している。



図一 3.3 各床止工堰上げ量

前にもふれたように、各床止工の河心部は低水路部のうちでも相対的に切下げられており、床止高水敷と低水路部間の法角度による効果と合わせ、写真－3.1及び図－3.4の抽出図に見られるように流れを河道中央



写真－3.1 床止工付近の流れ

No 1－3 実験 第 12 号床止工 (写真右側) を左岸側より見る。床止工上流側高水敷は冠水、下流側は非冠水で、跳水位より流れが河道中央に集まっている点に注目されたし。



写真－3.2 床止工周辺の局所洗掘1)

No 1－3 実験 第 15 号床止工を左岸側より見る。左岸側の下流が“すりばち”状局所洗掘で、砂州の移動状況によっては、高水敷がさらに浸食される。

に集める工夫がなされている。床止工周辺の流れは袖部と通水部境界の下流側に、平面軸を有する渦流が発生する。渦流は左右岸とも境界よりも外側に接して生じ、渦の範囲内における高水敷の側方浸食と、河床面に“すりばち”状の局所洗掘孔 (写真－3.2) を形成する。“すりばち”状局所洗掘孔の規模は渦流のエネルギーに左右され、渦流は床止工の落差と砂堆に影響され、極端な場合は高水敷を大巾に浸食する。図－3.4に示した流況図によれば、第 14 号床止工付近を中心に左側に湾曲している法線形のため、この付近の流れは右岸側に偏流する。この傾向は掃流力が強くなれば特に顕著になり、遠心力の作用とあいまって湾曲部内側に発生する砂州が相対的に影響し、増々偏流を促進させる。湾曲部内側に形成される砂州は大流量ほど短時間に大きく発達し、外側の河床低下を促す。 $450\text{m}^3/\text{s}$ では高水敷の冠水は第 10 及び 11 号床止工上流の一部だけであるが、 $970\text{m}^3/\text{s}$ になると第 16 号より上流の各床止工右岸側以外がほぼ冠水し、 $1,400\text{m}^3/\text{s}$ では模型範囲内高水敷の大部分が冠水するようになる。床止工上下流断面、とりわけその断面の高水敷部においてはかなりの水位差がつき、床止工下流側では流速が大きくなるため冠水しない場合が多い。高水敷への冠水は大部分が死水域に近い状態で、かつ水深が小さいため、それ程大きな問題にはならないが、低水路法線沿いと床止工上流側においては、砂州の移動に伴って若干の流れが生じる。この流れは高水敷の側方浸食を助長し、写真－3.3 に示すような床止工袖部上流側の局所洗掘を生じせしめる。また、床止工通水部上流側は護床工がなければ、写真－3.4 に示すような洗掘を受ける。この洗掘は床止工上流端壁面に当たった流

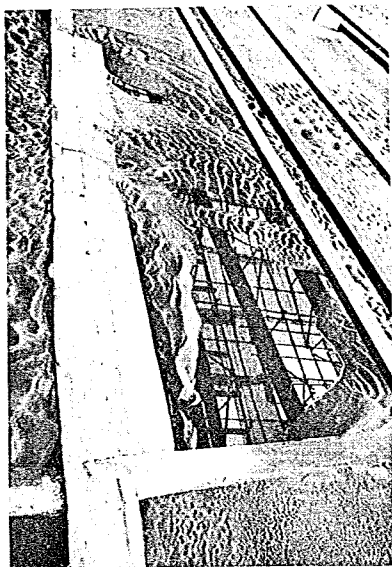


写真-3.3 床止工周辺の局所洗掘②

No1-2実験 第14号床止工を右岸側より見る。床止工に直交しているのは既設低水護岸であり、床止工下流の高水敷は全く流れに影響されていないのに、上流側はかなり局所洗掘を受けていることがわかる。



写真-3.4 床止工上流側の局所洗掘

No1-3実験 第12号床止工を右岸側より見る。河床材料の補給が少ない低水路両岸側の床止工上流は局所的に洗掘されている。

れの一部が下降流となり、河床面の河床材料をまき上げ流下させるために生じるものであるが、上流から砂堆等が移動してくる場合は見かけ上生じない。このことは写真-3.4でも現れており、低水路中心部の河床高はほぼ床止工天端に見合っているが、出水中は洗掘されているから、上流側にも護床工を要する。床止工上流端立上り部の流心と思われる地点の流速は、図-3.4に示したように $4.4 \sim 7.0 \text{ m/s}$ の範囲にある。最大流速が発生する断面はもう少し下流にあり、その場合のフルード数はほぼ1.0に近く、限界水深を生じている。流速変化は砂堆の移動に伴うものであるが、いずれにしても 5 m/s 程度を上回る流速が生じているものと判断される。

次に、図-3.4に実験終了後の河床等高線を併記しているが、各床止工によるせき上げ量でふれたように、第12及び14号床止工の落差が大きいたことがわかる。すなわち、他の床止工上下流における平均的な河床高の差は1 m程度であるのに対し、前記2床止工における落差は2 m前後となっている。この傾向は1-1及び1-2実験でも同様で、通水門のせまさから見るとむしろ強調されるくらいにある。 $1.400 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合初期河床と比較すれば、第17号床止工付近までは模型流頭部からの流れの流入角度と補給砂量にかなり支配されるが、それより下流においては法線形状と床止工等の影響が大きくなり、生起しうる状況を呈する。第12~14号の床止工を除けば、流心がほぼ河道中央に固定され河床材料の移動は流心部で活発になり、両岸部で不活発なため床止工下流では、両岸部の河床低下が相対的に顕著な様相を呈する。第14号床止工より

凡 例

実験ケースNo.1-3
床止上の●印は流速の測定位置を示す。
流速は30分, 60分, 90分(模型値)に測定しその値を上から順に記す。

実験条件
現状河道
流量1400m³/sec(計画流量)

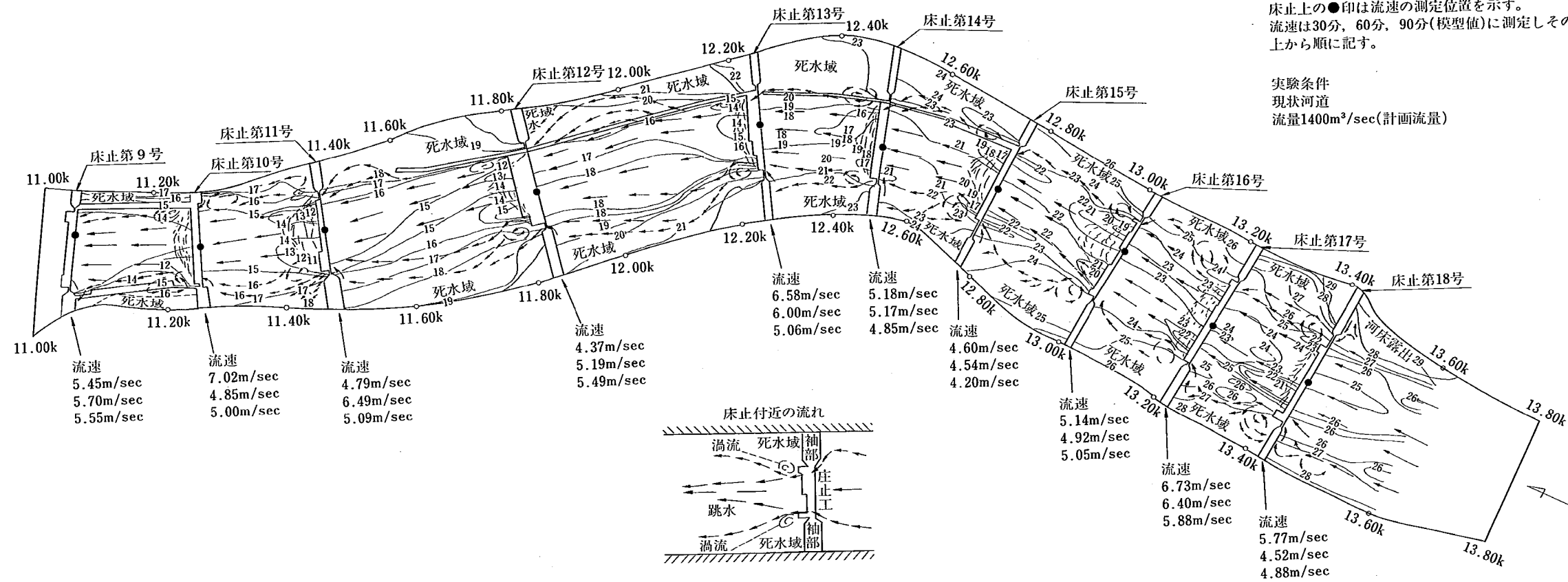


図-3.4 流況平面図

下流においては流況でもふれたように、流れは右岸側にかた寄り床止工直下流断面では右岸側が、かなりの洗掘深に達する。ただし、別途報告した資料中の洗掘・堆積平面図では、高水敷の側方浸食も示しているため、ポイントバーが形成されている内側においても河床低下を来たしているように表現されている。いっぽう、この河床変動を区間別に量的にとらえるならば、12.9~12.8 km・12.2~12.1 km・11.8~11.7 km 区間の河床低下が顕著で、1-3 実験における河床低下に伴う流積拡大面積は 500~600 m²に達している。1-1 及び 1-2 実験結果も同様の傾向を示しており、これらの区間は第 16・13 及び 12 号床止工下流に位置している。逆に、12.7~12.6 km・11.5~11.6 km 区間は相対的に低下量は減少し、1-3 実験では若干ではあるが上昇している。当該区間は第 14 及び 11 号上流に相当しており、前記低下区間との間には蛇行特性が如実に現れている。すなわち、巨視的に見れば、13.6 km より下流にむかって 700・500・300 m の ピッチで、約 100 m 程度の顕著な河床低下区間が生じ、低下量が相対的に小さい区間は砂州が形成され、その位置が前にふれた河道特性に一致している。ただし、今まで述べてきた実験結果は 1,400 m³/s で約 25 時間、970 m³/s で約 30 時間ピーク流量が継続した場合の現象であり、流域と流出特性から判断すれば 10 倍近い外力を設定した結果である。したがって、河床変動とそれに付随する流況等の現象は、実現象よりかなり強調された結果を現しているはずである。

現況河道における流れの特徴を以下にまとめる。

- ① 水位縦断については計画高水流量規模の場合、第 14 号床止工付近で計画高水位を 50 cm 以上上回ること留意しておかなければならない。また、各床止工上下流の水位差はほぼ床止工落差に見合い、1,400 m³/s 程度の流量までならば床止上に支配断面が生じる。
- ② 現在施されている低水護岸の位置は水衝部を全域にわたりカバーしており、基本的には問題は見当らなかった。ただし、境界条件の一つである流入土砂量が大きく変化するようであれば、砂州に変化を来し水衝部も変わってくるので出水ごとの観察を要する。
- ③ また、第 12~14 号床止工間の右岸側は低水護岸が施してあるものの、護岸根入部付近の洗掘は激しく、根固工の維持では特に注意を要する。
- ④ 高水敷への冠水は 450 m³/s 程度の出水では問題にならないが、大洪水になると局部的ではあるが冠水し、低水路法肩付近で若干の流速を生じる。この場合、砂州の移動に伴ない側方及び表面浸食を助長することもありうるから、改修に着手するまでの間は高水敷を積極的に植生等で保護しておくことが好ましい。
- ⑤ 床止工周辺の流れと局所洗掘は激しく、床止工の老朽化と施工当時からの河床低下を考えれば、今後かなりの頻度で被災するものと判断する。災害に伴う復旧工事に当っては、床止工上下流護床工の洗掘に対する屈とう性、袖部下流の平面渦による高水敷の側方浸食対策等の点を考慮するとともに、改修工事着手に至るまでの期間の維持方法を検討しておくことが望ましい。
- ⑥ 現状床止工の堰軸縦断形における天端縦断勾配を持たせている工法は、流心を制御する点で非常に有効である。ただし、流心部における流入土砂量が多く、両岸側で少ないため、湾曲部を除き両岸側の河床高が流心部より低下する傾向にあり、特に中央部に砂州が形成される場合は顕著である。

第4節 過渡的河道実験

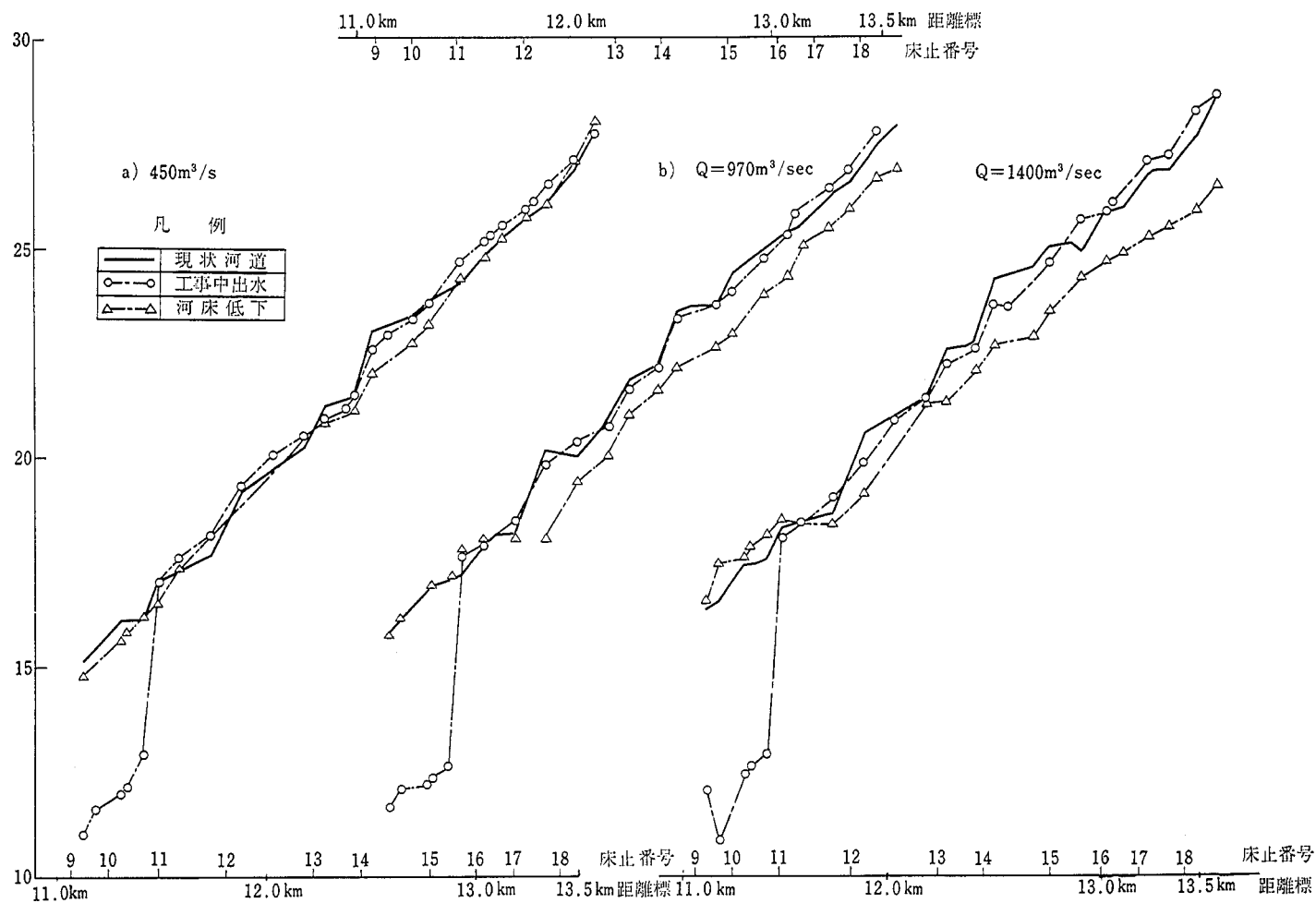
牧田川は改修に着手されるまでにはまだかなりの年月を要するであろうし、着手されてから改修工事が完了するまでも単年度というわけにはいかない。したがって、現状河道から工事が完了するまでの間を過渡的河道と称すれば、この間の解決を要する問題はかなりあるが、それらの中でも実験的に検討しておかなければならない課題は2つある。その一つは、改修工事が単年度で終了しなければ、当然のことながら出水期にぶつかることを考慮しておかなければならず、とりわけ河床切下げ途中に出水があれば、河床がどのように挙動し、その影響範囲を把握の上対策工法を検討しておかなければならない。他の一つは、河床高を維持している床止工を撤去し、洪水流を積極的に利用して河床を低下させる工法が、実用上可能か否かの検討である。

工事中出水実験における河道条件は、下流から第10及び11号床止工のはば中間に相当する11.35 km付近まで低水路河床だけが切下げられ、同断面で約2 mの段差が生じ、在来河床との間を1:1の勾配ですりつけられている状態を想定した。したがって、同断面より下流の各床止工の低水路部は撤去されており、素堀りのままであるため、低水路法面は1:1の法勾配で保護工を施していない状態にしている。また、直轄上流端から土砂の流入は無いと設定し、実験中の給砂は行っていない。河床低下実験の河道条件は、全床止工の低水路部のみが撤去され、第11号床止工より下流の低水路岸も工事中出水実験同様撤去してある。また、河床材料補給条件についても、工事中出水実験同様に扱っている。以下、測定項目別にその結果の概要をふれ、両実験の影響やその可能性について考察する。

1) 水位について

両実験及び現状河道実験の水位を比較し、流量別に図-3.5に縦断面図として示した。これらの水位は両実験のいずれのケースとも現地時間で約30時間、洪水が定常流で流れた状態における5測点/断面の平均値である。 $Q = 450 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の各実験水位の特徴として、次のような点をあげることができる。まず工事中実験においては、第11号床止工より上流は現状河道の場合とほぼ一致し、若干の差異については河床波の影響によるものである。ところが、その下流においては顕著な水位差が認められ、現状河道の場合の11号上下流水位差が1 m程度であったものが、実に4 mに達している。第11号直下流断面の初期河床は現状河道と一致させていたが、時間経過に伴い河床が低下した結果水面も追隨している。その時間的变化は模型値で40分程度(現地約10時間)までは急激に下がり、その後の20分程度で低下率は緩和し、最初から60分(15時間)程度以降はほとんど変化しなくなる。次に河床低下実験では30時間も継続しているにもかかわらず、この程度の出水ではそれほど河床は低下していないことが、水位縦断から理解できよう。ただし、第14号床止工より上流の500 m区間くらいが、若干水位低下している点が目立つ。

970及び1,400 m^3/s の大流量になると、工事中出水実験における第11号床止工上下流の水位差は2-1実験より1 m増し5 mになるが、上流の水位は450 m^3/s 同様現状河道の水位縦断とほぼ一致し、2-3実験が若干異なるのは河床材料を補給しなかった点の影響と考えられる。なお、第11号床止工上下流の水位差については写真-3.5に示すようにすざましく、床止工というより落差工の観を呈する。いっぽう、河床低下実験においてはその効果を期待することができ、970 m^3/s で1 m弱、1,400 m^3/s で1 m以上の水位低



图—3.5 过渡的河道水位比较纵断面

下を来たしている。河床低下の状況については後述するが、水位縦断に現れている河床低下の傾向は、河床材料の供給を行っていないため上流ほど顕著であり、とりわけ $1,400 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合が強調されている。その理由はある区間における河床材料の流入流出を考えれば、上流ほど流出が相対的に多く、下流に下るほど均衡しているためである。したがって、長い時間をかければこの低下現象は、徐々に下流に伝ばんしてくるはずである。

2) 流況について

まず、工事中出水実験についていえば、 $450 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の第11号床止工より上流では現状河道と基本的

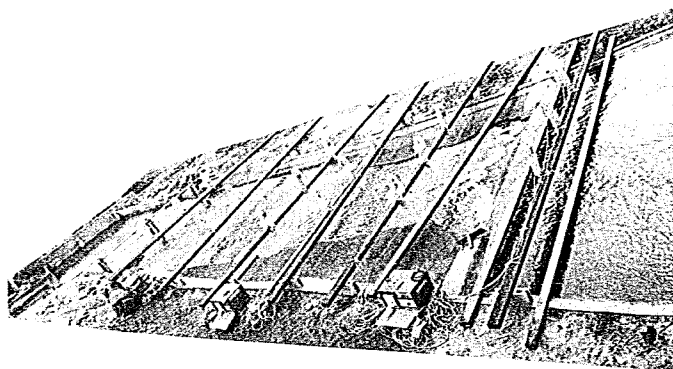


写真-3.5 工事中出水実験

No2-3実験 11.6 km 断面付近より下流を見る。第11号床止工（写真右より）の水位差に注目されたい。また、床止工上下流の水面と高水敷の状態と最下流部付近高水敷の側方浸食も強調されている。

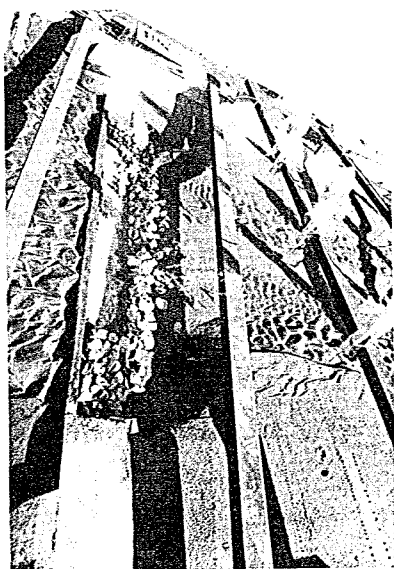


写真-3.6 第11号床止工付近の河床状況

No2-2実験 第11号床止工右岸よりみる。現地量に換算して10t程度の碎石が、最長距離で100mも下流に流されている。

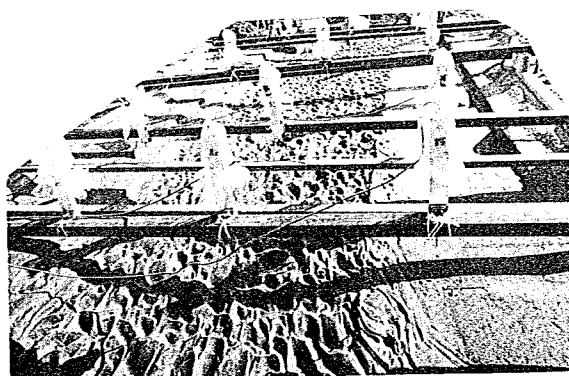


写真-3.7 素掘河道の側方浸食

No2-1実験 11.4 km（第11号床止工の下流）断面付近より下流をのぞむ。低水法線が初期状態で変化していない点に注目されたい。

には一致する。しかし、その下流においては初期河床を床止11号より下流に約100m程度、現状河床と一致させていたが、模型時間で30分（現地7～8時間）経過時には2mの段差の位置が、11号床止工直下流に達し、このため床止工越流水は流速を増し、右岸側では模型で洗掘可能最大限である4mに達してしまった。また、この実験では現地床止工の下流に配置されているホロースケア・ブロックを想定し、2号碎石（ $d_m = 2\text{m}$ ・重量約10t）を設置していたが、かなり下流に流されている。写真-3.6は2-2実験の流量 $970\text{m}^3/\text{s}$ の場合であり、流下距離は若干短い散乱状況は変りない。いっぽう、それより下流においては写真-3.7に示すように、素掘り河道のままでも低水法面が若干崩れる程度で、高水敷はほとんど側方浸食をうけていない。2-2実験の $970\text{m}^3/\text{s}$ の流況についても2-1実験と大差がなく、高水敷の側方浸食もない。ただし、第11号床止工右岸袖部下流が、写真-3.6にも見られるように平面渦のため、かなり大規模に洗掘されている。 $1,400\text{m}^3/\text{s}$ になると様相が異なり、10分（現地2.5時間）経過時くらいまでは水位が徐々に低下していくが、その後は安定しだす。安定しだしてさらに10分程度経過すると、第10号床止工の下流左岸側の高水敷が側方浸食をうけ、通水後60分（現地15時間）程度で11.1km断面左岸側付近の高水敷はなくなり、浸食線は遂に堤防法尻にまで達する。水位が徐々に低下している間は掃流力に見合った流送土砂が、当該断面の河床から供給されているため、高水敷の側方浸食はそれほど顕著でない。しかし、水位が安定しだすということは供給土砂が底をついたということであり、供給源を高水敷に求めていることで、このため側方浸食が発生するのである。側方浸食の発生機構は上のとおりであるが、計画高水流量規模の洪水が、数波分も継続された場合の現象であることに注意しておかなければならない。

次に、河床低下実験の流況の特徴について述べる。3-1実験の $450\text{m}^3/\text{s}$ の場合、通水初期には低水法線に支配され河道中央部付近に流心を持つ流れは、第14号床止工下流で時間経過に伴ないしだいに右岸側に偏流し、右岸低水護岸沿いの流れが卓越するようになる。水位は時間の経過に従って河床波が発達するため全体的に上昇し、下流部ではさらに砂州が形成されるため上昇が顕著となり、約60分（現地15時間）程度ではほぼ安定する。いっぽう、流れが偏流する湾曲部右岸低水護岸沿いの洗掘作用は活発で、通水後40分（現

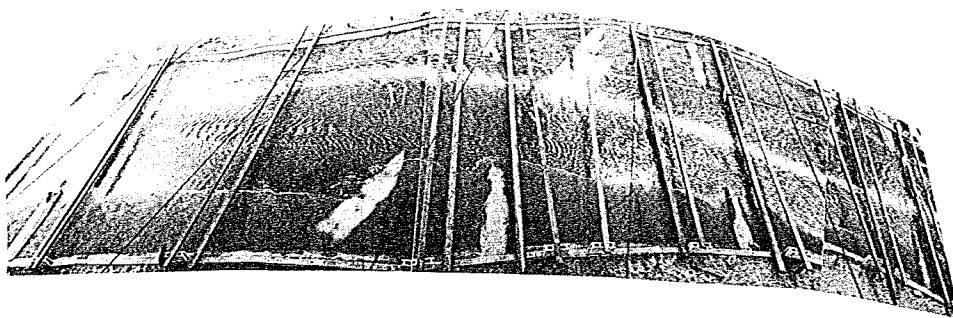


写真-3.8 河床低下実験流況写真

№3-2実験 左岸より右岸を見る。写真左より、第12・13・14・15号床止工袖部が撮影されている。染料で流心を追跡しており白く見える部分がそれである。第15号床止工では低水路中央にあった流心が、13号付近から下流で右岸側に偏流しており、水面が波立っていることがわかる。また、第12及び13号間の低水路中央部付近の波はアンティデコーンによるものであり、それより左岸側は有効河積とはなっていない。

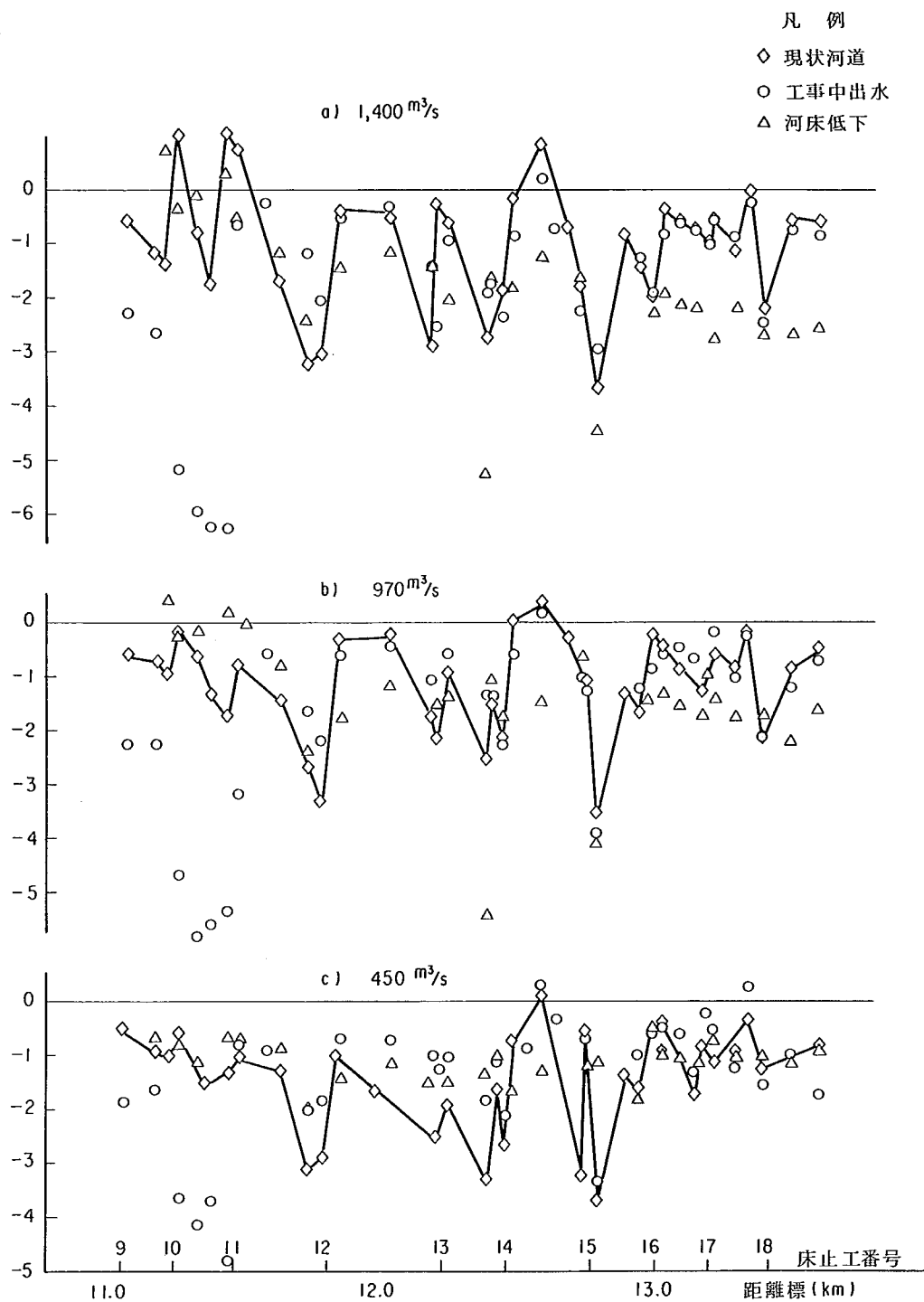


図-3.6 各実験平均河床変化高比較図

地10時間)程度で最大洗掘可能深の4mに達する。高水敷への影響は現状河道と比べ、床止工低水路部が撤去されたため、各袖部上流における迂回流及び下流の平面的渦流が目立たなくなり、欠込みや冠水がほとんどなくなる。970m³/sの場合は河床変動がさらに活発になり、80分(現地20時間)経過時には湾曲部内側に大規模なポイントバーが形成され、対岸にあたる右岸側低水護岸沿いの洗掘が極めて激しくなり、流れは写真-38に示すように右岸側に片寄る。バーの規模は長さが第11号~第13号床止工間を占め、最大巾は第12号床止工付近に生じ、実に全低水路巾の3分の1の100mくらいにまで成長し、最大巾付近の左岸寄りに生じるその高さは水面直下にまで達し、この付近の流れは水脈が極めて薄く流速も非常に小さくなっている。したがって、有効河積はこのバーと右岸側の低水護岸に制約され、増々水深方向に拡大しようと作用する。すなわち、若干の水面上昇と旺盛な河床低下である。しかし、それでも上下流断面のような面積は確保できず、そのため非常に大きな流速が生じ、跳水が発生し水面は激しく乱れる。バーより上流の流れは河床低下を来しているものの、それでも河床を構成している材料が補給源になっているため高水敷の側方浸食は顕著でないが、下流部は大規模砂州の発達により上流からの供給が絶たれるため、第10号床止工より下流高水敷の浸食は活発になる。1400m³/sは970m³/sの特徴が基本的にはさらに強調された現象を呈しているが、掃流力が大きいので随所で河床低下可能厚さの4mに達し、その下のモルタル面が露出してしまう。また、湾曲部を除き流心が低水路のほぼ中央に集中するため、その部分の河床が低下し、従って水面低下を招き高水敷の側方浸食は意外に小さい。とりわけ、河床低下は上流端から給砂していないため、上流部が顕著であり、湾曲部外側の偏流を生じる場所でも低水護岸より約80m程度の巾で4mの河床低下を来している。

3) 河床変化について

まず、工事中出水及び河床低下実験における河床の全体的傾向を知るために、図-3.6で現状河床の変化

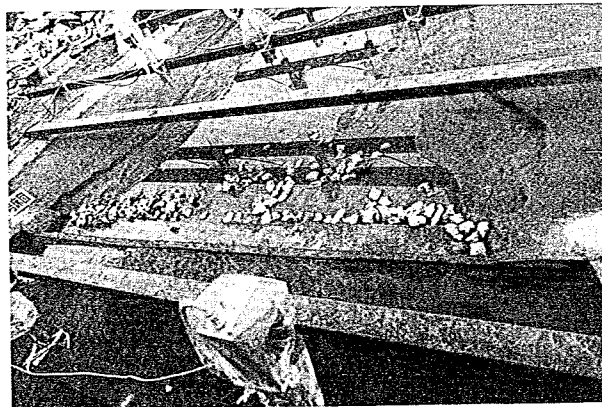


写真-3.9 第11号床止工下流の河床低下

No2-2実験 第11号床止工上流右岸側より下流を見る。床止工下流の水叩部は初期河床より4m以上低下し、ブロックもかなり下流まで流されている。

高と比較した。これらの各実験で異なる境界条件は、通水時間が1-1及び1-3実験を除き模型値2時間（現地30時間）、現状河道実験以外は河床材料の補給を行わず、もちろん現状河道実験3ケースの補給量は一致していない。いずれの流量についても共通している点は、工事中出水実験における河床は、第11号床止工直下流にまで河床掘削の影響は伝わり（写真-3.9参照）、現状の床止工構造と老朽度から判断すれば、材料強度の相似性が保障されていないとはいえ、おそらく被災することは容易に推測できる。第11号床止工より上流についていえば、基本的には現状河道実験と大きく変るところはないが、河床材料が補給されなかったことにより、河床低下量が若干大きく現われている。ただし、局部的に高くなっている場所もあるが、これは砂州の位置と規模の相違によるものである。また、11.2 km付近を境界に河床低下量が異なる点も、流下してきた土砂により大規模砂州が発達するため、通水初期の河床高がほぼ維持されている。いっぽう、河床低下実験においては、給砂されていない影響で上流側の低下量が大きく、下流に行くに従って少くなっている。本ケースの $450\text{m}^3/\text{s}$ 実験については、河床を低下させるという効果は過大に期待できないが、 $970\text{m}^3/\text{s}$ 以上になると低下効果に関しては期待できる。なお、流量差による現象の差は、例えば現状河道実験に顕著に現われており、その縦断形状は酷似していて、変動高の相違は単に掃流力だけの差ではなく、上流からの土砂流入量がかかなり大きな因子となっている。さらに、第12~15号間の床止工下流の局所洗掘についてみると、現状河道の実験結果が最も顕著になっている。これは床止工下流の護床工の有無による影響であり、写真-3.10に示すようにある場合は、越流水の減勢と河床が低下してもそれに追隨して、顕著な局所洗掘を生じさせない効果がある。

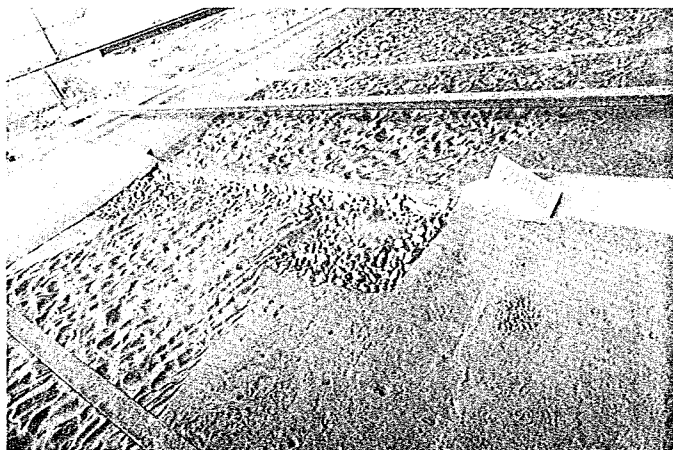


写真-3.10 護床工の効果

Na2-1実験 第12号床止工下流左岸より、上流対岸をみる。碎石による護床工が、床止工下流の局所洗掘をよく防止している。

4) 過渡的河道実験結果のまとめ

- ① 河床切下げ工事を下流から進めている途中で出水があった場合、 $450\text{m}^3/\text{s}$ 程度の流量でも現状及び改修河床高の差、すなわち切下げ高はその断面で固定できなく、上流の床止工にまで達する。その場合床止工個々の根入れや材料強度等の差はあるが、手当てを施さない限り破壊流失を防ぐことは困難であると判断する。
 - ② したがって、河床低下工事を上流から下流にむけて進めるとか、下流から進める場合の出水期には落差断面を固定するか、あるいはその上流に存在する床止工を補強する等の何等かの対策を要する。また、切下げ量が数mに達する場合は一挙に下げず、数層に分割切下げの方法もあるが作業効率の点で難点はある。
 - ③ 次節で後述するが、 $450\text{m}^3/\text{s}$ 程度の中小洪水を対象にするならば、水衝部を除き河道側岸は暫定期間、素掘河岸のままでも治水上の心配は特にならない。ただし、大流量になると側岸浸蝕は進行するし、高水敷巾が広くない場所では堤防自体が危険になる。
- 洪水流を利用して河床切下げを行う一手法として、全床止工の低水路部を撤去した実験結果から、
- ④ 河床勾配が急になり掃流力が現状河道よりはるかに増大するため、河床材料の移動は活発になりその効果は期待できるが、湾曲部等では砂州の発達と対岸の河床低下が顕著になる。
 - ⑤ $450\text{m}^3/\text{s}$ 規模程度の洪水では、それほど大きな低下量は期待できずかなりの長時間を、したがって数洪水分に相当する掃流作用を要する。

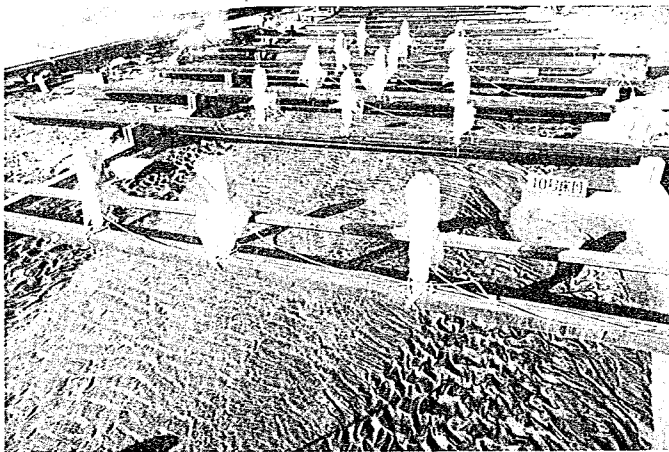


写真-3.11 床止工袖部周辺の局所洗掘

No 3-2実験 床止工9号付近から上流を見る。河道中央には大規模砂州が発達し、流れは左右両岸に偏流していることが河床波からも判断される。第10号床止工左岸袖部前面の局所洗掘深は出水中で、5m以上にも達している。

⑥ 写真－3.11 に示すように、床止工袖部周辺の局所洗掘現象が不透可水制先端部の それと同様に活発になり、水通し部を撤去したままの状態では、長期間にわたる維持は困難になる。高水敷部床止工は流れに直接影響を及ぼさないで、全部の積極的撤去は要しないが、先端部分のみの撤去または前面低水護岸等の対策を要する。

⑦ それ以外予想される問題点として、洗掘場所あるいは水衝部の対策と堆積場所からの土砂採取計画を検討しなければならないが、前者は河床低下に伴ない手戻りが生じやすい。また、出水自体が不確定であるから、改修工事の工程管理はもちろん河道管理にも支障を及ぼす。したがって、洪水流による河床低下工法は、現実的な手法であるとはいえない。

第4章 計画河道の検討

前章第3節で現状河道における諸水理量を把握し、河道と流れの特性について考察したが、本章ではそのことをふまえて行った計画河道の検討結果についてふれる。23基に及ぶ床止工が設置される以前の牧田川は、単断面河道に近く現低水路は全般にもっと高かったものと判断される。そして、河道への流入土砂量は現在よりはるかに多く、出水毎に水衝部が変化していたものと推測される。くわえて、13km下流で分派していた南派川が締切られた直後でもあり、流路の固定と流れを河道中央に集中させ、河床勾配の緩和と河床変化の抑制により、烏江付近より下流への土砂流入を防止する目的で、床止工は昭和7～14年の間に施工されている。その後、年月の経過とともに、牧田川をとりまく環境と条件、さらにはそれらの影響により河道自体が変貌し、今回の改修に当っては必ずしも、昭和初期の床止工等による手法を踏襲する必要はなくなっている。仮りに、同手法によるとしても、砂礫堆波長等の水理的観点に立脚した思想で、床止工配置間隔や形状等の見直しが迫られている。改修計画河道の検討はこのような諸点を視点にし、現在の手法を踏襲した床止工改修方式と、原則として床止工を用いない非床止工改修方式の2案について、机上検討結果を原案として実験的に検討・設計した。

第1節 改修案の机上検討

前章でふれたように水位の、従って模型粗度係数の相似性はかなり高い水準で保障されている。しかし、各床止工は水位縦断形状に大きく関与しており、改修案では非床止工方式も含まれているため、模型対象範囲内における平均的な流砂の相似性に

表-4.1 計画河道の相似性

ついて、再度検討し表-4.1に示した。

同表によれば、現状河道と同様に、流砂の活発性 $(u_* / u_{*c})^2$ 及び輸送形態 (u_* / w_0) を示す指標の現地と模型の比は、いずれも0.9程度を示しはば満足していると判定できる。ただし、現地における河床構成材料は高水敷を中心に採取しており、流れの影響を直接うける低水路の粒径より小さいはずである。したがって、前者は0.9よりもっと小さく、後者は大きい値を示すようになる。

項 目 \ タイプ	現 地	模 型	現地／模型
平均粒径 d_m (mm)	10.0	0.3	33.3
摩擦速度 u_* (cm/sec)	28.6	4.2	6.8
限界掃流力 $u_*^2 c$ (cm/sec) ²	134.6	2.6	51.8
沈降速度 w_0 (cm/sec)	33.0	4.1	8.0
$(u_* / u_{*c})^2$	6.1	6.9	0.9
u_* / w_0	0.9	1.0	0.9

以上の傾向を念頭におき、改修計画河道の事務所案を検討するとともに、水理的に好ましい形状を設計した。その骨子は、①現状河道の河床変動が比較的安定しているため縦断勾配は現状勾配を尊重し、②床止工は維持管理上極力減少させ、③湾曲部は流況安定のため第13～15号の3基の床止工位置は動かさず、④高水敷は維持管理上冠水させないことを原則とし、⑤設計対象流量は計画高水流量の1,400m³/s以下とし、

⑥床止工の落差は2 m以下とする等に加え、⑦平面的には現状低水路法線を尊重し、不連続部分を整形して滑らかな線形を結んだ。設計手順は上記7点の検討方針に立脚し、砂礫堆波長である川幅の1.5~2.0 倍を目安とし、床止工配置間隔と敷高を設定し水理計算を行い、床止工を配置しなおすという手法をとった。なお、湾曲部に相当する第13~15号床止工は上記方針に従い、模型上下流端の18及び9号は境界条件設定上の理由で現状河道のそれを尊重している。また、11.5 km付近より下流は低水路巾及び高水敷巾が狭くなるため、河道固定上床止工を配置した。その結果は表-4.2に示すとおりである。同表によれば、事務所案河道の掃流利力(u_*^2)が、現状河道よりも大きくなる範囲が半分近く存在することがわかる。したがって、事務所修正案河道では、床止工間の流れを等流と扱い次式により概略設計している。

$$\left. \begin{aligned} i_0 &= u_*^2 / gh \\ h &= \left(\frac{n \sqrt{gQ}}{B \cdot u_*} \right)^{6/7} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.1)$$

ここに、 i_0 ; 河床勾配、 $Q = 1.400 \text{ m}^3/\text{s}$; 流量、 $g = 980 \text{ cm/s}^2$; 重力の加速度、 B ; 低水路巾、 $n = 0.04$; マニングの粗度係数

非床止工方式も床止工方式と同様の方針と手順で、概略設計している。ただし、湾曲部の第13~15 床止工及び模型上下流端の第18及び9号床止工は、床止工方式同様の理由で残している。なお、床止工方式が河道を床止工により固定しようとする思想に対し、非床止工方式は縦方向の変化はある程度許容し、横方向変化を護岸で規制しようとするものである。

第2節 床止工方式改修案

床止工方式による改修河道案の実験は6 ケース行っているが、4-1~4-4 の4 ケースは予備実験でその河床縦断形は図-4.1 に示すとおりであり、前記机上検討結果の河道を基本に試行錯誤的に、問題点部分の修正-実験の過程を繰返している。そして、最良案河道においては治水上問題となる箇所対策工の検討と、大小流量が出水した場合の諸水理量と河床変動の特性を、4-5・4-6 の2 ケースで把握している。以下、その経過の概要と結果についてふれる。

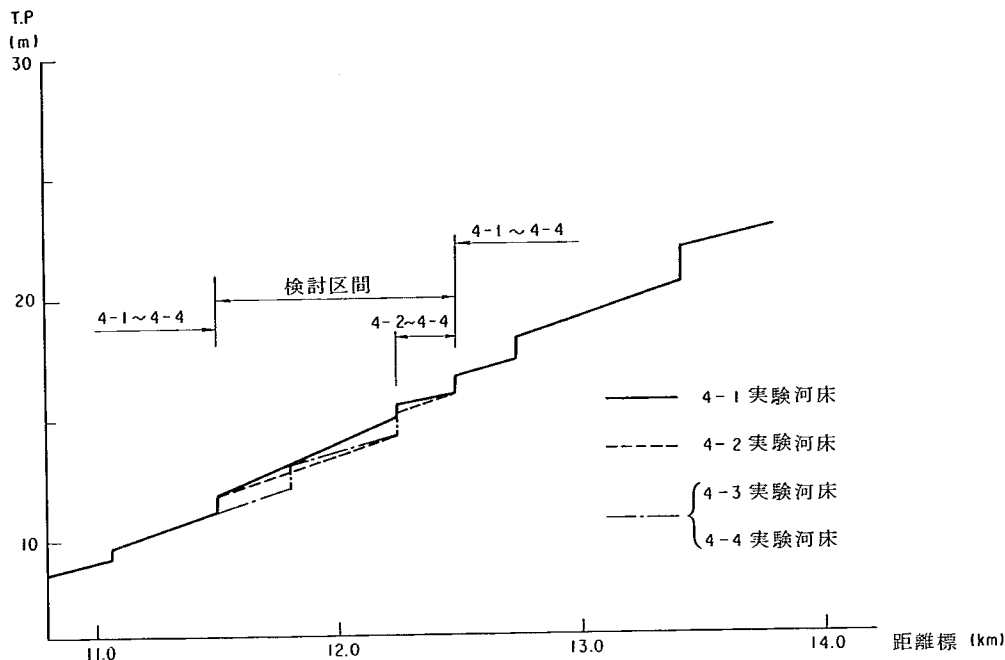
1) 予備実験の経過の概要

事務所案を修正したNo 4-1 河道においては、当該区間の掃流利力を現状河道と合せることに力点を置いたため、流砂量の連続性が保障されなかった。つまり、流砂流入量と流出量の均衡がはかられない場合には、土砂の堆積が河床低下現象が生じる。表-4.2 に示すように、掃流利力を大きく支配する河床勾配がかなり不連続であり、例えば第15号床止工より上流の急勾配の下流が緩勾配になると緩勾配分部に堆積し、第14号は左岸側から $\frac{1}{4}$ ・第13号は $\frac{1}{2}$ 程度が、またその下流の11.5 km新床止工もほぼ全巾にわたり埋没してしまう。この河床上昇は砂礫堆の形成・発達に起因するもので平均的でなく、上昇する寄州に対し低下する淵部では護岸があれば顕著な局所洗掘、なければ旺盛な側方浸食が発生する。

No 4-2 実験河道では第13~14号間河床勾配を1/540 から1/340 に、11.5 km床止工~第13号までの

表-4.2 計画河道の水理的設計

距離標高 B(m)	低水路幅 B(m)	高水敷高 T.P.m	事務所案(計画)					現状河道		事務所案修正(No4-17)河道		
			計画河床高 T.P.m	計画河床勾配 i_0	水位 T.P.m	u_* (m/sec)	F_r	u_* (m/sec)	F_r	河床高 T.P.m	床止工 落差(m)	河床勾配
13.80	185	2679	2310	1/350.9	2577	0281	0507	0267	0474	2296	—	1/408
13.60	185	2574	2253		2520	0281	0507	0267	0474	2245	—	
床止第18号 13.4+15	185	2477	2200 2121	1/301.5	—	—	—	—	—	2200 2055	145	1/2969
13.40	1837	2470	2116		2396	0297	0543	0220	0369	2050	—	
床止第17号 13.20+13	167	2375	2054 2009	1/394.2	—	—	—	—	—	—	—	1/3419
13.20	1664	2365	2006		2274	0278	0486	0315	0570	1983	—	
床止第16号 13.0+18	160	2272	1957 1909	1/339.0	—	—	—	—	—	—	—	1/5407
13.00	1604	2261	1907		2193	0297	0522	0311	0554	1951	—	
12.80	1716	2156	1848	1/552.2	2126	0291	0519	0305	0551	1848	—	1/2326
床止第15号 12.60+138	175	2128	1830 1747		—	—	—	—	—	1827 1742	083	
12.60	1614	2058	1722	1/317.3	1968	0250	0419	0296	0520	1704	—	1/2973
床止第14号 12.4+84	150	2047	1701 1632		—	—	—	—	—	1670 1601	069	
12.40	15046	1946	1605	1/350.9	1904	0310	0541	0257	0426	1585	—	1/2326
床止第13号 12.2+46	1530	1890	1557 1500		—	—	—	—	—	1557 1500	057	
12.20	1522	1842	1487	1/350.9	1776	0298	0517	0342	0611	1480	—	1/2973
12.00	1486	1737	1430		1722	0300	0518	0345	0619	1394	—	
床止第12号 11.8+26	1450	1700	1374 1273	1/350.9	—	—	—	—	—	—	—	1/2973
11.80	1449	1632	1272		1567	0303	0520	0213	0331	1308	—	
11.60	1362	1528	1215	1/654.5	1517	0308	0523	0217	0333	—	—	1/2973
11.50床止工	—	—	—		—	—	—	—	—	1179 1113	—	
床止第11号 11.4+77	130	1503	1180 1101	1/469.1	—	—	—	—	—	—	—	1/2973
11.40	1337	1450	1089		1341	0249	0396	0239	0375	1088	—	
床止第10号 11.2+61	140	1406	1068 1008	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11.20	140	1339	995		1269	0276	0458	0331	0578	1010	—	
床止第9号 11.0+64	140	1288	966 930	—	—	—	—	—	—	966 930	036	—
11.00	140	1256	915		1197	0286	0478	0286	0478	—	—	



図一 4.1 床止方式検討河床縦断比較図

間を $1/230$ から $1/300$ に平準化するように努め、第 13 号床止工の落差を 57 cm から 1 m 強にすることにより調整した。その結果は No 4-1 実験の砂礫堆より若干規模は小さくなったものの、河床変動の基本的特徴は改善できず（写真参照）、12.8 km～第 14 号床止工間右岸側の局所洗掘、第 15 号床止工より上流左岸及び 1.4 km より左岸側の側方浸食も前ケース同様、最大巾で 15 及び 20 m 程度にまで達している。以上の 2 ケースは、 $1,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 流量を模型値 1.5 時間（現地 23 時間）程度流した場合の現象であり、外力としてはかなり過大であるが問題点を強調するための手法である。

No 4-1 及び 4-2 実験河道の結果、湾曲部の第 14 号床止工から上流と 11.5 km 付近より下流の範囲については、机上検討河床で基本的に満足すると判定した。また、第 13 及び 14 号床止工間も同様に 4-2 実験河道を採用するとし、4-3 実験では 11.5 km～第 13 号床止工間を検討した。同区間の流況が好ましくない原因は、湾曲流により第 13 号床止工から 11.8 km 付近にかけ、遠心力により右岸側に偏流することと、11.5 km 新規床止工はそれを是正する上であまり効果がないことである。したがって、効果の大きくない 11.5 km 床止工を現状第 12 号の位置に移動するとともに、側方浸食の活発な 11.6 km 付近より下流及び 13.0 km より上流の両岸に低水護岸を施し、給砂しない条件で中小洪水による影響を見るため、 $450 \text{ m}^3/\text{s}$ を模型値 20 時間（現地 300 時間）流した。その結果は第 15 号床止工より上流で右岸に、第 13～15 号床止工間では左岸側に、第 12 号床止工より下流では中央部に砂礫堆が形成・発達し、流積の減少に伴いその反対側では局所的な河床低下を来す。（写真-4.2 参照）

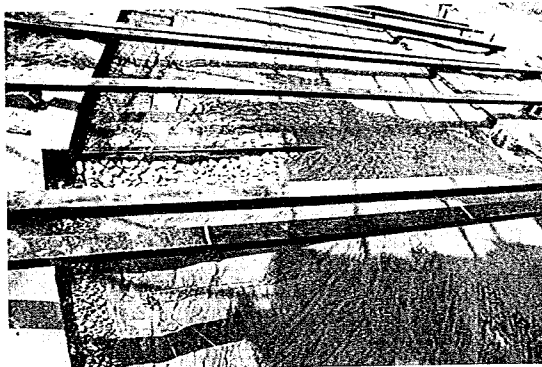
4-3 実験河道は中小洪水に対し、局部的には修正しなければならない点もあるが、大筋においては満足していると判定した。そして、同河道の大出水に対する安全と安定性を検定したケースが4-4 実験である。この実験は4-3 実験終了時の河床を初期河床とし、資料編-3.1に示したピーク流量 $1.304\text{m}^3/\text{s}$ の波形洪水を与え、模型上流端より掃流力に見合う給砂を行っている。水理的な特徴と現象は、基本的には4-3 実験と酷似している。

2) 床止改修方式本実験

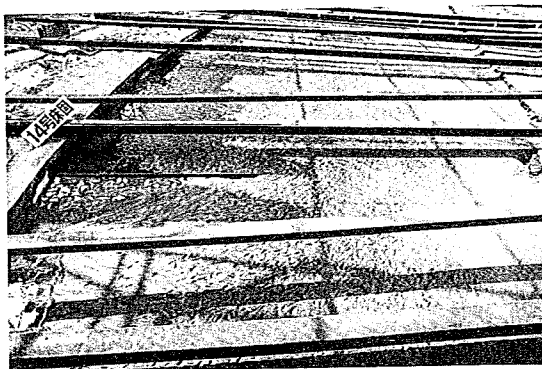
4 ケースにわたる予備実験の結果、当該範囲における牧田川の河道特性により生ずる砂礫堆の規模と位置、さらには水衝現象の緩和をより積極的に床止工に機能させるとともに、その床止工位置についても意味付けておく必要との結論を得た。前者についてはその詳細については後述するが、現状床止工天端につけられている縦断勾配と最低位置により流心を制御し、機能させる方法を採用した。後者については、路線測量におけるカーブ設置の手法を用い、牧田川湾曲部の始・終端及び中点を基準に床止工を配し、その上下流については予備実験結果と蛇行特性から川巾にはほぼ相当する間隔で設置した。したがって、床止工は現状のものと異なるので本報告では仮りにアルフ

ベットを冠して称することにし、低水路巾及び高水敷高を合わせ図-4.2 (実験水位縦断図を含む) と表-4.3 に、河床高とともに示した。この結果、当該区間における床止工数は、現状の10基から8基に減少した。また、別に詳述する構造の水制を湾曲部の始終点床止工間の右岸側に、河床低下防止と水衝緩和のために12基配置している。この河道条件により4-5 実験では計画高水波形を4-6 実験では $450\text{m}^3/\text{s}$ を12時間 (現地約180時間) 程度流し、いずれのケースにおいても掃流力に見合う給砂をしている。なお、4-6 実験の通水時間は、砂礫堆が模型流頭部から流末部までの約3kmを流下するに要する時間である。

まず、4-5 実験における流れの特徴について概観すると、通水初期の小流量の段階では各床止工の縦断



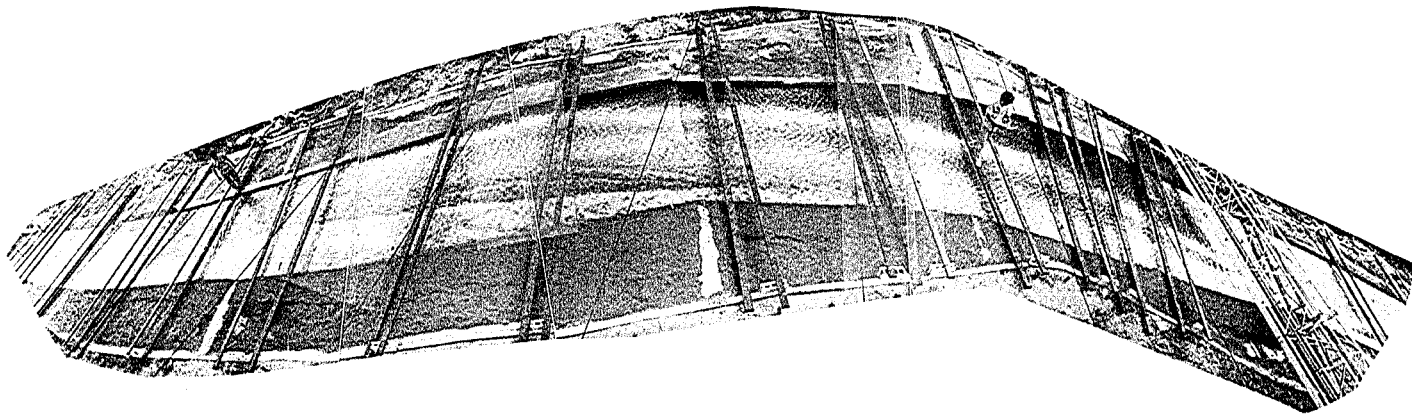
(a)



(b)

写真-4.1 床止工の埋没

No 4-2 実験 上は第13号・下は第14号床止工を下流側から見る。各床止工はポイントバーの形成により左岸側が埋没している。逆に右岸側の下流水叩及び右岸低水護岸沿いの河床低下に注目されたし。

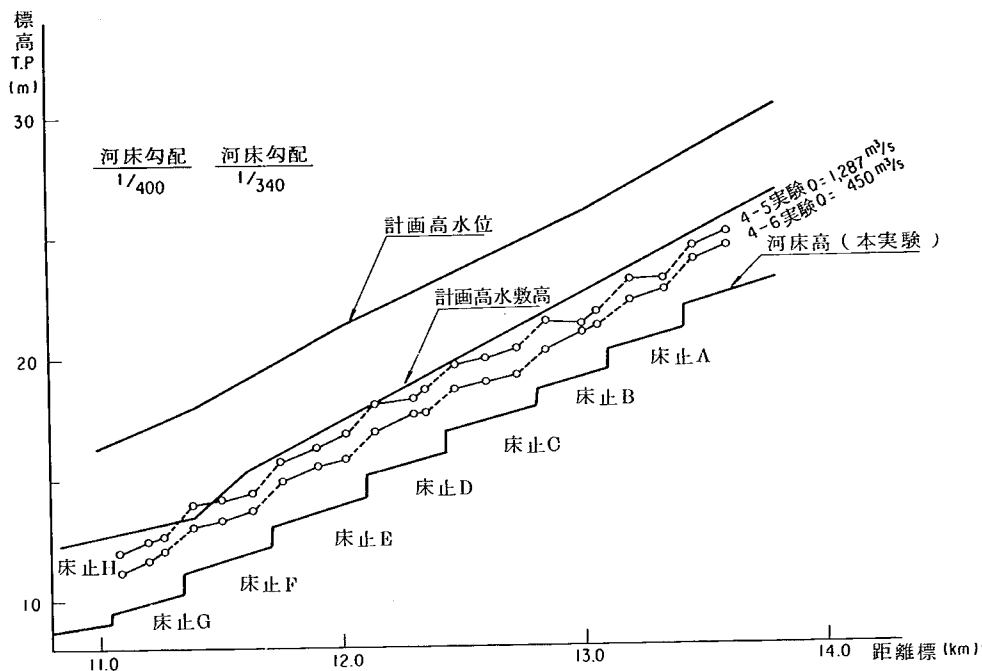


写真—4.2 4-3 実験の流れ

通水後25時間(模型値1時間40分)経過時の流況を左岸側より見る。写真のほぼ中央が第13号床止工で、その上下流に第12及び14号床止工が見える。流れは第15号床止工上流で左岸側に、12号上流で右岸側に偏し、14~12号間の左岸側には砂礫堆が発達しつつあることがわかる。

表-4.3 床止方式改修計画河道諸元表

距離標	左岸からの距離					
	低水路法線		低水路幅 (m)	高水敷高 T.P(m)	河床高 T.P(m)	のり面長 (m)
	左岸(m)	右岸(m)				
13.8	28.0	180.0	152.0	26.79	232.0	35.9
13.7	49.0	199.0	150.0	26.27	229.1	33.6
13.6	67.0	219.0	152.0	25.75	226.1	31.4
13.5	72.0	222.0	150.0	25.23	222.7	29.6
床固 A 13.4+22m	75.0	225.0	150.0	24.81	220.4 21.19	27.7 3.62
13.4	78.0	230.0	152.0	24.70	211.3	35.7
R終端 E.C 13.4-58m	83.0	233.0	150.0	24.37	209.5	34.2
13.2	88.0	240.0	152.0	23.65	205.8	30.7
床止 B 13.2-88m	88.0	238.0	150.0	23.19	202.8 19.51	29.1 3.68
13.0	100.0	251.0	151.0	22.61	191.8	34.3
12.9	106.0	256.0	150.0	22.09	189.0	31.9
床止 C 12.8+8m	89.0	239.0	150.0	21.58	186.2 17.96	29.6 3.62
12.8	88.0	239.0	151.0	21.56	179.4	36.2
12.7	67.0	217.0	150.0	21.04	177.0	33.4
12.6	46.0	196.0	150.0	20.51	174.6	30.5
12.5	51.0	201.0	150.0	19.99	172.1	27.8
床止 D 12.4+35m	58.0	208.0	150.0	19.63	168.6 16.05	27.7 3.58
12.4	63.0	214.0	151.0	19.46	159.5	35.1
12.3	70.0	220.0	150.0	18.94	156.9	32.5
12.2	75.0	227.0	152.0	18.42	154.4	29.8
床止 E 12.0+106m	77.0	227.0	150.0	17.92	151.5 14.26	27.7 3.66
12.0	81.0	235.0	154.0	17.37	139.5	34.2
11.9	82.0	232.0	150.0	16.85	136.7	31.8
11.8	83.0	234.0	151.0	16.32	134.0	29.2
床止 F 11.8-85m	83.0	233.0	150.0	15.88	131.1 12.23	27.7 3.65
11.6	77.0	224.0	147.0	15.28	118.8	34.0
11.5	68.0	213.0	145.0	14.39	116.3	27.6
11.4	49.0	200.0	151.0	14.10	113.7	21.3
床止 G 11.4-50m	45.0	185.0	140.0	13.95	111.6 10.36	23.2 3.12
11.3	39.0	179.0	140.0	13.70	99.3	35.2
11.2	40.0	180.0	140.0	13.39	98.7	35.2
11.1	32.0	172.0	140.0	12.98	96.1	33.7
床止 H 11.0+53m	45.0	185.0	140.0	12.77	94.8 9.09	32.9 3.68



図一 4.2 床止方式改修計画河道縦断面図

勾配の効果が大きく、流れは低水路のほぼ中央に集中する。したがって、護岸未施工場所においても、ほとんど側方浸食を受けない。流量が増加し、ピーク流量になっても、この基本的傾向には大きな変化は見られないが、湾曲部終端の床止工Eの下流においては、C～E間の左岸側に形成されるポイントバーの影響により、右岸側に偏る傾向を示す。流速は砂礫堆の影響を強く受け、床止D下流の右岸側に配した水制前面及び床止F下流の左岸側等で3～4m/s程度となっている。ピーク後の流量で減過程でも、流心は床止工の縦断形状に強く支配されている。次に、4～6実験における流れの特徴は、時間の経過に伴ない湾曲部内側＝左岸側に形成されるポイントバーの影響により、床止C～E間では流れが右岸側に偏し、床止Eより下流の主流は左右両岸沿いの流れが卓越する。これは床止Eの下流の各床止工間の中央部に、長さがほぼ床止工間距離・巾が低水路巾の1/2程度規模の砂礫堆が形成されるためである。

水位については図一 4.2に示したように、治水上の心配は特に必要はなからう。ただし、河道のとりわけ高水敷の維持及び管理という点から見ると、現状高水敷高においては数箇所、計画高水敷高でも床止工G付近で高水敷の冠水が見られ、高水敷の他目的利用では留意を要する。もっとも、現状高水敷高でも冠水するにはかなり大規模の出水でなければならないが、計画高水流量規模でも冠水部分是有効河積となり得ないことから、不用掘削土砂等により冠水させないような嵩上げを講じることが望ましい。

4～5実験結果の河床変化については、図一 4.3に示した。同図によれば、平均河床高は初期河床高と大きく変わっていないことがわかる。これは洪水継続時間が短いという理由もあるが、牧田川の河床材料移動特

性を考慮した河床勾配と床止工の設定といえよう。ただし、局部的には局所の変化が見られ、堆積は砂礫堆形成領域で生じ、洗掘または河床低下は砂礫堆の淵や特に床止工下流で顕著なことがわかる。この傾向は4-6実験においても基本的には一致しており、各床止工下流の護床工沈下量は2 m程度に一致している。護床工沈下量が2 mにも達する理由は、模型護床工材料に碎石を用いているため、吸出し現象により碎石下の河床材料が流出したことも一因と考えらる。また、護床工の沈下量あるいは被災程度は床止工両端部の方が大きく、これは天端に勾配を持たせたため、落差の大きい箇所が生じている現象と判断される。なお、各床止工袖部は平面渦により、“すりばち状”の局所洗掘を受けており、それが高水敷の側方浸食にまで発達させないためには、袖部下流の低水護岸を施すことが望ましい。以上の経過と結果の概要は表-4.4に示した。

3) 床止方式改修案河道の評価

現状床止工を統廃合し再配置した床止改修方式の最終河道(4-5及び4-6実験河道)は、基本的に満足し得るものと判定した。この河道案では河道固定上、8基に及ぶ床止工と図-4.3で斜線で示した範囲の低水護岸、さらには湾曲部外側に12基の水制等を配している。これらの詳細は別に述べるが、水制に関しては写真-4.3に示すように非常に大きな効果が期待できる。ただし、砂礫堆形成位置から判断して、図-4.3に示す9~12は最初から必ずしも必要とはせず、改修後の洗掘状態を見て設置を判断すればよい。

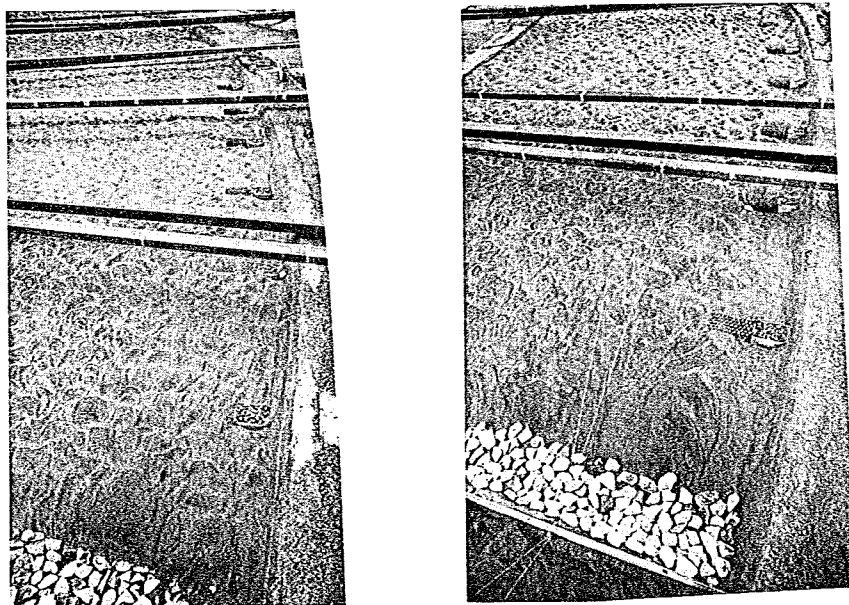


写真-4.3 水制の効果

4-5実験結果 いずれも右岸低水護沿いに下流を見る。写真左は一番手前が12号水制、写真下に見えるのは床止Cの護床工である。11及び12号水制はほぼ埋没している。写真右は床止D及び水制6号以下を見る。写真-4.1等と比較すれば、河床低下が大巾に緩和されていることがわかる。なお、直線状に2本見えるのは水系で、初期河床高を示している。

表 4. 4 床止方式改修河道検討結果表

実験番号	対象流量等	河 道 内 容	実 験 結 果	考 案 評 価 及 び 改 良 点
(事務所 案案)	1400m ³ /s	河道 内容 ○現状河道と同様に、床止工を10基配置 ○低水路幅は現状河道に準ずる。	検 討 方 針 1) 床止工間の縦断勾配は現状河道を尊重し、流砂の連続性を確保する。 2) 床止工の数をできるだけ少なくする。 3) わん曲部における床止工の配置は現状河道を尊重する。 4) 高水敷の冠水は避ける。 5) 床止工の落差は2m以内とする。 6) 低水路幅は現状に準じ、スムーズ法線形とする。	
4-1 (予備実験)	計画洪水流量 1400m ³ /sec 定流 通水時間90分 (模型) 無給砂	床止工：床止工第18号、床止工第15号、床止工第14号、床止工第13号、床止工第11.50km、床止工第9号 低水路護岸：床止工第15号～11.60km右岸側 河床勾配：上流端～18号：1/408, 18号～15号：1/296.9, 15号～14号：1/341.86, 14号～13号：1/540.67, 13号～11.50km床止工：1/232.6, 床止工11.50km～9号：1/297.3	流況：わん曲部の流れは時間経過につれ右岸側に片寄る。12.0km付近より流れは左岸側に向く。 水衝部は12.40km～床止工第13号間の右岸にある。また、11.40km～11.20kmも水衝部と考えられる。 河床：床止工15号上流右岸側、15号下流から左岸側に大規模な砂州（低水路幅の1/2程度）が形成、護岸沿洗掘3m床止工15, 14, 13, 11.50kmは1/2あるいは3/4が埋没。	○床止工18号は効果的である。他の床止工は効果半減。 ○床止工14号、11.50kmは3/4が埋没、効果なし。 ○床止工14～13号間の河床勾配を急にし砂州の発達を抑制。 ○床止工13号～11.50km間は流況をよくするため、床止工18号～15号間の勾配を採用する。
4-2 (予備実験)	計画洪水流量 1400m ³ /sec 定流 通水時間90分 (模型) 平衡給砂	床止工：床止工配置は4-1と同じ 低水路護岸：床止工第15号～11.60km右岸側、根固工11.60km～床止工第9号には法面に砂利を埋込む。 河床勾配：上流端～18号：1/408, 18～15号：1/296.9, 15～14号：1/341.86, 14～13号：1/341.86, 13号～床止工11.50km：1/296.9 床止工11.50km～9号：1/297.33	流況：流れは4-1とほとんど変わらない。水衝部：12.0km付近 河床：床止工15号～床止工11.50kmの左岸側に低水路の1/2程度の幅で砂州が形成。護岸沿いの洗掘は2～3mと大きい。 側方浸食は18号～床止工15号の左岸側10～15m, 11.40km～9号の左岸側20m程度 床止工は4-1と同じく、18号以外は、その幅の1/2～3/4が埋没する。	○18号以外の床止工の効果は半減する。 ○根固工の効果はほとんどない。 ○高水敷浸食の大きい13.80～13.10km左岸側、11.40kmより下流の両岸は、低水護岸を設ける必要がある。 ○12.0km付近の流況および洗掘防止のため、11.8km付近に床止工(12号)を設けることが必要。
4-3 (予備実験)	450m ³ /sec 定流 長時間通水 通水時間20時間 (模型) 無給砂	床止工：床止工第18号、床止工第15号、床止工第14号、床止工第13号、床止工第12号、床止工第9号 低水路護岸：床止工第15号～11.60km右岸側 11.60km～床止工第9号左右両岸 上流端～13.10km左右両岸 河床勾配：上流端～床止工13号は4-2と同じ 13号～12号：1/350.88, 12号～9号：1/297.33	流況：時間経過につれ、流れは右岸側に片寄る。この流れは4-1・4-2と異なり右岸側を流下する。 河床：砂州は15号～13号左岸側、15号上流右岸側、床止工12号～9号にかけての低水路中央部に形成。 洗掘は13.0km左岸3.5m、12.0km付近右岸2～3m, 11.4kmより下流の左岸2mである。側方浸食11.8～11.60km右岸20m床止工15号上流左岸で10m。床止工は埋没しない。	○床止工は上記のケースに比べ効果がある。 ○護岸沿いの洗掘防止対策が必要である。 ○砂州の形成を抑制し、河道中央部に流れが集まるようにして、高水敷の浸食を防ぐことが必要。
4-4 (予備実験)	計画波形成 不定流 ピーク流量 1304.46m ³ /s 通水時間151分13秒 (模型) 平衡給砂	4-3の通水後河床に続けて計画波形成 通水した。	流況：ピーク時には流れが中央付近に集まり、流れはよくなるが、減水時には4-3と同じように流れが片寄る。 河床：15号から下流の左岸側に大規模（低水路幅の3/4）な砂州が形成。11.4kmより下流左岸の洗掘はなくなるが、13.0km左岸側では4m、わん曲部より下流の右岸側では2m程度の洗掘がある。	○ピーク流量時には流れが中央に集まり、流況はよくなるが、低流量時に流れが片寄る。 ○したがって、どの流量でも流れを中央部に集中させるようにすれば、ある程度の高水敷浸食、護岸沿いの洗掘防止になる。
4-5 (本実験)	計画波形成 ピーク流量 1304.46m ³ /sec 通水時間 151分13秒(模型) 平衡給砂	床止工：床止工A, B, C, D, E, F, G, Hの8基配置 低水路幅：上流端～床止工F：150m 床止工F～C：150～140m, 床止工G～H：140m 低水路護岸：床止工C～11.60km右岸側、水制を配置 床止工G～H左右両岸 河床勾配：床止工Gより上流側1/340	流況：流れは水路中央部に集中する。水衝部は12.3kmより下流側である。ピーク時には天端のせき上げで床止工E上流側で高水敷より水位が高くなる。 河床：はっきりした砂州の形成はない。わん曲部護岸沿いの洗掘は2m程度である。 側方浸食は、平均3m程度であるが、床止工G上流右岸側では6m程度となる。	○わん曲部には水制工を設ける必要がある。 ○床止工天端形状を変化させたことは十分に効果があり、流況、河床とも予備実験時に比べてよくなった。 ○しかし、天端の突出のせき上げで床止工上流側の水位がせき上げられ、高水敷より水位が高くなる危険がある。 ○天端突出高を検討する必要がある。 ○水制の効果は十分にあり、洗掘量は小さくなった。床止工Cの下流側には水制は不要。床止工Eの下流側に水制を配置する必要があり、水制前部、上下流での洗掘は2～3mあるので根入れ深さに注意を要する。 ○高水敷の浸食は小さくなったが、高水敷幅の狭い11.4～11.6km右岸には護岸が必要と考える。
4-6 (本実験)	450m ³ /sec 定流 長時間通水 通水時間 12時間(模型) 平衡給砂	水制工：床止工C～E間の右岸側に水制を配した。 (12基) 床止工の形状：床止工天端縦断形状を逆二等辺三角形とした。 4-6は4-5後の河床に長時間の通水を行なった。	流況：流れはわん曲部では右岸寄りとなるが、他の区間ではほぼ中央部付近を流下する。 河床：砂州は低水路中央部に円形の単列の砂州が床止工C～D, D～E, E～F間に形成される。洗掘は床止工C～D間ではほとんどなく、床止工D～E間では護岸沿いに2m程度、床止工E～F間では4m程度となる。 側方浸食は4-5とほとんど変わらない。	

第3節 非床止工方式改修案

床止工方式は現状の床止工を中心とした河道固定思想を踏襲して設計したのに対し、本改修方式は原則として床止工にはよらない方法である。一般に、急流河川等では砂防分野における“横工”が適用される場合を多く見受けるが、一級急流河川においてもこの横工方式が採用されていないケースも少からず存在する。本方式実験は表-3.1に示すように4ケース行い、内2ケースは予備実験、他の2ケースは最終案による本実験である。なお、図-4.3に示す床止工Hは下流条件を一致させるため、いずれのケースでも残している。また、実験の概要は表-4.5に示す。

1) 予 備 実 験

予備実験における想定計画河床は、13.8 km断面でT.P2320 m、11.2 kmで10.25 mとし、その間を等勾配に設定している。5-1実験においては、 $600\text{ m}^3/\text{s}$ 程度までの主流はほぼ河道中央にあたり、この部分の河床材料の移動は極めて活発である。その後、流量の増加に伴い、湾曲部の上流に位置する13.0 km付近の右岸側と湾曲部内側に砂礫堆が形成されはじめ、ピーク時には十分発達し主流は対岸に偏し、12 km右岸側の流速は $6\sim7\text{ m/s}$ に達し激しく河床を低下させる。減水時は相対的な掃流力低下のため、平面的には主流線は固定されるが、総流量減少に見合うほど単位巾流量は減少せず、従って掃流力も顕著には減衰していない。この結果は写真-4.4にも示すように、12.4~11.7 kmの湾曲部外側では3~4 m、11.4~11.2 km左岸側では2~3 m程度、計画河床より低下している。いっぽう、高水敷側方浸食は13.0 km左岸側で5~7 m、11.5 km左岸で6~8 m・右岸側で10 m程度と比較的小さい。

5-2実験の初期河床は5-1実験終了時の河床であったため、通水初期段階では大きな変化は確認できなかったが、模型値20分（現地約5時間）程度経過後以降湾曲部外側の河床低下が進行し、水面低下のため内側の砂礫堆寄州部分は冠水しなくなる。15時間を越えると12.0 kmより下流においても両低水護岸沿いに河床が低下し、河道中央部が相対的に高くなる。その後も急激な変化を呈することなく、写真-4.5に示すように水筋（みおすじ）は極めて細く固定化されるようになる。設定計画河床と比較した河床低下量は5-1実験と大差ないが、その巾が広がった点と高水敷の側方浸食が若干進行している点が異なる。

予備実験の結果、湾曲部付近の河道は①洪水規模に応じてポイントバーは形成され、②その後の出水が大きければさらに発達し、③小さければ水筋部分の河床が低下し固定化される。④その結果淵は増々深くなり、河道維持上好ましくなくなる。等の点が判明した。

2) 非床止方式改修案本実験

以上は湾曲部特有の現象であり、ポイントバーの形成発達を抑制するとともに、対岸に相当する淵の対策として、床止工と水制工を用いることにした。床止工は限定的に用いることにし、床止方式改修河道案の湾曲部始終端及び中点に当るC~E床止工の3基を配置した。水制工は同河道案の第9~12号を廃止し、E床止工の下流にふりかえた。これらの形状は実験結果と合わせ、図-4.4及び5で示した。

5-3実験の流況は次のようになる。 $1000\text{ m}^3/\text{s}$ 以下においてはほぼ河道中央部に主流はあるが、それ以上になると床止D~E間の右岸側に砂州が形成されはじめ、流れは右岸側に片寄ろうとし、12.2 km付近右岸側が氷衝部となる。しかし、写真-4.6(上)にも示したように、主流部はほぼ河道中央に保たれており、砂州の

表 - 4. 5 非床止方式改修河道検討結果表

実験番号	対象流量率	河 道 内 容	実 験 結 果	考 察 評 価 及 び 改 良 点
5 - 1 (予備実験)	計画波形 不定流 ピーク流量 1304.46 m ³ /s 通水時間 151分13秒(模型) 平衡給砂	床止工：下流条件を同じにするため床止工Hを設置した。 その他はすべて撤去。 低水護岸：4 - 5と同じく、床止工C～11.60 km左岸、床止工G～H左右岸。 河床勾配：13.80km～床止工：1/194.39	流況：通水直後の低流量時には河道に沿って流れる。流量増加に伴い、砂州が形成され、13.0km左岸 わん曲部右岸側に流れが片寄る。この傾向はピーク流量を過ぎた減水時に明確になり、流路が固定する。水衝部は12.20km～12.0kmの右岸側である。 河床：13.20km～12.60km右岸側、12.40km～11.60km 左岸側、11.60km～床止工Hの右岸側に大規模な砂州が形成。 局所洗掘は12.40km～11.70km右岸、3～4 m、11.4km～11.2km左岸で2～3 m。側方浸食は、13.20km～12.8km左岸、11.60～11.40km西岸で10 m程度。	○低水路内に大規模な砂州が生じ、流況、河床状態もよくない。 ○高水敷の浸食が大きく、護岸工の施工範囲が広がる。 ○そこで、4 - 5で用いた床止工をわん曲部だけに3基設置すると、かなり流況、河床がよくなると判断できる。 ○また、12.60km～11.60kmの右岸低水護岸沿いには、水制および根固工を施し洗掘を防止する必要がある。
5 - 2 (予備実験)	450 m ³ /sec 定流 長時間通水 通水時間 12時間(模型) 平衡給砂	5 - 1後の河床に続けて流量450 m ³ /sを12時間通水した。	流況：流れは5 - 1の減水時低流量の流れと変わりなく、主流部は、13.4km中央部～12.8左岸側～わん曲部右岸側～11.60km～下流左岸側であるが、9時間後には、11.60kmより下流では右岸側を流下するようになる。 河床：13.20km～12.60km右岸側、12.4km～11.6右岸側、11.6km～床止工H中央部に大規模な砂州。 局所洗掘：13.0km左岸は2 m、わん曲部右岸3～4 m、11.60kmより下流の左岸側では2～3 mである。 側方浸食：13.0km左岸20 m、11.60km～11.4km左岸10 m、右岸20 m程度である。	
5 - 3 (本実験)	計画波形 不定流 ピーク流量 1304.46 m ³ /s 通水時間 151分13秒(模型) 平衡給砂	床止工：わん曲部に床止工を3基配置した(床止工C、D、E)。 水制工：床止工D上流側に2基、床止工D～E間に6基、床止工E～11.90 km間に4基配置(右岸側) 床止工の天端形状：4 - 5と同形状。 低水路護岸：4 - 5と同じ。	流況：低流量時には流れは低水路中央部を流下する。流量増加に伴い、わん曲部においては流れは右岸側に片寄る。水衝部は12.20km付近である。 河床：砂州は、床止工C～床止工Hの左岸側に形成されている。 局所洗掘：床止工下流付近以外のわん曲部低水路護岸沿いの洗掘は1 m程度である。 側方浸食：13.6km～13.0km左岸5～6 m、13.1km～13.0km左岸10 m床止工C～E左岸2～4 m、11.9km～11.4km左岸2～5 m、11.60km～11.4km右岸7 m	○わん曲部3基の床止工の効果は十分あり、河床の砂州形成の状況はよくなる。 ○水制工の効果は十分であり、護岸沿いの洗掘は予備実験に比べてかなりよくなっている。水制下部の洗掘は大きく、根入れ深さに注意する必要がある。また、水制間に根固を施すとともに改修されたいと考えられる。 ○11.50km～11.40km、床止工C～D左岸で高水敷浸食が大きく、その上、これらの区間は高水敷幅が狭いので護岸工を施す必要がある。
5 - 4 (本実験)	450 m ³ /s 定流 長時間通水 通水時間 12時間(模型) 平衡給砂	河床勾配：床止工Cより上流側1/220 床止工C～D、D～E間1/340 床止工E～H間 1/220 5 - 4は5 - 3後の河床に続けて12時間の長時間通水(流量450 m ³ /sec)をした。	流況：流れは右岸側に片寄る。 河床：時間経過に伴い砂州形成、12時間後には、床止工Eより下流では低水路幅の3/4程度の幅で左岸側に砂州が形成されている。他には明確な砂州は形成されていない。 局所洗掘：わん曲部護岸沿いでは1～2 m程度である。 水制下部では3～3.5 m 側方浸食：13.3km～13.1km左岸20～25 m、床止工C～D左岸20 m程度、11.5 km～11.4km 左岸10 m程度、右岸で25～30 mである。	○上流側の浸食防止については上流側に床止工を設けるか護岸工を施すかは経済的な面から検討する必要がある。

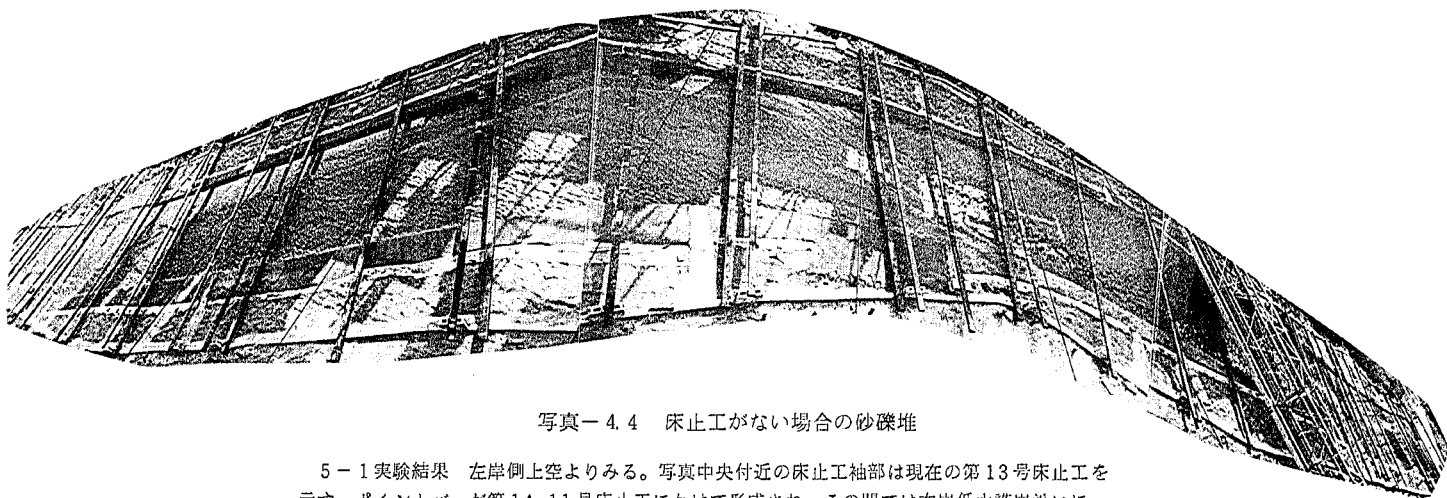


写真-4.4 床止工がない場合の砂礫堆

5-1 実験結果 左岸側上空よりみる。写真中央付近の床止工袖部は現在の第13号床止工を示す。ポイントバーが第14~11号床止工にかけて形成され、その間では右岸低水護岸沿いに、その上下流では左岸側の河床が低下していることがわかる。

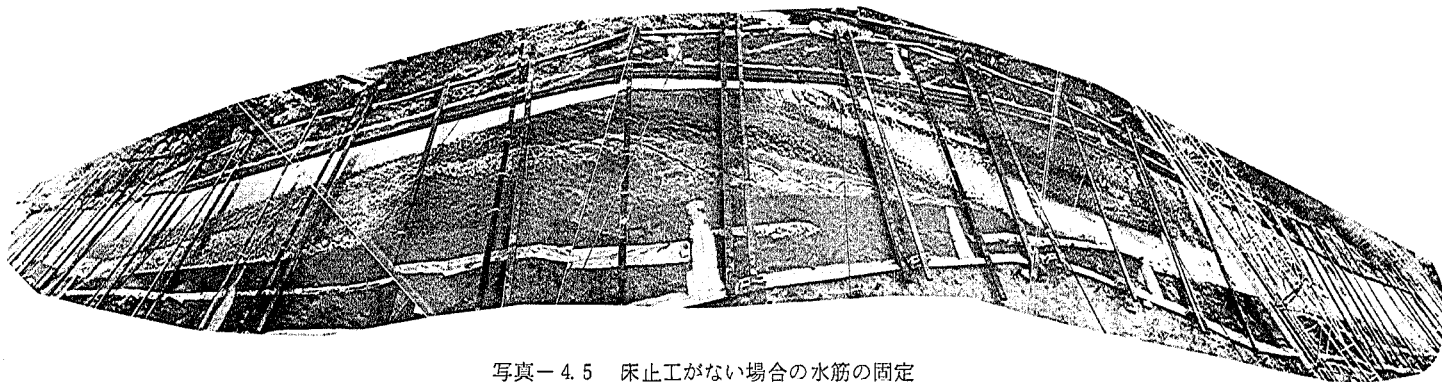
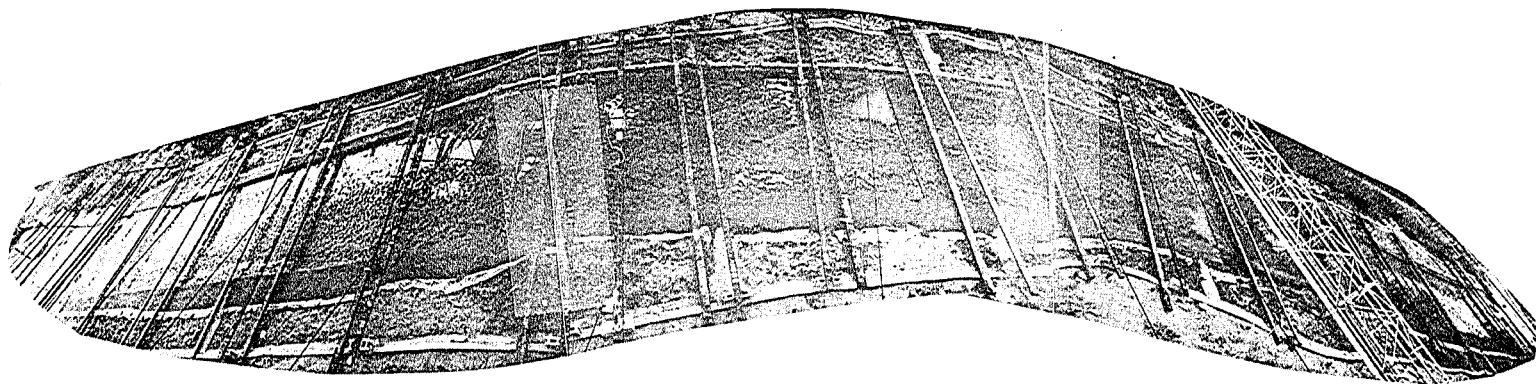
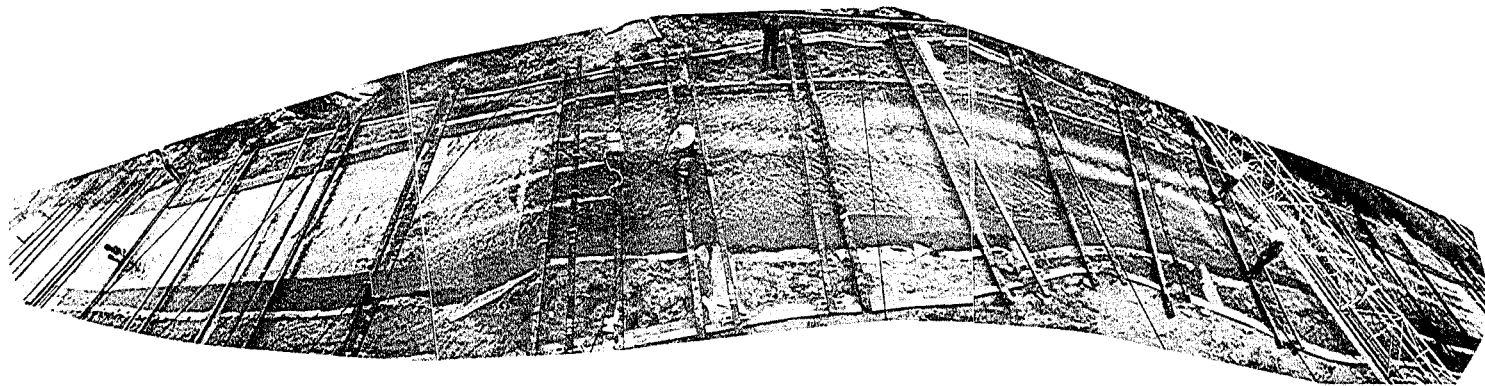


写真-4.5 床止工がない場合の水筋の固定

5-2 実験 写真-4.4 とはほぼ同位置から180時間（模型値12時間）経過に撮影。白く見える部分だけでほぼ $450 \text{ m}^3/\text{s}$ が流れている。砂礫堆上に白く水際線が残されているのは、通水初期の水面痕跡をほぼ示す。



写真－4.6 非床止方式改修河道案の流れと河床

5－3実験 床止D～E間位置の左岸側上空よりピーク時の流況を見る。上の写真右側の実験者が立っている下流側に床止工C、写真中央の流線追跡用染料注入器の下流が床止工E、その中間で波立っている断面に床止工Dがある。主流線が河道ほぼ中央にあることを注目されたし。下の写真は実験終了時の河床状態を示す。床止工Dの下流に小規模の砂州が認められる以外は、若干相対的に内側が高くなっている程度である。

発達も大巾に抑制されていることがわかる。(写真下)ピーク時の流速は12.2 km右岸で3.0~3.5 m/s、床止Eの下流右岸護岸沿いに4.0~4.5 m/s程度の値を示している。5-4実験は5-3実験終了時の河床を初期河床とし、450 m³/sを数洪水連続的に与えている。ポイントバーは模型値1時間(現地約15時間)程度経過後より発達しはじめ、5時間(現地約75時間)程度でC~D間に高さの薄い複列砂礫堆が形成され、D~E間では左岸側のポイントバーがさらに発達する。その下流においても11.6 km付近まで薄いがかなり広範囲にわたり砂州が発達する。9時間を越すとC~D間の河道中央の砂州は左右に分割され、中央に水筋(みおすじ)が生じる。さらに、12時間を越すとこの砂州はなくなり、D~E間のそれも大巾にやせるが、床止Eの下流に河中の70%に達するような砂州が、左岸側からはり出すようになる。

平均河床高及び平均水位は、計画河床高と合わせ図-4.4に示した。平均河床高はいずれのケースも、湾曲部より上流で上昇傾向、床止E直下流で低下、さらにその下流ではほぼ計画河床高を維持している。上流部が上昇傾向にある原因は砂礫堆の形成と発達にあり、その下流で下降傾向にあるのは上流からの給砂の減少に求められる。特に、極立っている現象は、湾曲部各床止工の直下では大巾な河床低下が生じていることと、その下流では局所洗掘が回復しているばかりでなく堆積上昇しており、見かけ上は上流2基の床止工の落差がなくなり、ほぼ直線的な河床勾配を呈している。次に、水位縦断は床止方式改修河道案より、かなり下っている。また、5-6実験の床止Eの下流では、顕著に水深が小さくなっている。

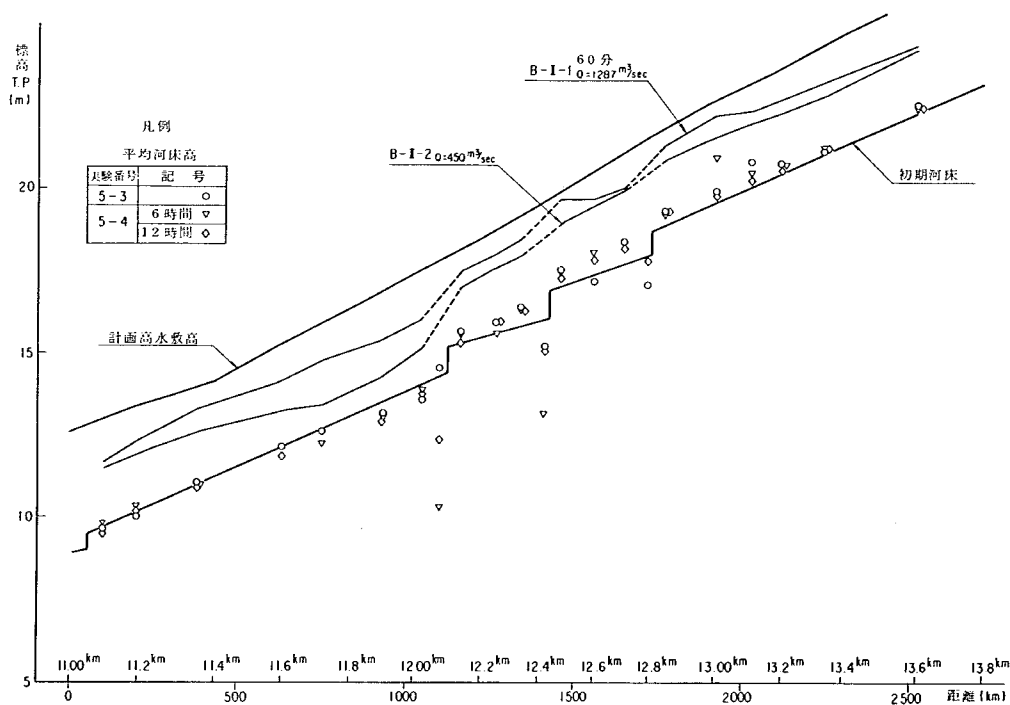
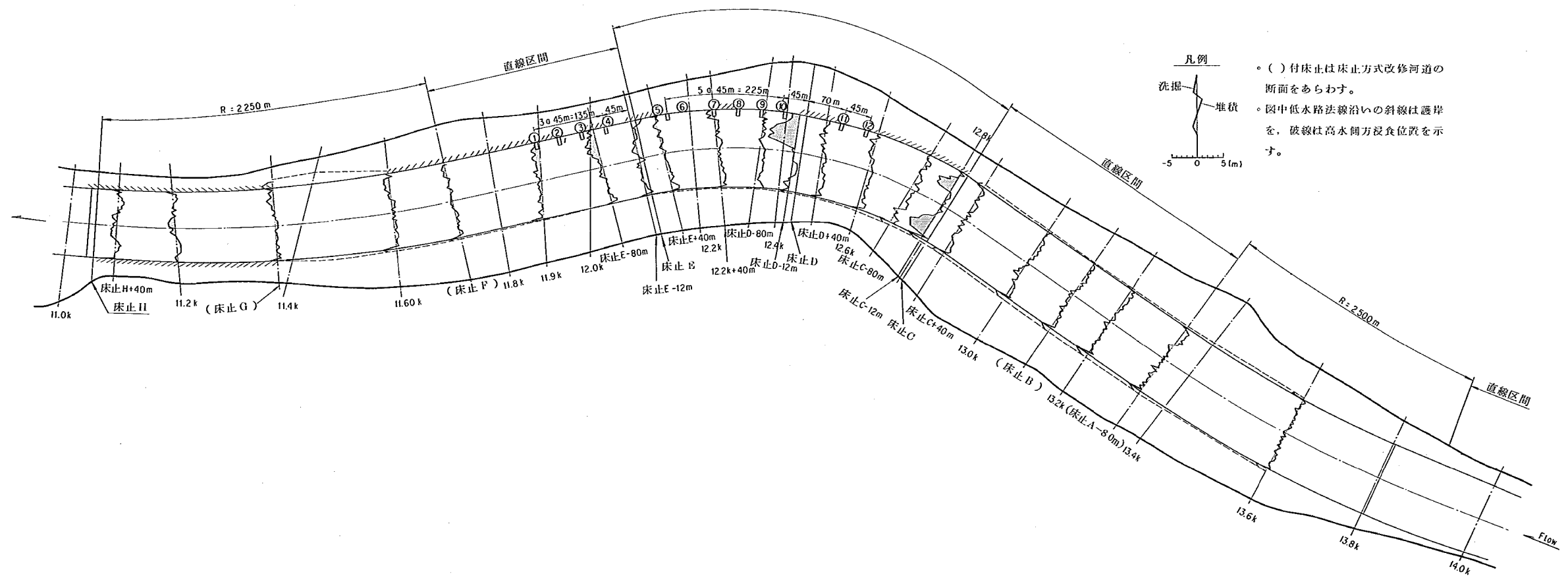


図-4.4 非床止方式改修案水位等縦断図



図一 4.5 非床止方式改修案河床図

主要断面における河床変化は、図-4.5に示した。同図からも、すでに述べた河床変化の特徴を知ることができる。なお、水制位置は床止方式と変えているが、本改修案の配置の方がすぐれている。低水護岸は床止方式と基本的には変えていないが、高水敷側方浸食が活発なのは局部的であり、大きな問題にはならない。活発な場所は11.4~11.6 km区間の右岸であり、その上下流は護岸があるため一層浸食を促進しており床止方式でもこの場所は護岸を施している。

3) 非床止方式改修河道案の評価

非床止方式といっても全く床止工を用いなければ、湾曲部に発生する砂州を制御することは不可能に近く、従って床止方式同様に3基の床止工を湾曲部に限り用いれば、治水上及び河道維持管理上も満足しえる。特に、5-6実験で確認したように、湾曲部内側に生ずる砂礫堆は流失することもあるし、ポイントバーから複列砂州に転化さえる。しかし、このことは床止方式では必要としなかった左岸側低水護岸を、場合によっては要することを意味する。湾曲部右岸側に配した水制群は、床止方式改修河道案より効果的である。

第4節 両方式の比較

牧田川のような急流河川を改修する方式として、床止工による河道固定法と原則として床止工によらない方法について、実施した実験経過と結果は前節までに記してきた。本節においては、両方式の最終河道案の

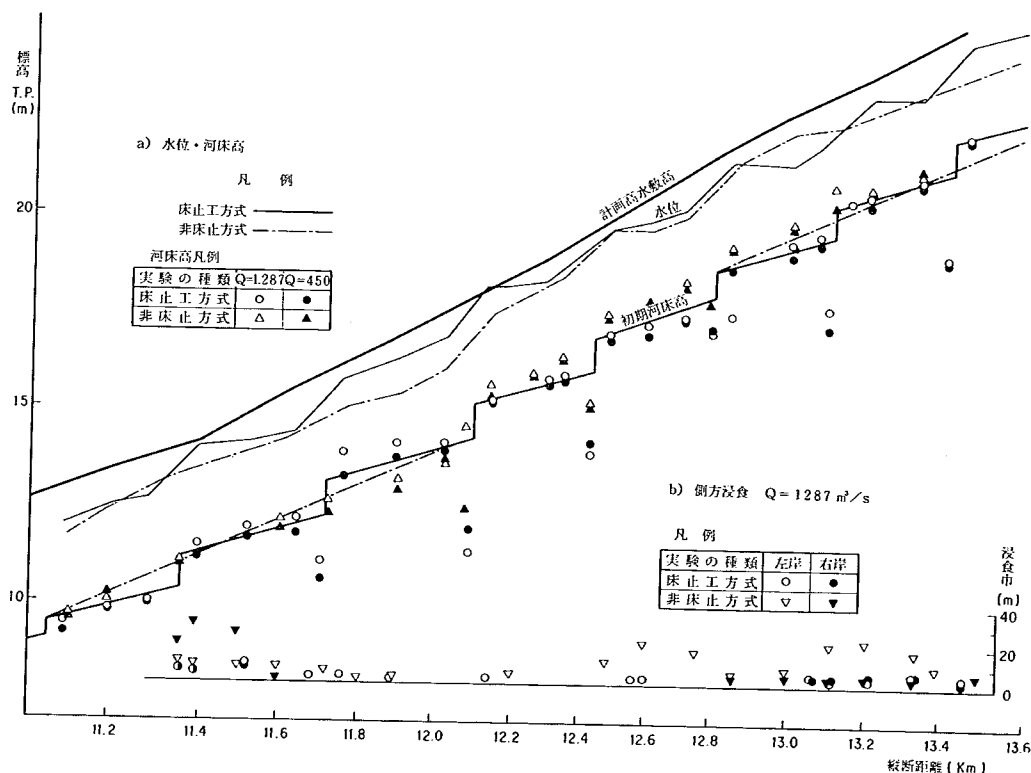
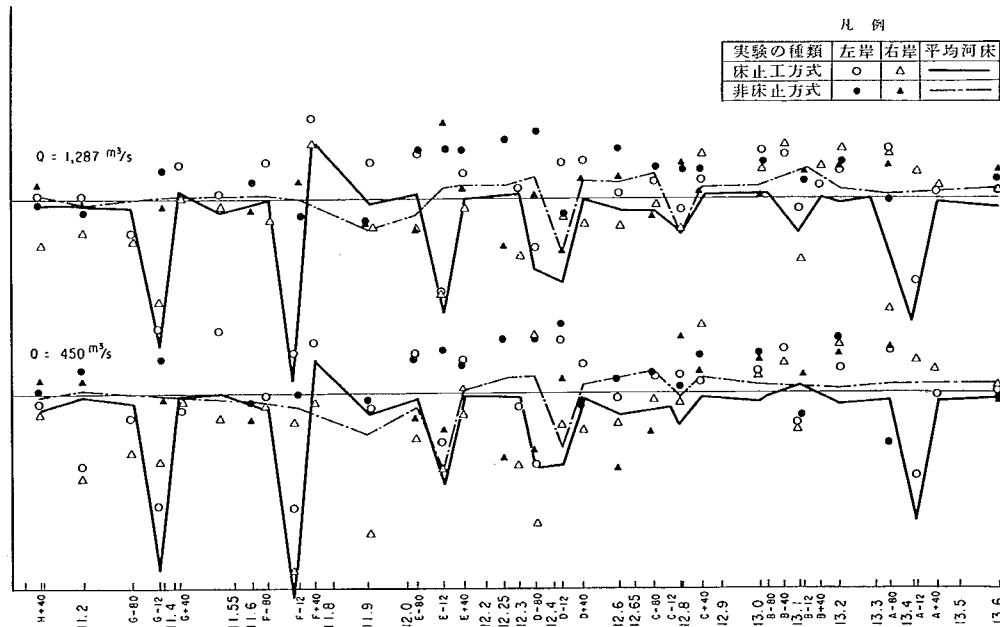


図-4.6 両河道案比較図

水理現象を比較し、事務所における計画策定の資料に供する。なお、これらの主要な現象比較として、図— 4.6 に最終両河道案の計画河床（初期河床）、実験終了時の平均河床及び高水敷側方浸食を、図— 4.7 では低水路兩岸の河床変化量をそれぞれ示した。

図— 4.6 に示すように、計画河床縦断形状は湾曲部の3基の床止工間は両方式共一致させ、その上下流とも床止方式の床止工を無視したような直線勾配で、非床止方式の河床を設定している。水位についていえば、湾曲部付近で両方式とも大差なく、その下流では顕著に床止方式の水位が高くなっている。この原因は前にもふれたように、床止工によるせき上げと見て支障なからう。しかし、いずれにしても両方式とも計画高水位よりはるかに低い水位を示し、その点では問題はないが、高水敷に冠水させないという点では、非床止方式の方が優れているといえよう。不定流波形を流した場合の平均河床は、12.0 km付近を除き全般に非床止方式の方が高く、とりわけ湾曲部より上流でその傾向が顕著である。非床止工方式の方が高い理由は、床止工がない分だけ河床勾配が急であり、そのため掃流力が大きく従って平衡給砂においても表— 3.1 に示したように、床止方式より1割程度多くなっている。ただし、12.0 kmより下流の現象は若干性格が異なり、床止方式の場合は大規模砂州が形成され、これより下流に流下する土砂が制限されるため、相対的に低くなっているものと考えられ、非床止方式の場合は湾曲部床止工間に大規模砂州が形成されるため、同様にその下流で低下している。いっぽう、450m³/sを長時間通水した場合における傾向も同様であり、とりわけ給砂量は床止方式の約1.5倍程度と、かなり非床止方式の方が多くなっている。このため、床止方式は全般に河床低



図— 4.7 低水路兩岸河床変化比較図

下傾向、非床止方式は湾曲部より上流側で堆積・下流で低下傾向にある。不定流を流した場合の高水敷側方浸食は、非床止方式の方が活発である。特に、12.6 kmより上流左岸及び11.4 km付近右岸では、その浸食巾は20 m程度にも達している。

河道維持の難易度を判定する指標として、図-4.7に低水路側岸の河床変化を示した。まず、計画高水流量規模の出水についてみると、いずれの改修方式についても左岸側は床止工付近を除き、大きく低下する場所はない状態といえる。右岸側は湾曲部で両方式とも1 mを上回る低下量を示し、床止方式ではそれ以外にもかなり広範囲にわたり低下傾向を示している。450 m³/sの長時間通水も基本的には同様の傾向を示しているが、いずれの方式も下流部の低下傾向が極立っている。しかし、これらの現象は計画河床と比較した場合の結果であり、上流からの給砂状態にもよるが、出水のたびにこのように低下していくことを意味するものでなく、ある程度低下してしまえばそれで均衡がとれ、それ以上進行はしないと判断される。したがって、護岸等の根入れ及び根固めはあらかじめ実験結果を考慮し決定すればよい。

以上、両方式にはそれぞれ利害得失があり、加えて改修費及び施工性等の面からも検討しなければならない。もし、実験結果だけから判定するとすれば、床止工周辺の局所洗掘及び床止工の維持、12.0 km 付近に形成される大規模砂州による水筋の両岸側への分散、等の点で非床止方式の方が優れているといえよう。ただし、同方式は高水敷の側方浸食という点で弱点を有しているが、早い段階から全面的に護岸を必ずしも必要とはしない。また、実験では低水法面に当然繁茂する植生等の影響は考慮していないし、自然展圧による締固め等は少なくとも実験設定結果より浸食しにくい方向に作用する。したがって、非床止方式で改修する場合の護岸及び根固工は既設部分はもちろんであるが高水敷巾がせまくて砂州が形成され偏流を生じ安い場所等を視点に考慮し、その他の場所については砂州の形成及び発達状態、実際に浸食されていく状態を見ながら、優先度を判定していけばよからう。また、事務所が仮に床止工方式を採用するにしても、湾曲部や河床勾配変化点等にまず設定し、洪水による河道の荒廃状態を見ながら、設置場所を決定していけばよい。したがって、この意味からも改修の第一段階においては、非床止方式河道案となる。

第5章 各種構造物の設計

第3章で現状河道実験と改修工事を着手し、計画河道に至るまでの間の過渡的河道に関する実験結果を述べ、第4章で計画河道の実験の検討結果について報告した。本章では河道という器の中に入れる諸構造物の検討及び設計結果についてふれる。その内容は床止工の水理的設計及び直轄上流端の処理、護岸及び根固工の配置ならびに湾曲部外側に配置する水制工等からなる。なお、牧田川には鉄道橋を含め、かなりの数の橋梁があるが、その橋脚の水理的設計については黄瀬川模型実験報告書⁽⁴⁾を参照されたい。

第1節 床止工の水理的設計

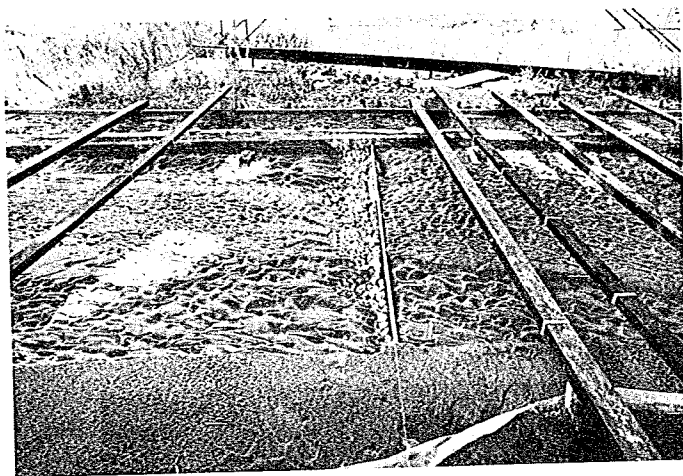
現在の床止工は昭和の初期に構築され、その後災害復旧等で修繕されている。昭和の初期は床止工天端の縦断方向に勾配を付け、意識的に流心を制御する工法がとられていた。牧田川の各床止工も例外でなく勾配を付けていたと判断されるが、この縦断勾配は途中の災害復旧工事や自然沈下等により、頭初の勾配は維持されていないだろう。現在の勾配は表-5.1のような値を示している。これらの値はその付近の流れの特性と当該床止工に課せられた機能から、左右の勾配に変化を付け、合せて最低位置を調整している模様である。

表-5.1 現状床止工天端縦断勾配表

床止工	天 端		護 床 工		床止工	天 端		護 床 工	
	左 岸	右 岸	左 岸	右 岸		左 岸	右 岸	左 岸	右 岸
9号	$\frac{1}{33}$	$\frac{1}{122}$	$\frac{1}{36}$	$\frac{1}{48}$	14号	$\frac{1}{45}$	$\frac{1}{39}$	$\frac{1}{39}$	$\frac{1}{74}$
10号	$\frac{1}{54}$	$\frac{1}{66}$	$\frac{1}{56}$	$\frac{1}{59}$	15号	$\frac{1}{58}$	$\frac{1}{36}$	$\frac{1}{85}$	$\frac{1}{62}$
11号	$\frac{1}{43}$	$\frac{1}{50}$	$\frac{1}{51}$	$\frac{1}{83}$	16号	$\frac{1}{37}$	$\frac{1}{102}$	$\frac{1}{143}$	$\frac{1}{102}$
12号	$\frac{1}{66}$	$\frac{1}{48}$	$\frac{1}{67}$	$\frac{1}{97}$	17号	$\frac{1}{40}$	$\frac{1}{94}$	$\frac{1}{30}$	$\frac{1}{40}$
13号	$\frac{1}{40}$	$\frac{1}{37}$	$\frac{1}{71}$	$\frac{1}{53}$	18号	$\frac{1}{80}$	$\frac{1}{42}$	$\frac{1}{41}$	$\frac{1}{49}$

模型実験対象範囲内に限定した場合、流向の調整及び砂礫堆発達の抑制という点で、湾曲部の床止工が重要になってくる。したがって、主として湾曲部の床止工に関する検討結果について述べ、その後に一般的な事項についてふれる。既存の湾曲部床止工天端縦断勾配より、 $1/60$ をまず設定し左右対称の形状を厚さ24mm(現地天端巾96cm)のラワン合板で作製し、水叩は設けず下流側のみに長さ12mの護床工を2号 碎石(現地で直径2m・重さ10t)で形成した。この状態で $1,400\text{m}^3/\text{s}$ 流量を5時間程度継続した結果、写真-5.1に示すような河床状態となった。床止工周辺が大きく洗掘されている原因としては、床止工の天端縦断

(4) 土研資料第1458号 土木研究所資料 黄瀬川模型実験報告書 昭和54年3月



写真－5.1 床止工抽出予備実験の結果

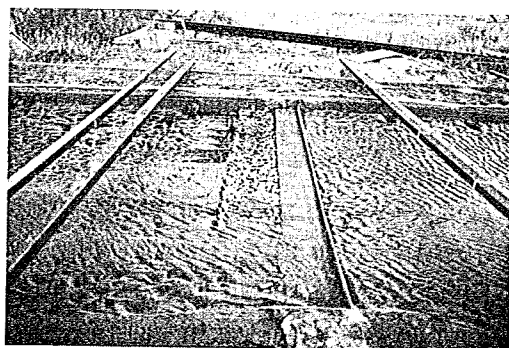
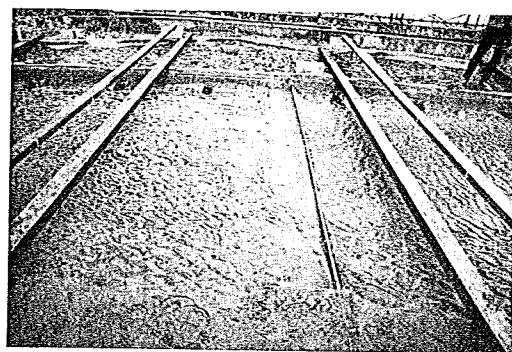
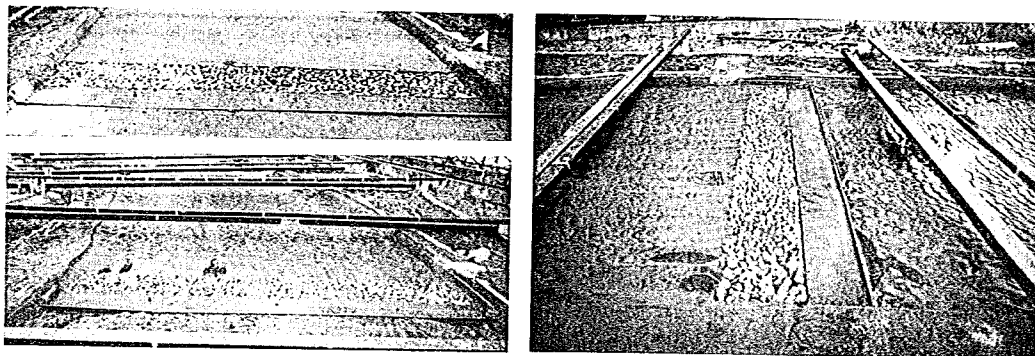
左岸側よりみる。全体的に河床も低下しているが、右岸側の洗掘深は床止工上流側で3m、下流側5mに達している。

勾配のため端部における落差が2m程度にまで達すること、さらに上流側では河床面より1m強突出している等に求められる。

したがって、天端縦断勾配を5割緩和した1/90とし、その他の構造及び境界条件は一致させ実験した。その結果、床止工周辺の局所洗掘は緩和されたが、砂礫堆発達の制御という点で不十分さが残っているため、天端最低位置を湾曲内側＝左岸側から低水路巾の1/4に相当する位置に設定することにより、遠心力による流心の偏り調整をはかった。その結果、偏流制御は目的どおりほぼ達成され、流心は低水路中央に存在するようになった。砂礫堆は床止C～D（湾曲始・中点床止工）間で中央部に、床止D～E（湾曲中・終点床止工）間で左岸側に形成されるが、その規模はかなり小さい形状に抑制されている。

以上の概略設計の結果、流向及び砂礫堆制御に関してはほぼ満足しえと判断し、細部設計の実験を行った。河川砂防技術基準設計編（案）によれば、水叩と護床工を合せた総延長 L は次式で求まる。 $L = (V + \sqrt{2gH})\sqrt{2h/g} + H$ ここに、 V ；平均流速、 h ；越流水深、 H ；床止工の落差、ただし、水叩長は床止工高さの3倍以上で、かつ $L/4$ 以上とすることになっている。そこで、実験値－ $V = 5.0\text{m/s}$ 、 $h = 2.0\text{m}$ 、 $H = 1.8\text{m}$ （最大値）－を用い、上式に代入すると $L \approx 8.8\text{m}$ を得、そして水叩長は5.4m以上となる。これらの値を実験的に検討した結果、湾曲部という特殊性もあり、床止工周辺の河床状態と床止工自体の安全性を考慮すれば、水叩長12m、護床工長18m程度となった。これらの値は、技術基準及び現状の構造と比較し大巾に大規模化しているため、実験値より若干短くてもよいが、基本的にはこの程度の長さを確保することが好ましい。実験結果は写真－5.2及び図－5.1に示したが、このような規模でも上下流の最大洗掘深は2mにも達しており、出水状況によっては床止工本体の破壊につながりかねない。

実際の設計に当っては水叩部を水平に仕上げるのではなく、現状のように流れ方向に傾斜をつけたり、階



写真－5.2 床止工水理的設計結果

$Q = 1,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 定流 5 時間継続 写真左側は C 床止工を上流側から、右はいずれも左岸側から見た状態。写真上は最上流の湾曲始点の C 床止で、左側上段は河床整形・通水前を表わし、床止工左岸より低水路中の 1/4 地点が最低部で上流河床高と一致させている。下段は実験終了時を示す。上流側河床が低下し、床止工が相対的に高くなり、特に両岸で顕著になっている。右の側面写真からは護床工も乱れていないことがわかるが、その下流 20 m 程度の区間は若干低下していることと河床波の状況より、流速が大きいことがわかる。

中段の床止 D (湾曲部中点) の下流は右岸側を除き河床が上昇し、水叩及び護床工上に堆積している。上流側は床止 C ほどではないが、右岸側が洗掘されている。

下段の床止 E (湾曲部終点) の下流は左岸側に砂州の上端が見え、右岸側は河床低下を来しているため、護床工も沈下している。

段状の構造とする等床止

工本体部分で一気に落差

をつけないようにし、突

起物等を付け粗度を大き

くするような配慮が望ま

れる。また、護床工につ

いては河床変化に追従し

やすい構造とし、しかも

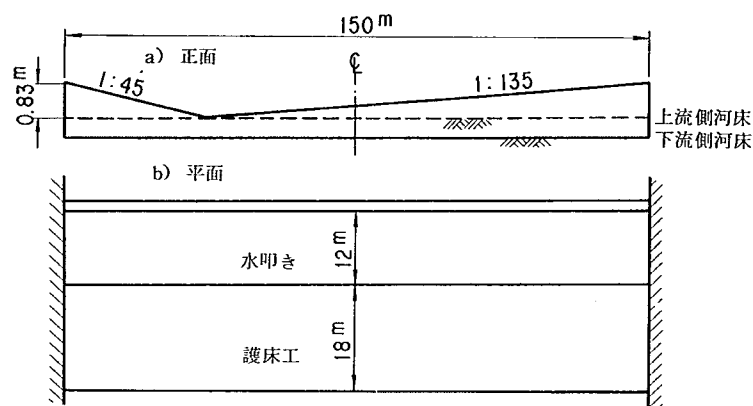
護床工下の河床材料が吸

出されないようにする等

の配慮を要する。今回の

実験では床止上流側は保

護しなかったが、下流側



図— 5. 1 湾曲部床止工概要図

の易程度の規模で保護することが好ましい。袖部の護岸については、湾曲部外側＝右岸側沿いに主流が流れるため、低水護岸として必要である。左岸側の護岸は本体を十分高水敷にかん入しておけば、それほど緊急性を要しはしないが、もし洪水による平面渦の発生に伴い洗掘孔が生じるようであれば、その洗掘孔規模に対応^{*}させ施すものとする。なお、現在現地で施工されている30m規模の範囲は、実験による洗掘孔規模及び加速された流速の回復状態からみて、ほぼ妥当な範囲であることを確認した。

前記湾曲部以外の蛇行箇所及び大規模砂礫堆が形成されるような場所に床止工を設置する場合、上記設計方針に従って天端縦断勾配を配し、偏流を是正したいような場合は天端最低部の位置と天端縦断勾配を調節すればよい。ただし、最低部をあまり側岸に近づけすぎると、側岸の維持管理に労力と経費を要するようになる。低水路法線形が直線状の場合でも牧田川の河道特性を考えれば、床止工の天端には縦断勾配を付け、流れを河道中心に集める方法が有利となる。その勾配は1/100程度がよく、緩勾配すぎると流れをまとめる効果がうすれ、急にするとその効果は大きくなるが、袖部付近の落差が大きくなり、上流側の河床面からの突出高が高くなって床止工の維持が困難となる。水叩・護床工及び袖部の護岸については、過大にならないように注意しながら床止C～Eに準じて設計すればよい。

第2節 直轄上流端の処理

改修計画事務所案によれば、直轄上流端の第23号床止工付近で下流河床高を低下させるため、5m近い落差が生ずる。この落差を第23号床止工だけに負担させる案が事務所案であったため、抽出実験は第23号床止工を落差工にする方針で進めたが、上流部の河床は堤内地盤高よりそれほど高いわけではなく、落下水のエネルギーをいくつかの床止工に分離して制する方法もある。また、第23号床止工の管理者が他省ならば、1基だけの集中処理方針を採用するにしても、第22号床止工を落差工にする方法もある。ただし、

* 河川砂防技術によれば、上流側は10m・下流側は水叩下流端より15m以上設けるものとなっている。

各床止工上流の流出土砂調整能力、既設床止工の安全度に関する信頼性という点から判断すれば、第23号床止工を落差工にすることが好ましい。

1) 落差工の概略設計

第23号床止工を落差工にした場合の落下水脈の縦断形状には、図-5.2 a) に示す定義図を用い次式のような関係が成立する。まず、跳水後の水深 h_2 はマンニングの式より

$$h_2 = \left(\frac{n \cdot Q}{B \cdot i^{1/2}} \right)^{3/5} \dots\dots\dots (5.1)$$

で概略与えられ、工断面における共役水深 h_1 及び流速 V_1 はそれぞれ次式で求まる。

$$\frac{h_1}{h_2} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_{r2}^2} - 1 \right) \dots\dots\dots (5.2)$$

$$V_1 = \sqrt{2g \left(H + h_3 + \frac{V_3^2}{2g} - h_1 \right)} \dots\dots\dots (5.3)$$

ここに、 $n = 0.040$; マニングの粗度係数で計画粗度を使用、 $Q =$

$1,400 \text{ m}^3/\text{s}$; 設計対象流量で計画高水流量を使用、 $B = 200 \text{ m}$; 河川幅、

$i = 1/3125$; 計題河床勾配、 $F_{r2} = V_2 / \sqrt{g \cdot h_2}$; フルード数、 $g = 9.8 \text{ m/s}^2$; 重力の加速度、 $h_3 = h_2$ と仮定、 $H = 4.605 \text{ m}$; 落差

(5.1) 式より $h_2 = 2.61 \text{ m}$ 、(5.2) 式より $h_1 = 1.05 \text{ m}$ が得られ、 $V_1 = Q / B \cdot h_1 = 6.68 \text{ m/s}$ が求まる。いっぽう、(5.3) 式より $V_1 = 11.33 \text{ m/s}$ となり、この値により (5.2) 式の $h_1 = 0.62 \text{ m}$ 、 $h_2 = 4.60 \text{ m}$ が計算される。故に、仮定値と計算値が一致しないので、一致させるため図

- 5.2 b) に示すように、水叩面を下流河床面より切下げることが必要である。

図- 5.2 b) の定義図において、次式のような関係が成立する。

$$H' = H + h_3 + \frac{V_3^2}{2g} - h_1 \cdot V_1 = \sqrt{2gH'} \cdot h_1 = \frac{Q}{B \cdot V_1} \dots\dots\dots (5.4)$$

$$h_2' = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_{r1}^2} - 1 \right) \cdot h_2 = h_2' - \Delta x \dots\dots\dots (5.5)$$

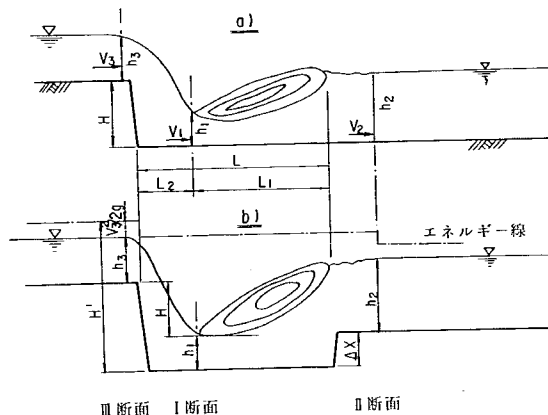


図- 5.2 落差工定義図

(5.4) 式より V_1 及び h_1 を求め、その値を用いて h_2 をトライアルに計算すると、 h_2 と Δx の間には図-5.3 に示すような相関が成立する。(5.1) 式で求めた $h_2 = 2.61\text{m}$ となる水叩面の切下げ高 Δx は 1.4m となり、この場合の各水理量は次のようになる。 $h_1 = 0.54\text{m}$ 、 $V_1 = 1.287\text{m/s}$ 、 $F_{r1} = 5.60$ 、 $h'_2 = 4.02\text{m}$ 。

次に、跳水長 L_1 は下流共役水深 h'_2 の 4.5 倍が一般にとられており、 18.1m 程度となる。また、水脈の落下位置 L_2 は初速 V_3 で水平方向に投げられた物体が放物線を描きながら落下する運動方程式を適用し、 $L_2 = V_3 \sqrt{2(H+h_2)/g}$ $= 3.25\text{m}$ を得る。

水叩面を下流河床面より 1.4m 下げると当然のことながら、その部分は不連続になるまで下流端にエンドシルを設けることにした。エンドシルの高さの試算方法は多くあるが、シルの下流の河床面の乱れを考慮し、下流河床面高に合せることにした。また、シルの側面形状は波面変動を抑制するため、 $1:3$ の勾配を持たせた。エンドシルを設けた場合の水叩長のとり方は $L = L_2 + 0.7L_1$ でよいとされているので、先に求めた値を用いると約 16m 程度となる。

2) 抽出模型実験

抽出模型は第23号床止工を落差工の対象とし、第23号より上流約 200m 、第22号より下流約 100m の範囲を全体模型と同様の手法により作製した。なお、抽出模型は実験場の都合で鏡像に仕上げている。実験は $Q = 1.400\text{m}^3/\text{s}$ を1時間（現地約15時間）通水して様子を見、さらに3時間（現地約45時間）通水した。

最初の実験の結果、落差工下流の減勢状態は極めて良好であるが、落差工上流右岸側が水衝部になり約 3m 洗掘され、また下流右岸側高水敷の側方浸食が生じている。落差工上流側の根入部においては 2m の局所洗掘、シルの下流では $2 \sim 3\text{m}$ の河床低下が生じている。中断後の3時間通水は落差工上流の河床材料が採取されたり、上流からの土砂流下が見られない等を想定したケースであり、落差工の下流に土砂が供給されない場合の河床及び構造物の状態を把握する目的で実施した。この場合の流速及び河床状況は図-5.4に示す。なお、落差工上流からの土砂補給がない場合は落差工直上流で $2 \sim 3\text{m}$ 、エンドシル下流で 2m の局所洗掘があり、さらにその下流 24m 程度の区間においては $3 \sim 4\text{m}$ 程度の河床低下を来している。出水中の流れ及び洪水後の河床状況は、写真-5.3に示す。

3) 落差工の詳細設計

概略設計とそれに基づく実験の結果、落差工に関する水叩長及びエンドシル形状についてはその妥当性が確認された。ただし、その周辺については護床工を要し、エンドシルの下流側は 24m 程度を、上流側については 5m 程度の範囲を保護することが好ましい。なお、下流側については河床低下範囲もカバーしており、河床低下現象はもちろん流速の大きさに影響される反面、上流からの給砂状況に左右される現象でもある。その意味では 24m という範囲は若干過大であるかも知れない。

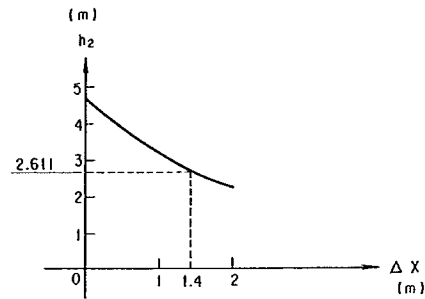
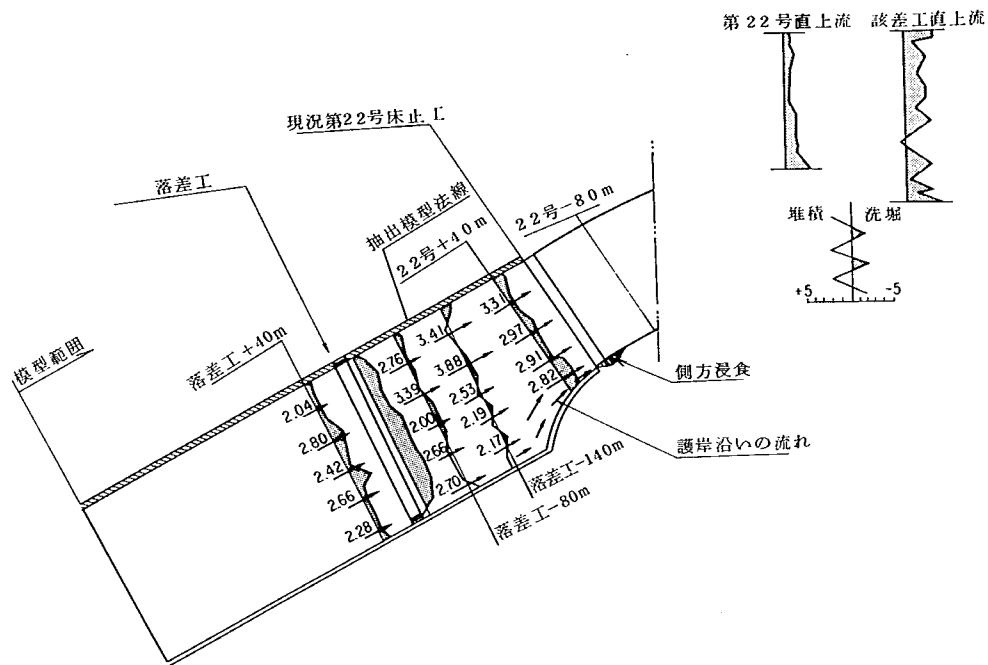
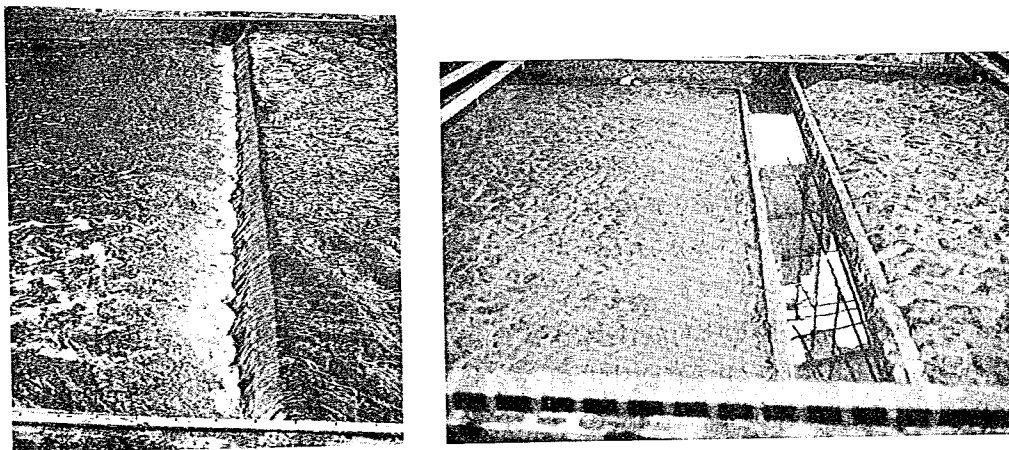


図-5.3 $h_2 \sim \Delta x$ 相関図



図－5.4 落差工周辺の流速・河床変化図



写真－5.3 落差工の流況と河床

$Q = 1,400 \text{ m}^3/\text{s}$ 、いずれも落差工を左岸側よりみる。写真左は出水中の流況で、減勢効果が発揮されていることがわかる。右は出水後の河床状態でエンドシル下流の局所洗掘及び河床低下、落差工上流の局所洗掘を知ることができる。なお、水叩上は湛水状態にある。

さらに、落差工下流の全体的な河床低下の抑止をはかる目的で、現在の第22号付近に床止工を配置することが望ましい。その構造については前節でふれたところである。また、この周辺は河床が大巾に切下げられ、河床材料が過渡的段階であっても変る可能性があること、潜在的エネルギーが大きいこと、高水敷巾が広くないこと等の点で兩岸とも護岸及び根固工を配することが望まれる。なお、落差工の形状については図-5.5に示すが、その構造については力学上の設計を行う必要がある。

第3節 高水敷側方浸食防止工

牧田川は急勾配であるという河道特性、洪水波形が鋭いという出水特性、さらには今後上流からの土砂供給が減少する等の事情を考慮するとき、治水上の

安全性とともに河道管理上の諸課題についても十分配慮しておかなければならない。その一つに、高水敷の側方浸食防止対策があり、その一環として湾曲部に設置する床止工の天端に縦断勾配を持たせたが、それだけでは処理できない場所も少なくない。それらの対策工法の基本について、本節ではふれる。

1) 護岸 施工場所の順位

現在、最も一般的に用いられている側方浸食対策工法として、護岸及び根固工法がある。同工法を採用し、将来的には全面的に施すのは議論の余地があるところであるが、中小洪水を対象としても急がなければならない場所も少なくない。それらの場所のほとんどは、現在でもすでに施工されているような水衝部、あるいは湾曲部のように偏流を生じる場所である。したがって、既設護岸部分は河床が切下げられた早い段階で、護岸を施すことが望まれる。次に、洪水によって砂礫堆が形成され、その影響で主流部が側岸に近づくような場所となる。この場合はその砂州の形状により水衝部が変化してくるので、十分な現地観察を要する。また、水裏部でも渦の発生状況によっては側方浸食を受ける場合があり、その規模は小さいが構造物等による干渉があれば、思わぬ災害をひき起す場合がある。ただし、これらの現象は出水規模にもよるが、中小洪水では

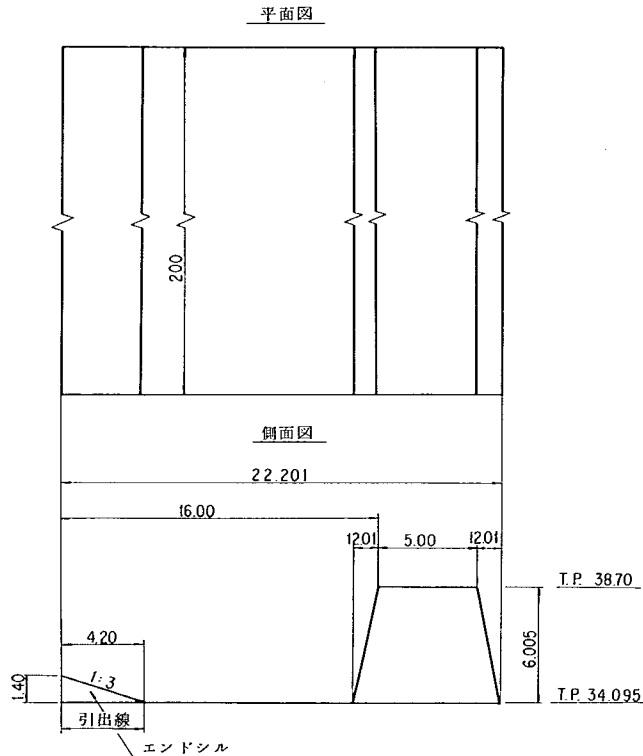


図-5.5 落差工概要図

数洪水分の外力の結果であったり、大洪水の場合は1洪水でもあり得るが出水頻度が小さい等、かなり長期間のタイムスケールで考えておけばよい。したがって、直接構造物が脅威にさらされなかったり、高水敷幅が十分ある場所では、優先度を下げてもよい。以上は直轄区間全体を対象にした一般論であるが、全体模型実験範囲内については第4章で具体的にふれている。また、護岸に付随させる根固工の設計に当っては、河川研究室が近いうちにまとめる予定の「根固ブロック工に関する技術指針案」(仮称)を参照されたい。

2) 水制工に関して

激しい水衝部については護岸及び根固工と水制工を併用すれば、単に水衝緩和のみにとどまらず流向きよう正、砂州制御等の点でその効果を期待することができる。とりわけ、近年の治水工法では同工法がそれほど取入れられない傾向にあるが、長年にわたり改良と検証をくりかえしてきており、牧田川のような特性を有する河道にとっては、非常に効果が大きいことが実験的にも確認された。現状牧田川河道でも中流部より上流で多用されており、第13~15号床止工間の右岸・第18号床止工上流左岸、さらには第22~23号間右岸等に見られる。現在の低水路河床高は低下してしまっているため、各床止工間の高水敷上に多く見られる帯工は水制のように判断できないが、かつて低・高水敷の高さに差がなかった時期には、これらの構造物も水制機能をその一部として託したものと考えられる。

以下、水制工に関する一般的な事項⁽⁵⁾⁽⁶⁾についてふれておく。杭出し等の透過水制は河岸前面の流勢を弱め、不透過式水制の場合は流路を固定する効果が期待できるが、当然のことながら後者は流れに対する抵抗が大きい。また、水制を高くすると抵抗が大きくなり、周辺河床の局所洗掘や水制自体の破壊につながる等の危険性が多くなる。一般に、水制頭部(先端部)における高さは、平水位上0.5~1.0m程度のものが多く、元付け部(河岸側)から頭部に向かって1/20~1/100の下り勾配を持たせることが多い。透過式水制の長さは長くしても透過した流れの流勢は一定値以下にならず、不透過式の場合は頭部に作用する力が大きくなる。水制間隔Dと水制長Lの比D/Lは1~4のものが長く、富永の利根川における調査結果によれば⁽⁷⁾直線部が1.7~2.3、湾曲部外側で1.4~1.8程度であり内側で2.8~3.6となっている。水制の向きは流向に直し、上向き又は直角に配置される例が多いが、水制の設置目的及び河道特性等を考慮して決められている。

実験的に検討した水制は図-5.6に示すとおりであり、湾曲部外側のみを対象としているが、それ以外の場所一例えば第23号床止工下流右岸一でも必要に応じて設置することが望ましい。水制の構造は上に述べた一般事項に基づき、水制長を河幅の1割程度の15m程度とし、流れに対する抵抗を考慮して頭部より8.2mを杭出しによる透過、河岸の保護を重視して元付け部より6.8mを不透過とした。今回の実験では水制長を一律15mにとっているが、水制群として考える場合の水制長は上流及び下流部で、流れに対する抵抗を考え徐々に短く設計するとか、透過及び不透過部分の割合は流れの特性を考慮して調整することが望ましい。水制間隔は利根川の例より2倍程度長いが、水制長の3倍の45mとし、水制の天端高は $1.400\text{ m}^3/\text{s}$ 出水した場合の水位から1.5m程度下った高さに設定している。その位置については図-4.5に示したとおりである

(5) 秋草・吉川・坂上・芦田・土屋 水制に関する研究 昭和36年10月 土木研究所報告

(6) 水制に関する調査 建設省中部地方建設局

(7) 利根川下流部における土砂堆積と水理の特性 富永正義 昭和42年12月 土木学会誌

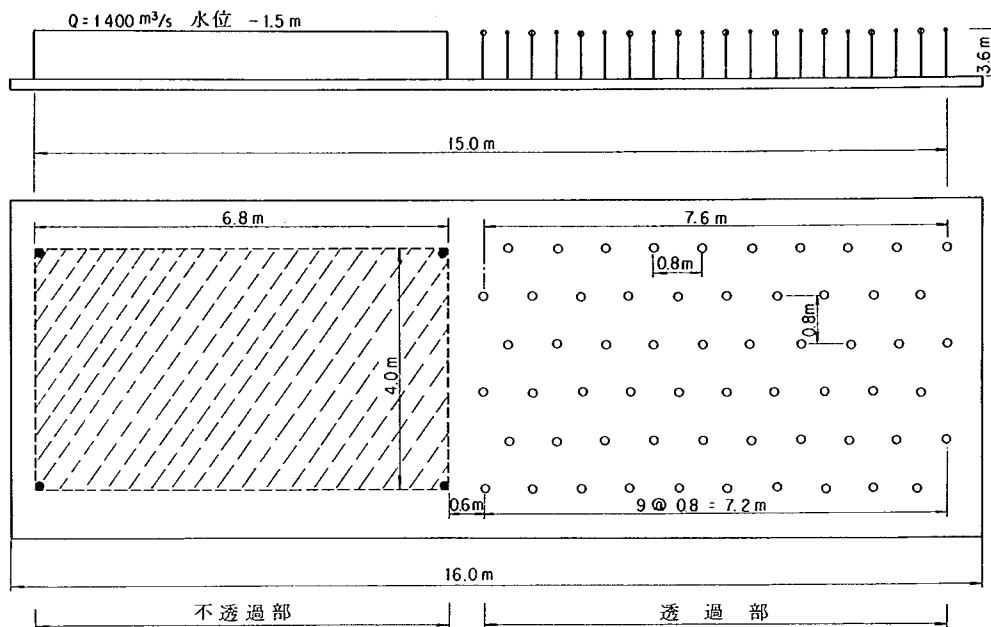


図-5.6 水制概要図

が、ほぼこの範囲を包含しておれば水制工の各位置にこだわることはない。また、水制工の効果については写真-5.4に示した。

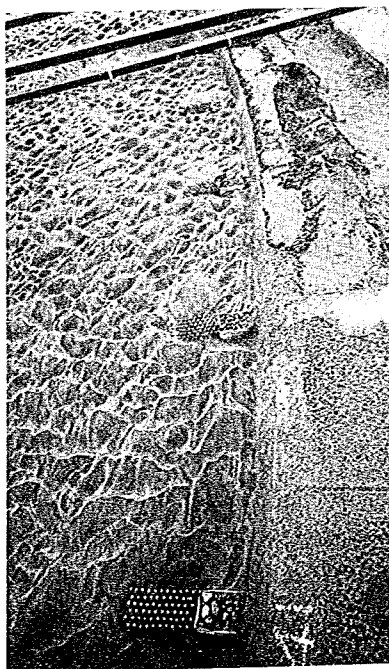


写真-5.4 水制工の効果

5-4実験 No 123 km付近より下流右岸側をみる。一番手前の水制は床止工Dの直下流に位置するため、周辺は若干洗掘されているが、それより下流では透過部分の天端近くまで堆積しており、その効果を知ることができる。

第 6 章 結 語

以上、木曽川上流工事事務所の手をわずらわし収集した諸調査資料の解析、その結果を用い河道特性の把握とともに、河道設計条件を設定した。改修方式と改修河道案の検討にあたっては、最も問題点を内包している 3.11~13.5 km 区間を選定し、全体模型として実験した。全体模型実験は、模型相似律の検証と現河道諸小理量の把握を目的に行った現状河道実験、改修工事に着手して完了するまでの間の過渡的河道、さらには計画河道の検討からなっている。計画河道は現状の床止工主体による河道固定法を踏襲した床止方式、原則として床止工を用いない非床止方式からなる。全体模型実験の後、床止工や直轄上流端の落差工について抽出模型実験を行い、護岸や水制工等とともに諸構造物の設計として報告した。

木曽川上流工事事務所が改修の対象としているのは、0.0~15.8 km 区間の直轄範囲全体をさしており、その意味では第 5 章までにふれてきた事項は問題点を多く内包しているとはいえ、部分的でしかなかったといえる。したがって、本章では全区間を対象とした牧田川改修の一般的事項にふれた後、各章でふれてきた結論部分について再度記述しておく。

第 1 節 改修に関する一般事項

牧田川河道はわずか 16 km 弱の範囲内に、扇状地・移過帯・河口三角州を有する河川である。大河川ではこれらの各領域に適した改修方式が採用されているが、距離的に接近しているとその境界も判断しにくいし、ともすれば全川にわたり均一化した工法がとられやすくなる。しかも、扇面より揖斐川合流点に至るまで、沿川は中部圏のベッドタウン化し、潜在的な危険性が高まる一方改修は行いにくくなっている。くわえて、下流部では性格の大巾に異なる杭瀬川と合流した後揖斐川と合流するため、平面的にもかなり不自然な法線形状となっている。これらの改修をとりまく環境を念頭に置き、改修計画を策定するため、必要河巾・河床縦断及び横断形等についてふれる。

1) 必要河巾

我国の直轄河川の主要基準点における単位巾計画高水流量と河床材料 65% 粒径の関係を、全国河川粗度係数資料集⁽⁸⁾より作成し図-6.1 に示した。規模や性格の異なる河川を一挙にまとめてしまったため明確な相関は見出せないが、図中の直線で相関が代表できるものとするならば、一般に出水頻度の高い西日本の河川の相関は直線より勾配は緩やかで、北上するに従い急勾配の様相を呈する。その意味では我国の年間平均降雨量を大巾に上回る牧田川流域を考慮するとき、図中直線より下の領域に位置することが望ましいといえる。

9 km 付近より上流では有効通水巾は 140 m 程度あり、従って単位巾計画高水流量は $10 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ となり、 $d_{65} = 20 \text{ mm}$ としても十分満足しえる領域にある。ところが、その下流では通水巾が 100 m 程度に縮幅されるのに反し、 $d_{65} = 1 \text{ mm}$ 以上となり、中部以北の河川領域に入ってしまうか、あまく見ても境界近傍に存在する。木曽川上流工事事務所においても同様の問題意識があり、杭瀬川と併行する 7.6 km 付近より下流は、

(8) 全国河川粗度係数資料集 建設省技術研究会編 社団法人日本河川協会発行

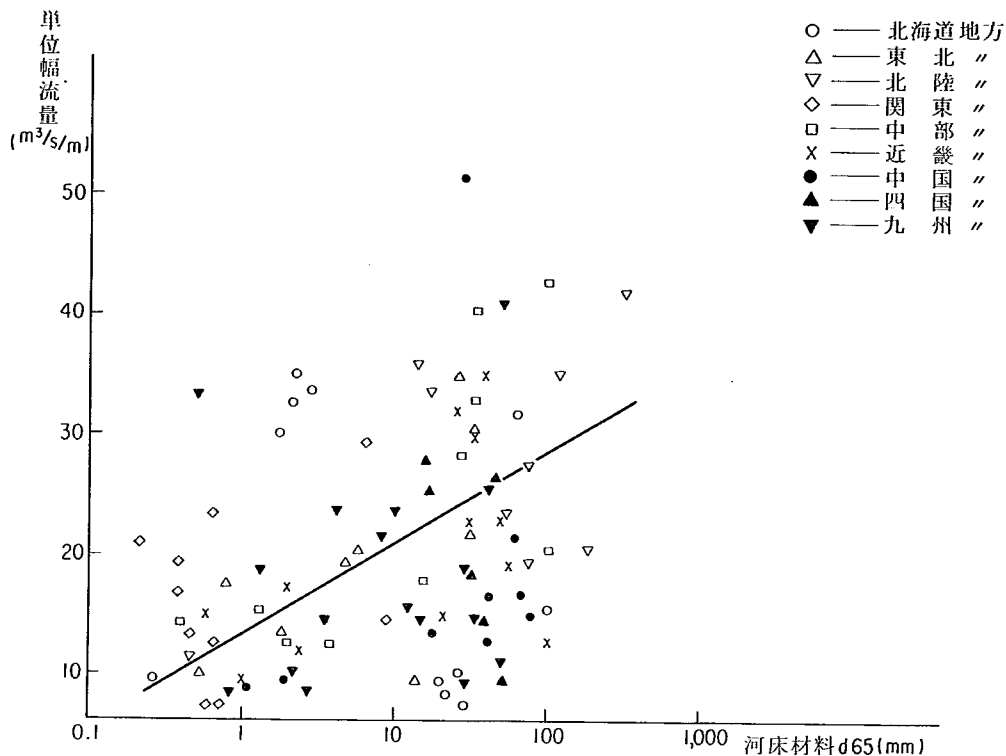


図-6.1 単位巾流量・河床材料粒径相関図

左岸側の拡幅を将来計画している。しかし、当該区間は平面的に数箇所湾曲しており、感潮区間を含んでいることと極めて緩勾配である上、1～3 km右岸側は堤内漏水区間であり、改修が完了した段階においても流下土砂が堆積されることや、揖斐川の背水の影響を受けること等を考慮すれば、将来の問題区間になりそうである。これらの弱点は河川巾の拡幅ですべて解決できないが、流勢を弱め堤体が負担する外圧を軽減させる上で有効といえる。したがって、単に杭瀬川左岸の引堤だけに終らせるのではなく、杭瀬川及び牧田川の出水状況の相違及び湛水位等を十分検討の上、7.6 km付近より下流の左岸堤・つまり杭瀬川と間の瀬割堤の天端切下げ、あるいは透過構造等の可能性を検討するのも一手法である。

2) 河床縦断形

河床縦断形状は天井川の解消と堤内扇面に対する掘込式河道に主眼を置き、大局的には現状平均河床勾配を尊重しながら、上流を急勾配とし下流に行くに従い緩勾配に漸変するように計画する。河床勾配の急変は掃流力の不連続性を招き、大規模砂礫堆の形成等大巾な河床変動を来すから避ることが好ましい。漸変させる場合でも河巾が広くなるような場所を選定し、土砂調整域を確保する等の配慮を要する。河床勾配の急変が避難い場合は床止工を配置する等して、計画河床高の洪水流による大巾な変化を抑制する措置を講ずる。

河床勾配変化点とその断面の河床高の設計に当っては、河川砂防技術基準（案）計画編等で指摘している諸項目について、根拠づけられた設定を行っておくことが望ましい。全川にわたる縦・横断形の概略設計が完了した段階で河床変動計算を行い、流砂の連続性確保の観点から縦横断形の部分的修正を加え、再計算のステップを繰返し、その妥当性が確保された河道を設計する。そして最終的に弊害が避けられない場所については、対策工や維持管理上の手段で対処していくことになる。

3) 横断形

現在の計画高水位は、改修が完了した段階でかなり低下させることができる。計画高水位及び河床高の切下げに当っては、平水時における地下水位への影響が許容される範囲内で行わねばならないが、将来の計画高水位は堤内地盤高に近づけることが望ましい。しかし、それが可能な範囲は揖斐川河床高との関係で、堤内地形における扇端部—10 km付近より上流となる。この範囲の現状河道は複断面であるが、現低水路巾のままでも計画高水流量流下には支障を来さず、加えて急流河川であるため、現低水路をはほぼ全面的に切下げた単断面河道が好ましい。杭瀬川及び揖斐川と合流するための助走区間ともいべき緩勾配下流部は、複断面河道とすべきである。その場合、本節の必要河幅の項でふれた「杭瀬川との合流点断面」の見直し、「合流方式」によって高水敷の高さと左右岸幅が異なってくる。以上の単及び複断面区間の上下流端の間は、平面的にも縦断的にも大きく変化する区間である。当該区間の断面形の設計に当っては、水位と流砂の連続性を保障すべき観点を軽視してはならない。

第2節 直轄区間上流部改修の考え方

主として、堤内地形が扇面を構成する直轄区間上流部の改修は、現状河道同様の床止方式と原則として床止工を用いない非床止方式により、全体模型実験により水理的側面は検討してきた。改修計画の策定に当っては、単に水理的側面だけでなく将来の流域全体の変化、ないしは流域全体を対象とした治山及び治水計画、揖斐川及び杭瀬川等の改修計画との関連、さらには改修費用や施工性、改修後の河道の維持管理等の面から検討しなければならないことは、議論の余地がない。各改修方式の利害得失については次節以降に詳述するが、当面は非床止方式で改修の方が合理的と判断する。その根拠は①将来は生産土砂量の減少が見込まれる上、掘込み河道案が採用されれば床止工による河道固定は、それ程大きな効果を発揮し得ない。②流入土砂量の減少は床止工の維持管理上かなり手をわずらわす。③非床止方式河道はその必要性が生じれば、床止工を設置することが可能である。④水筋（みおすじ）を河道中央に集める床止工はその部分に砂礫堆を形成させ、逆に兩岸に水衝部を発生する。

牧田川の23基に及ぶ床止工が施工されたのは昭和7～14年の間であり、その頃は13 km下流で分派していた南派川が締切られた後とも堆積され、低・高水敷高の差が現在より小さく単断面に近い状態で、流入土砂量もはるかに多かったものと考えられる。そのため、出水毎に流路と水衝部は変化し、加えて南北派川合流点付近の河床変化、さらには下流部緩勾配区間への流下土砂堆積等が活発で、揖斐川本川の背水の影響もあり越水破堤等、上下流の住民にとっては非常な脅威であったと思われる。これらの対策工法として、流れを河道中央に集め合わせて水衝部を固定させ、さらには河床勾配の緩和をはかることにより、緩勾配区間の下流部への流入土砂を制御するとともに、河床変化抑制等を目的として床止工が配置されたと判断した。し

たがって、当時の状況からすれば床止工に課せられていた機能は、極めて多面的でありかつ非常に積極的な面を有し、事実課せられていた役割も十分果してきた。しかし、現在と将来にわたる牧田川をとりまく環境と条件は過去と比較して大きく変貌しており、加えて昭和初期以降に蓄積されてきた治水技術や経験を考慮すれば、必ずしも床止工を用いた改修が最善とはいえない。さらに、近年になって河道の中の構造物が堤防より強いことの是非が、河川構造物の流水に対する力学的均衡という点で議論の対象となっている。この意味からも床止工の配置は必要最小限に押えるべきと考えている。

第3節 各改修方式河道案と流れの特徴

前節において牧田川の上流部の改修方式は、原則として床止工を用いない非床止方式を採用することが、合理的であると結論づけた。しかし、我々が判断した以外にも現場で実施する段階においては他の事情もあり、当研究所の結論に拘束されることはない。したがって、本節においては各改修方式最良河道案の形状と、その流れの特徴についてふれておく。なお、これらの議論は全体模型で扱った11.0～13.5 km程度の範囲のことであり、実際の改修計画策定に当たっての縦横断形状は、上下流河道と連続性を持たさねばならないことはいうまでもない。

1) 床止方式改修河道案

全体模型対象区間の最良案河道は、図-4.2及び4.3と表-4.3に示している。床止工の配置に関しては蛇行及び砂礫堆波長等より判断し、現状床止工を統廃合のうえ再配置している。改修後の早い段階で護岸及び根固工を施す必要性がある箇所は、図-4.3に示す低水路法線沿いに斜線を引いた範囲であり、これらの内でも最優先させなければならないのは既設部分となる。水制工は最小限度、図-4.5に示した位置に施すことが好ましい。

次に、計画高水波形を流した4-5実験、 $450\text{ m}^3/\text{s}$ を長時間通水した4-6実験に生じた流れの特徴についてふれる。まず、4-5実験の流量増加時の主流は、床止工に非常に制御されほぼ河道中央にあるが、ピーク流量時以降になると湾曲部中点から終端にかけた床止D～E間にポイントバーが形成され、流れは反対側の右岸に偏するようになる。その部分の流速は3～4 m/sであるが、護岸前面は水制工の効果によりそれほど洗掘されない。4-6実験の流れの特徴は、時間経過に伴ない湾曲部内側に形成されるポイントバーの影響により、床止C～E間の流れは右岸側に偏する。さらに時間が経過すると床止Eの下流の河道中央部に、高さは低いがかかなり大規模な砂礫堆が形成され、左右両岸沿いの流れが卓越するようになる。水位については図-4.2に、実験後の河床高については図-4.3に、実験の経過と概要については表-4.4に示している。

2) 非床止方式改修河道案

湾曲部に生ずるポイントバー制御のために配置した以外は、原則として床止工を用いない非床止方式の最良案は、その縦断形状を水位等と合わせ図-4.4に、平面形状は河床変化と合わせ図-4.5に、実験経過と結果は表-4.5にそれぞれ示している。護岸及び根固工や水制工の配置位置、施工順序等については床止方式と基本的に変らない。

最良案河道における計画高水波形を流した5-3実験の流況は次のようになる。 $1,000\text{ m}^3/\text{s}$ 以下の増水

時の主流部はほぼ河道中央にあるが、それ以降は床止D～E間の左岸側に形成されるポイントバーが水深に占める割合が高くなり、流れは右岸側に片寄ろうとし、12.2 km付近の右岸側が水衝部となる。ピーク時の流速は先の水衝部で3.0～3.5 m/s、床止Eの下流右岸護岸沿いに4.0～4.5 m/s程度となる。したがって、床止方式に比べ、河床勾配が急になった影響により、ポイントバーの発達若若干旺盛になり、右岸沿いの流速が0.5 m/s程度増加している。450 m³/sの長時間通水した5～4実験では、流砂の流出入の均衡は床止方式よりよいといえる。

3) 両方式河道案の比較

以上の実験結果のうち、平均河床高及び高水敷側方浸食巾を図-4.6で、低水路両岸沿いの河床変化高を図-4.7でそれぞれ示している。計画高水波形を流した場合の平均河床高は、12.0 km付近を除き全般に非床止方式の方が高く、湾曲部より上流ではその傾向が顕著である。その理由は床止工がない分だけ河床勾配に差が生じ、そのため非床止方式の掃流力が大きくなっているからである。なお、12.0 kmより下流の河床高は、湾曲部の内側に生じる砂礫堆の動向に支配され、その下流範囲内への流下量により特徴づけられる。450 m³/sの長時間通水の場合は、掃流力の差に基づく諸現象がさらに強調される。

護岸がない場合の高水敷側方浸食は非床止方式の方が活発であり、逆に床止方式は各床止工の上下流の河道維持に労力を要する。このように、両方式にはそれぞれ利害得失があり、単に3 km弱のせまい範囲内の実験結果だけから判断するのは近視眼的になる。いずれの案を採用するにしても、流砂の連続性と不連続部における流砂調節機能の確保に、焦点を置いた設計を行わねばならない。

第4節 各種構造物の設計

牧田川改修をいずれの方式で行うにしても、河床切下げによる在来河床とすりつけのための落差工、最小限度の床止工や護岸及び根固工を要する。本節では全体及び抽出模型により設計したこれらの構造物に関する結論についてべる。なお、根固工については河川研究室が近いうちにまとめる予定の「根固ブロック工に関する技術指針(案)」（仮称）を、また橋梁橋脚の設計に当っては「黄瀬川模型実験報告書」を参照されたい。

1) 床止工の水理的設計

床止工はその設置位置と課する機能により、規模と形状が異ってくる。例えば、全体模型実験範囲内の湾曲部においては、図-5.1に示したように床止工天端縦断方向—河川横断方向に、両岸側から勾配を持たせ、必要とする位置に最低部を生じさせる。床止工上下流の主流位置はこの最低部に強く影響され、流れの集中度合は縦断勾配に支配される。ただし、最低部をあまり側岸に近づけることは避けることが望ましい。低水路法線が直線形であっても、流心を河道中央に集めたい場合は湾曲部同様天端に縦断勾配を持たせればよく、その勾配は1/100程度が目安となる。一般に、緩勾配の場合は流れの集中させる効果が薄れ、急勾配であれば効果は大きくなるが、袖部付近の落差が大きくなり維持が容易でなくなる。また、落差が大きい床止工の場合は流れ方向、即ち床止工横断方向に勾配を付けたい段階上に仕上げ、流速を減速させる目的で突起物等をつける等の配慮を要する。実験的に求めた水叩及び護床工範囲は、河川砂防技術基準で計算したものより長くなっているが、前者は洪水という外力をかなり大きめに設定しているため、過大設計であるかも知れ

ない。しかし、技術基準案の設計では牧田川の急流・河床変化が激しい等の河道特性を考慮すれば、過小すぎるきらいがある。したがって、実際の設計に当たっては、計算値の数割増をとることが望ましい。床止工の兩岸側においては平面渦が発生しやすいから、その上下流に護岸工を施す必要がある。その長さについては前記基準によればよい。

2) 直轄上流端の処理

直轄区間上流端においては河床切下げのため、数メートルの落差を生ずることになる。この部分の処理は図－5.5に示したような落差工を配置すればよいが、その構造については力学上の設計を行っておかねばならない。なお、落差が抽出実験で設定した値と異なってくる場合は、前章第2節でふれた手順で計算すればよい。

今回の設計は現在の第23号床止工を落差工とする場合を想定しているが、必ずしもその位置は第23号でなくてもよく、下流の第22号付近に設定することも可能である。いっぽう、将来の流入土砂量の予測が立ちにくいと、若干の変化にも耐えうるような措置を講じておく必要がある。即ち、流入量が減少すれば、落差工下流の河床低下が進行し、局部的な護床工では間に合わなくなる。したがって、落差工下流の一定範囲内の大巾な河床低下を抑止する目的で、床止工を配置することが望ましく、その位置は現第22号付近でよく構造については前項に述べたとおりである。また、落差工及び床止工間は、大巾な河床掘削を実施した後の河床材料が現状のものと一時的にせよ変る可能性があり、落差数メートルという点で潜在的エネルギーが大きく、高水敷幅が広くない等の事情を考慮すれば、兩岸とも低水護岸及び根固工を施すことが望まれる。さらには、現第22号床止工上流右岸の屈曲部、その下流の左岸湾曲部等においては、まず水衝部が生じるものと判断されるから、護岸と合わせ水制工の配置も考慮しておくことが好ましい。

3) 高水敷側方浸食防止

全体模型実験及び直轄上流端等における高水敷側方浸食防止工の必要範囲と施工順序については、すでに本章でもふれてきた。その他の範囲についても、新法線形を基本にしながら、既設場所を重視しながら設定すればよい。護岸の根入れ深さについては計画河床に対し一律に考えるのではなく、実験結果あるいは現状の洗掘状況を十分考慮し、想定洗掘深に対し決定することが望まれる。

過渡的河道における実験の結果は、素掘り河道の状態でも中小洪水規模に対しては、それほど活発な側方浸食を受けないことが確保された。これは想定平衡縦横断面に対し計画河床が一律であるため、平衡状態に達するまでの間傍傍に河床材料の補給源が求められる。つまり、高水敷の側方浸食は水衝部でない限り、一般に平衡河床に達するまでは活発でないといえる。したがって、水衝部は別として、その他の場所については様子を見ながら施工範囲と根入れは結定するのがよからう。

実験的に検討した水制工は図－5.6に示したとおりである。水制長は川幅の1割程度とし、水制群として配置する場合は抵抗を減ずるため、上下流部では除々に短くする等の配慮が望まれる。

第5節 現状河道実験

現地と模型の流れを一致させる上で大きな影響力を有する粗度係数は、模型値が若干広い範囲に分布しているが、全体的に見ると洪水痕跡から求められた粗度とはほぼ一致している。流砂現象の相似性のうち、流砂

粒子の活発性に関しては模型の方が若干不活発であるが、現地河床材料の採取位置から判断すればほぼ満足でき、河床材料粒子の輸送形態については十分満足できる。したがって、流れの相似性については保障されているといえ、大出水時の流砂量縮尺は $1/4,000$ ・時間縮尺は $1/15$ 程度となる。これらの相似性については現状河道だけでなく、計画河道等に対しても基本的にはあてはまる。以下、諸水理現象把握を目的として現況河道、改修工事着手以降完成に至る間の過渡的河道における実験結果についてふれる。

1) 現況河道の実験結果

水位縦断は図-3.1に、流況平面図は図-3.4に示している。流れの特性は①計画高水流量の場合、第14号床止工付近で計画高水位を50cm以上上回り、各床止工上下流の水位差はほぼ床止工落差に見合い、 $1,400\text{ m}^3/\text{s}$ 程度までの流量ならば床止工上に支配断面が生じる。②既設低水護岸は水衝部を全域にわたりカバーしている。③ただし、第12~14号床止工間の右岸側の低水護岸は、根入れ部付近の洗掘が激しく特に注意を要する。④高水敷への冠水は $450\text{ m}^3/\text{s}$ 以下では問題にならないが、大出水になると冠水し、低水路法肩付近で若干の流速を生じる。⑤床止工周辺の流れと局所洗掘は激しく、床止工の老朽化と施工当時の河床低下を考えれば、今後かなりの頻度で被災するものと思われる。したがって、改修工事着手時までの基本的維持方法を検討しておくことが望ましい。⑥現床止工天端は堰軸方向に縦断勾配を持せているため流れは河道中央に集中するが、勾配が急すぎるため流砂が堆積し、床止工から若干離れると主流部は湾曲部を除き両岸沿いに集まる。

2) 改修工事中出水実験

改修工事中、とりわけ河床低下工事に出水した場合を想定した実験結果より、次のような特徴をまとめることができる。①下流から河床切下げを行っている場合、 $450\text{ m}^3/\text{s}$ 程度の出水でも、工事断面が素掘りの状態であれば、段差はその断面で固定しておくことができず上流の床止工にまで達する。②その場合、各床止工固有の根入れ深さや材料強度等の差はあるが、補強しておかない限り直上流床止工の破壊流失は避けがたい。③洪水規模と継続時間に左右されるが、その場合河床低下・床止工の流失は上流に伝ばんしていく。④したがって、河床低下工事は上流から下流に向けて進めるか、下流から着手する場合、出水期には落差断面を固定するか、落差断面を直近床止工に設定し補強する等の対策を要する。⑤また、切下げ高が数メートルに達する場合は一挙に下げず、数層に分割し切下げる方法もあるが、作業効果の点で難点が生じる。

3) 洪水流を利用した河床低下工法

全床止工の低水路部を撤去し、洪水流による河床低下工法の可能性を検討した実験の結論は、次のようになる。①河床勾配が急になり、掃流力が現状河道よりはるかに増大するため、中小出水でも河床材料の輸送は活発になりその効果は期待できる。②しかし、切下げ量からみるならば $450\text{ m}^3/\text{s}$ 規模の洪水でも、数洪水分に相当する掃流作用を要する。③湾曲部や掃流力が低下する場所では大規模砂礫堆が形成され、淵における護岸等の対策工を必要とする。④下流の方で流送されてきた流砂の堆積場所を設定しなければならず、砂礫堆と合わせ土砂採取計画の検討を要す。⑤高水敷側方浸食を受ける場所では暫定的にしる、護岸等の対策を要し、河床低下の進行状況によっては手戻りが生じやすい。⑥出水自体が不確定であるから、改修工事の工程管理はもちろん河道管理にも支障を及ぼす。⑦したがって、洪水流による河床低下手法は、現実的とはいえない。

資料-1.1 牧田川水害記録

生 起 年 月 日	出 水 ・ 被 災 状 況	出 典
1566.10.14 (永禄 9. 9. 2)	大出水で高畑字将棋頭で2派となり河状が変化した。	山 県 郡 志 養 老 郡 志
1618. 6.23 (元和 4. 5.)	多芸郡島田村・高畑村・村境の堤防が切れ耕地数町歩害す。7月21日まで	美 濃 気 候 編
1647. 7. 3 (正保 4. 6.)	多芸郡大墳村堤防53間切れ、入水耕地数町歩を害す。7月31日まで	往 昔 三 川 出 水
1650. 9.26~27 (慶安 3.9.1~2)	上石津郡牧田堤数ヶ所で破堤	往 昔 三 川 出 水 大 垣 市 史
1655. 7. 4 (明歴 1. 6.)	上石津郡牧田村堤塘数ヶ所で破堤。耕地川敷となる。8月1日まで。	美 濃 気 候 編 越 中 衣 料
1659.10.16 (万治 2. 9.)	多芸郡大墳村で堤21日切る。11月14日まで	往 昔 三 川 出 水
1674. 4.30 (延宝 2. 3.25)	多芸郡大墳村堤破堤	往 昔 三 川 出 水
1693. 7. 3 (元禄 6. 6.)	多芸郡大墳村堤12間破堤入水。8月1日まで	往 昔 三 川 出 水 大 垣 市 史
1701. 9.19 (元禄14. 8.17)	数個所で破堤	"
1708. . (宝永 5. .)	多芸郡高田西喰違及び島田村干紙木で破堤	往 昔 三 川 出 水 吹 原 文 書
1719. 9.14 (享保 4. 8.)	多芸郡大墳村堤16間破堤・入水耕地損亡す。10月12日まで	"
1721. 8.10 (享保 6. 7.18)	牧田川破堤	"
1728. 9.16 (享保13. 8.13)	多芸郡直江村堤破堤・耕地を害す。	"
1731. 9.12 (享保16. 8.12)	多芸郡島田村破堤・入水。	"
1733.10. 8 (享保18. 9. 1)	多芸郡烏江村南堤破堤・入水	吹 原 文 書
1734. . (享保19. .)	上石津郡牧田村堤防数個所で破堤・耕地高110石・川敷となる。	往 昔 三 川 出 水
1740. 8. 8 (元文 5. 7.16)	出水10合余、多芸郡島田烏江の堤破堤	吹 原 文 書
1749. 9.12 (寛延 2. 8.)	多芸郡大墳村の堤破堤、10月10日まで。	往 昔 三 川 出 水
1755.10. 6 (宝歴 5. 9)	多芸郡多芸村堤切れ、耕地残らず損耗す。11月3日まで。	往 昔 三 川 出 水
1756.10.10 (宝歴 6. 9.17)	多芸郡島田村五日市村堤破壊。	続 史 愚 抄、 往 昔 三 川 出 水
1756. 6.17 (宝歴 7. 5. 1)	数ヶ所で破堤	往 昔 三 川 出 水
1758. 9.24 (宝歴 8. 8.23)	多芸郡五日市村堤切れた、この月神通川洪水。	往 昔 三 川 出 水
1765. 8.15 (明和 2. 7. 3)	多芸郡多芸村にて決堤130間、家耕地被害	往 昔 三 川 出 水

生 起 年 月 日	出 水 ・ 被 災 状 況	出 典
1768. 6. 15 (明和 5. 5)	多芸郡五日市村で、破堤。	往 昔 三 川 出 水
1768. 7. 11 (明和 5. 5. 27)	不破郡室原村、多芸郡岩道村、江月村、島田村で破堤、烏江村堤 平押しとなる	牛洞村覚張、蓮生 寺記録、吹原文書
1768. 8. 12 (明和 5. 7.)	多芸郡五日市村で破堤、9月10日まで。	往 昔 三 川 出 水
1773. 7. 22 (安永 2. 6. 3)	多芸郡多芸村堤切れ又島田、橋爪、烏江、出水。	吹原文書、蓮生寺 記録、常生寺記録
1778. 8. 3 (安永 7. 7. 11)	破 堤。	往 昔 三 川 出 水
1789. 10. 19 (寛政 1. 9.)	多芸郡多芸村堤破堤、11月16日まで。	美 濃 気 候 編
1801. 8. 13 (享和 1. 7. 5)	多芸郡島田村破堤入水。	往 昔 三 川 出 水
1802. 7. 28 (享和 2. 6. 29)	多芸郡島田村寺裏及び烏江村横手紙本堤破堤入水。	往 昔 三 川 出 水 吹 原 文 書
1802. 7. 29 (享和 2. 7.)	多芸郡直江村堤破堤入水、8月27日まで。	往 昔 三 川 出 水
1802. 9. 27 (享和 2. 9.)	多芸郡直江村堤塘60間破堤耕地40町歩を害す 10月26日 まで。	往 昔 三 川 出 水
1809. 8. 20 (享和 6. 7. 10)	多芸郡五日市村で破堤	養 老 郡 志
1815. 8. 2 (文化 12. 6. 27~28)	多芸郡で破堤、死者、流家、耕地損害多し。	往 昔 三 川 出 水 大 垣 市 史
1815. 8. 31 (文化 12. 7. 27)	三度の洪水、多芸郡多芸村で破堤す	美 濃 気 候 編
1816. 8. 26 (文化 13.)	多芸郡大墳村堤12間切入り耕地2段歩を害す。	往 昔 三 川 出 水
1824. 9. 6 (文政 7. 8. 14)	多芸村にて破堤。	美 濃 気 候 編
1829. 8. 12 (文政 12. 7. 13)	多芸郡内にて30間破堤、耕地1町歩砂入。	往 昔 三 川 出 水
1837. 10. 12 (天保 8. 9. 13)	多芸郡大墳村堤11間破壊、入水、耕地被害多し。	往 昔 三 川 出 水
1845. 8. 5 (弘化 2. 7. 3)	多芸郡大墳村堤切入り、耕地を害する	往 昔 三 川 出 水
1848. 8. 29 (嘉永 1. 8.)	多芸郡大墳村金谷村、直江村、で破堤、家屋、耕地を害す。	往 昔 三 川 出 水
1849. 11. 2 (嘉永 2. 9. 18)	多芸郡大墳村堤15間切入り耕地を害す	往 昔 三 川 出 水
1851. 8. 16 (嘉永 4. 7. 20)	多芸郡島田村で破堤、田畑の流失、浸水多く農作物被害。	往 昔 三 川 出 水 大 垣 市 史
1852. 7. 25 (嘉永 5. 6. 9)	多芸郡大墳村にて堤2ヶ所38間切れ入水、耕地を害す。	往 昔 三 川 出 水
1852. 9. 5 (嘉永 5. 7. 22)	石津郡沢田村、多芸郡大墳村及び飯積村堤破堤、入水	当 代 年 歴 記、 養 老 郡 志
1855. 9. 21 (安政 2. 8. 11)	多芸郡大墳村堤18ヶ所、直江堤110間、耕地害す。	往 昔 三 川 出 水

生 起 生 月 日	出 水 ・ 被 災 状 況	出 典
1855. 9. 30 (安政 2. 8. 20)	石津郡沢田村3ヶ所、押越村北23間破堤。	養 老 郡 志 、 徳 通 寺 記 録
1857. 11. 2 (安政 4. 9. 16)	多芸郡大埴村にて堤2ヶ所 (11 間及び2間) 破壊し、耕地数町歩を害す。	往 昔 三 川 出 水
1861. 8. 10 (文久 1. 7. 5)	多芸郡大埴村堤9間余破堤、入水、耕地を害す。	往 昔 三 川 出 水
1868. 6. 28 (明治 1. 5. 9)	上石津で破堤。	往 昔 三 川 出 水 江 東 校 資 料
1870. 9. 13 (明治 3. 8. 18)	上石津郡沢田村で破堤。	往 昔 三 川 出 水
1870. 9. 26 (明治 3. 9. 2)	多芸郡大埴村堤2ヶ所 (30 間、13 間) 破堤、入水耕地数町歩を害し家屋流失あり。	往 昔 三 川 出 水
1870. 10. 2 (明治 3. 9. 8)	牧田村、押越村にても500間破堤、入水。	往 昔 三 川 出 水
1870. 10. 12 (明治 3. 9. 18)	上石津郡沢田、多芸郡橋爪、飯積にて破堤数10間、耕地被害あり。	往 昔 三 川 出 水
1875. (明治 8. 8. 11)	破 堤。	往 昔 三 川 出 水
1876. (明治 9. 8.)	上石津郡沢田村で堤塘50間破堤す。	往 昔 三 川 出 水
1876. (明治 9. 9. 17)	破堤、田畑害す。	往 昔 三 川 出 水
1881. (明治 14. 9. 8)	多芸郡金屋村、島田村にて破堤、人家流出10戸、死者あり。	美 濃 気 候 編
1881. (明治 14. 9. 12)	多芸、上石津で破堤。	往 昔 三 川 出 水
1882. (明治 15. 8. 6~7)	多芸郡で破堤、入水。	往 昔 三 川 出 水
1884 (明治 17. 7. 16)	下石津郡、多芸郡で破堤、耕地を害す。	往 昔 三 川 出 水 水 害 要 録
1885 (明治 18. 7. 1)	多芸郡大埴村で破堤。	往 昔 三 川 出 水、水 害 要 録、大垣市史
1888 (明治 21. 7. 29)	多芸、石津で破堤。	往 昔 三 川 出 水 水 害 要 録
1888 (明治 21. 9. 13)	牧田川出水、多芸郡飯積村破堤、入水。	美 濃 気 候 編

資料－1.2 崩 壊 調 査 総 括 表

a) 溪 流 別 崩 壊 調 査

溪 流 名	流 域 積 (km ²)	流 路 延 長 (km)	山 腹 崩 壊						岸 崩 壊						溪床現 堆積量 (m)	溪 床 調節量 (m)
			崩 壊 箇所数	全土量 (m)	流下量 (m)	残土量 (m)	拡大見 込量(m)	新規見 込量(m)	崩 壊 箇所数	全土量 (m)	流下量 (m)	残土量 (m)	拡大見 込量(m)	新規見 込量(m)		
本川(下流)	1060	5.9	65	39,194	33,683	5,511	2,881	4,742	25	2,774	2,272	502	264	705	8,425	12,979
大 持 谷	248	1.6	14	4,588	3,369	1,219	250	459	2	54	54	—	—	630	930	1,716
花 瀬 谷	161	2.0	7	6,763	5,711	1,052	245	676	6	618	447	171	25	155	2,538	3,315
佐古佐川	4.91	4.0	21	5,945	4,584	1,361	1,581	627	—	—	—	—	—	590	6,670	12,180
本川(中流)	7.28	6.8	63	13,477	9,549	3,928	1,152	1,340	11	19,448	1,9074	374	2,736	250	948	2,298
鍛 冶 屋 川	9.10	6.2	78	107,093	47,201	59,892	2,298	2,702	81	12,033	9,803	2,230	809	3,821	13,815	20,380
火 竜 谷	3.60	4.4	18	12,048	9,669	2,379	894	1,190	30	6,508	6,353	155	995	1,800	4,635	13,445
三 谷 川	9.10	8.1	25	17,886	15,723	2,163	1,497	1,305	3	272	242	30	—	2,100	6,480	11,596
須 谷	2.20	3.7	6	10,792	6,776	4,016	2,635	540	8	3,732	3,481	251	804	910	650	900
堂 木 川	7.45	4.7	43	25,840	18,929	6,911	6,882	1,938	12	1,464	1,338	126	705	2,015	3,605	6,580
佐 谷	4.70	4.5	23	2,532	2,114	418	174	127	14	1,840	1,378	462	135	205	1,678	3,131
本川(上流)	12.15	9.5	75	85,105	37,049	48,056	927	5,050	20	2,273	1,900	373	118	995	12,749	29,536
三 叉 谷	5.06	5.8	46	10,763	8,894	1,869	657	2,151	14	952	844	108	54	670	8,270	18,430
赤尾谷川	5.95	4.6	22	7,297	6,502	795	353	730	29	4,530	3,616	914	142	1,105	2,228	3,171
熊 坂 川	2.70	3.9	17	48,969	36,198	12,771	102	2,740	4	523	502	23	27	564	2,375	4,620
幾 里 谷	10.20	8.6	24	18,599	14,707	3,892	1,220	1,859	5	227	215	12	50	800	18,740	16,670
阿 蘇 谷	2.95	2.2	6	8,979	6,624	2,355	210	898	3	1,114	734	380	40	410	1,658	2,635
敷 谷	6.18	5.7	22	7,230	5,307	1,923	2,960	619	4	368	329	39	123	1,943	7,380	15,070
毘沙門谷	1.78	2.4	16	19,346	17,057	2,289	590	1,930	1	150	110	40	—	290	1,240	2,140
計	110.00		591	452,446	289,646	162,800	27,509	31,623	272	58,882	52,692	6,190	7,027	19,958	105,014	180,792

b) 地質別崩壊地調査

地質 諸元		秩父古生層					新 生 代							火成 岩類	計(平均)
		砂岩頁 岩互層	チャート	輝緑 凝灰岩	石灰岩	合計・平均	砂シルト 互層	砂礫 シルト層	砂礫互層	砂礫	崖錐 堆積物	沖積層	合計・平均		
面積	(km ²)	60.65	15.56	0.35	0.82	77.38	7.56	6.04	4.78	0.67	4.35	8.84	32.24	0.38	110.0
崩壊	箇所数	376	74	5	5	460	120	121	68	—	49	45	403	—	863
	面積(m ²)	152,487	25,847	2,680	1,397	182,411	27,398	34,865	29,443	—	7,024	12,096	110,826	—	293,237
	土量(m ³)	260,051	28,261	5,518	1,205	295,035	25,268	46,600	109,426	—	6,075	28,924	216,293	—	511,328
流域1km ² 当り	箇所数	6.20	4.76	14.29	6.10	5.94	15.87	20.03	14.23	—	11.26	5.09	12.50	—	(7.85)
	面積(m ²)	2,514	1,661	7,657	1,704	2,357	3,624	5,772	6,160	—	1,615	1,368	3,438	—	(2,666)
	土量(m ³)	4,288	1,816	15,766	1,470	3,813	3,342	7,715	22,892	—	1,397	3,272	6,709	—	(4,648)
崩壊1箇所 当り	面積(m ²)	406	349	536	279	397	228	288	433	—	143	269	275	—	(340)
	土量(m ³)	692	382	1,104	241	641	211	385	1,609	—	124	643	537	—	(593)

資料-1.3 上流域河床材料粒度調査表

篩の種類		mm 128	mm 90.51	mm 64	mm 45.25	mm 32	mm 22.63	mm 16	mm 11.31	mm 8	mm 5.66	mm 4	mm 2.38	mm 1.41	mm 0.61	mm 0.33	mm 0.17	mm 0.08	残
No 1	篩残量	—	1580	5680	5530	4650	5160	4200	2990	2370	2610	1710	830	2910	4010	1780	1640	510	220
	篩残量累計	—	1580	7260	12790	17440	22600	26800	29790	32160	34770	36480	37310	40220	44230	46010	47650	48160	48380
	百分率	—	3.3	15.0	26.4	35.9	46.6	55.1	61.9	66.3	71.8	75.2	77.2	83.1	91.4	95.1	98.2	99.7	100
No 2	篩残量	—	220	350	1660	5210	5670	4390	5090	3870	3480	2660	1200	3820	1790	520	760	290	90
	篩残量累計	—	220	570	2230	7440	13110	17500	22590	26460	29940	32600	33800	37620	39410	39930	40690	40980	41070
	百分率	—	0.5	1.4	5.4	18.1	32.0	42.6	54.2	64.2	72.8	79.2	82.6	91.8	96.0	97.2	99.0	99.6	100
No 3	篩残量	5060	2070	8010	6360	4850	3150	2050	1550	1130	1060	880	514	1375	1710	840	415	108	48
	篩残量累計	5060	7130	15140	21500	26350	29500	31550	33100	34230	35290	36170	36684	38059	39769	40609	41025	41132	41180
	百分率	12.1	17.3	36.7	52.2	61.6	71.7	76.4	80.4	83.0	86.4	87.7	89.0	92.2	96.1	98.6	99.9	99.9	100
No 4	篩残量	—	—	1360	1200	1450	1470	1970	1910	1330	860	450	230	287	134	36	14	5	4
	篩残量累計	—	—	1360	2560	4010	5480	7450	9360	10690	11550	12000	12230	12517	12651	12687	12701	12706	12710
	百分率	—	—	12.8	20.2	31.4	43.6	58.8	73.6	84.1	90.7	94.1	96.1	98.2	99.3	99.8	99.9	99.9	100
No 5	篩残量	—	—	4760	2950	3500	4350	4250	3880	2220	1620	940	290	1155	717	154	74	18	12
	篩残量累計	—	—	4760	7710	11210	15560	19810	23690	25910	27530	28470	28760	29915	30632	30786	30860	30878	30980
	百分率	—	—	15.2	25.0	36.3	50.5	64.0	76.8	84.0	89.0	92.0	93.0	97.0	99.1	99.7	99.9	99.9	100
No 6	篩残量	21100	3780	8520	6050	4580	2600	2010	1850	1660	1450	1600	640	1910	2010	880	590	170	110
	篩残量累計	21100	24880	33400	39450	44030	46630	48640	50490	52150	53600	55200	55840	57750	59760	60640	61230	61400	61510
	百分率	34.4	40.5	54.4	64.2	71.8	75.9	79.0	82.1	84.1	87.1	88.9	90.8	93.9	97.0	98.8	99.8	99.9	100
No 7	篩残量	10200	3500	2250	3200	3260	2360	2150	1500	1200	1220	920	345	1170	1410	775	768	255	117
	篩残量累計	10200	13700	15950	19150	22410	24770	26920	28420	29620	30820	31740	32085	33255	34665	35440	36208	36463	36580
	百分率	27.8	37.4	43.6	52.2	61.1	67.8	73.2	77.6	80.9	84.1	86.4	87.8	90.9	94.7	96.8	98.7	99.3	100
No 8	篩残量	—	2290	5840	5570	5250	4500	3400	2740	1600	1100	760	305	915	1420	1070	855	190	55
	篩残量累計	—	2290	8130	13700	18950	23450	26850	29590	31190	32290	33050	33355	34270	35690	36780	37635	37825	37880
	百分率	—	6.1	21.5	36.2	50.1	62.0	70.7	77.8	82.0	85.0	87.0	88.0	90.6	94.2	97.1	99.2	99.8	100
No 9	篩残量	—	5250	9200	3300	2100	1550	1290	890	630	580	440	218	863	1116	545	254	55	19
	篩残量累計	—	5250	14450	17750	19850	21400	22690	23580	24210	24790	25230	25448	26311	27429	27972	28226	28281	28300
	百分率	—	15.5	51.1	62.8	70.2	75.8	80.2	83.2	85.5	87.6	89.1	89.7	92.8	96.6	98.5	99.4	99.9	100
No 10	篩残量	5220	7100	12020	5470	3860	2610	980	780	530	770	670	125	930	820	796	66	17	6
	篩残量累計	5220	12320	24340	29810	33670	36280	37210	37990	38520	39290	39960	40085	41015	41835	42031	42097	42114	42120
	百分率	12.4	29.2	57.8	70.8	79.7	86.1	88.2	90.2	91.7	93.3	94.8	95.1	97.2	99.1	99.7	99.8	99.9	100

資料-1.3 上流域河床材料粒度調査表(てい減百分率表)

注: No.1の採取点は北の谷下流約250m下流の名称不明谷合流点

No.4は鍛冶屋川, No.10は幾里谷で距離は本川合流点からを示す。

採取点 番号	No.1からの 累加距離 (km)	フルイの目 (mm)																	
		128.00	90.51	64.00	45.25	32.00	22.63	16.00	11.31	8.00	5.66	4.00	2.38	1.41	0.61	0.33	0.17	0.08	残
1	0.0	—	96.7	85.0	73.6	64.1	53.4	44.9	38.1	33.7	28.2	24.8	22.8	16.9	8.6	4.9	1.8	0.3	0.0
2	1.9	—	99.5	98.6	94.6	81.9	68.0	57.4	45.8	35.8	27.2	20.8	17.4	8.2	4.0	2.8	1.0	0.4	0.0
3	3.9	87.9	82.7	63.3	47.8	38.4	28.3	23.6	19.6	17.0	13.6	12.3	11.0	7.8	3.9	1.4	0.1	0.1	0.0
4	* 0.8	—	—	87.2	79.8	68.6	56.4	41.2	26.4	15.9	9.3	5.9	3.9	1.8	0.7	0.2	0.1	0.1	0.0
5	6.7	—	—	84.8	75.0	63.7	49.5	36.0	23.2	16.0	11.0	8.0	7.0	3.0	0.9	0.3	0.1	0.1	0.0
6	8.8	65.6	59.5	45.6	35.8	28.2	24.1	21.0	17.9	15.9	12.9	11.1	9.2	6.1	3.0	1.2	0.2	0.1	0.0
7	11.2	72.2	62.6	56.4	47.8	38.9	32.2	26.8	22.4	19.1	15.9	13.6	12.2	9.1	5.3	3.2	1.3	0.7	0.0
8	14.4	—	93.9	78.5	63.8	49.9	38.0	29.3	22.2	18.0	15.0	13.0	12.0	9.4	5.8	2.9	0.8	0.2	0.0
9	16.9	—	84.5	48.9	37.2	29.8	24.2	19.8	16.8	14.5	12.4	10.9	0.3	7.2	3.4	1.5	0.6	0.1	0.0
10	* 0.7	87.6	70.8	42.2	29.2	20.3	13.9	11.8	9.8	8.3	6.7	5.2	4.9	2.8	0.9	0.3	0.2	0.1	0.0

資料-2.1 災害復旧設計説明

年度	番号	概 要
36		本工事は上記個所の護岸災害復旧工事である。昭和36年12月21日中建河工第848号で高田護岸災害復旧工事に着手したところ、昭和36年度中には用地問題が解決しないため設計変更した40mの残工事である。工法は法覆工をH.W.L以下2.5m下りに折曲1.5mの平場を設けてそれより直高3.0m下りまで法勾配2割のコンクリート張として法留工は玉石コンクリート土台とする。尚根固工は平型十字ブロックおよびカーテンブロックの混成水制は六脚ブロック水制を1個所沈設する。
		本工事は上記個所の災害復旧工事である。工法はM.S.L+1.8mのところに杭打1本土台を設け、これより空積雑割石張直高1.5m、法勾配0.8割にて施工し、これより上部は1.4割～2割勾配に7m築堤に取り付ける。法面には総芝積を施す。
		本工事は昭和36年6月の集中豪雨による大出水により沈堀された護岸の災害復旧工事である。工法は鉄線じゃこ張りをもH.W.Lより2.1m下りに折り曲げ1.5mの平場を設け、これより直高2.1m下りで、法勾配は2割で施工する。
		本工事は上記個所の災害復旧工事である。 工法は堤内地にH.W.Lより7.5m下りに杭打1本土台を設け、それより直高1.5m上り法勾配0.8割の空積雑割石張を施し、平場を設け、これより直高4.70m上り、法勾配2.5割で在来小段屑に取りつけ、法面には総芝張を施工する。
	9	本工事は上記個所に行なう床固災害復旧工事である。工法はH.W.L以下2,560m-3,581mを天端高に本体工(玉石コンクリート構造)巾1.5m-2.6m高2.5mを施工し、水叩に巾5.4m-4m3層の改良本床を本体天端以下1.1mを敷高に横断勾配3%をとり沈設し、又災害により流出し破損した水叩コンクリートブロックおよび鉄筋コンクリート柱の取替を行なうものである。
37	10・11	本工事は上記個所の床固災害復旧工事である。同所は昭和37年8月の台風出水により崩壊した本体および水叩工を施工するものである。 工法は第10床固においては既設水叩工の改良沈床の内詰石の流石した部分100格に玉石コンクリートブロックを現場打し鉄筋コンクリート柱を上層一層分だけ取替え、下流部に新たな改良沈床(巾4m3層)を沈設する。又第11床固においてはH.W.Lより3,525下りに床固本体41mを施工し水叩工長80mの内改良沈床の詰石の流失した部分69格分は第10床固と同様玉石コンクリートブロックの現場打と鉄筋コンクリート柱の取替え、本体工の施工する下流側には新たに床固本体より0.15m下りに改良沈床(巾6m3層長38m)を各々の下流部に改良沈床(巾4m3層)を沈設する。なお改良沈床の詰石は現場打玉石コンクリートブロックとする。
	12	本工事は昭和36年6月の集中豪雨による大出水で水叩工の改良本床が一部流失した災害復旧工事である。床固の工法は既設本体より0.2m下った所より巾6m3層、長46mの改良本床(重石ブロック詰)を1/30勾配で沈設するものである。
	13・14	本工事は昭和36年6月の集中豪雨による大洪水で水叩工の改良本床が一部流出破損をし、災害復旧工事をするものである。13床固の工法は既設本体より1.1mを敷高に巾6m3層長さ36mの改良本床(重石ブロック詰)を横断勾配3%に設置し、その上層には20mの重ねをつけ捨木床(改良木床巾6m3層長20m玉石20kg詰)を沈設するものである。又14号床固の工法は既設本体天端より1.35mを敷高に巾6m3層長44-46mの改良木床(重石コンクリートブロック詰)を横断勾配30%に既設し、尚巾1.5m高さ2.5mコンクリート構造の本体工および巾1.5m、厚さ0.4m、延長1.35mの既設堤体天端の擁工を行ない復旧するものである。

年度	番号	概 要
37	18	本工事は上記個所に行なう昭和36年6月および昭和37年8月発生床固災害復旧工事である。工法は改良木床巾8m×7.2m3層を既設堰体天端高-0.2mより横断勾配3%に沈設し下流部巾4m×3.6mをなほ-0.3m下げる本体は巾1.5m高20mの玉石コンクリート構造とする。 尚改良木床(巾7.2m3層長45m)については現場発生材の鉄筋コンクリート柱(長230m角15cm)と詰石用の古稚割石を使用する。
	19	本工事は上記個所に行なう昭和36年6月発生床固災害復旧工事である。 工法は水叩に改良木床巾6~5.4m3層を既設堰体天端高-0.3mより横断勾配3%に沈設し、本体は巾1.6m高2.5m厚0.5のコンクリート構造とするものでなお左岸寄水衝部は何床か著しく沈堀しているため、本工沈床巾6.0m3層および鉄線じゃか径4.5cm長11mを沈設し、又本体上流側に勾配3.0割の床埋を行ない、本体および水叩の安定を計るものである。
38	3	本工事は昭和37年8月出水による床固水叩部の災害復旧工事と本体部の補修工事の合併工事である。災害復旧工事は出水により流出した水叩を改良沈床により復旧するものであるが、その工法は本体下流側に巾4m4層および巾3.85m3層および巾4m3層の改良木床を沈設するものである。 又補修工事は基礎沈下により損傷した本体の補修工事で工法は天端巾1.5m底巾2.3m高20mの門形とし、中心部0.7m×1.5mに土砂詰を行なう。なお天端最低部は+6.5mとし、水平部分21.35mをとり、それより約1/15勾配にて現状に取りつけるものとする。
	4・6	本工事は昭和37年8月の集中豪雨による大出水で、本体および水叩(改良沈床)の一部流出破損個所の災害復旧工事を行なうものである。第4号床固本体の工法はH.W.L以下4.026mを天端とし、20m間レベルに取りそれより左右岸既設に取り付けるものである。なお護岸根固として改良木床巾5.4m3層、長18m1組を増設する。第6号床固工法は水叩(改良沈床)の崩壊箇所の方格材取替敷成木挿入コンクリートブロックを据付け更に下流側に改良下床(巾4m3層)を沈設するものである。
	22	本工事は上記個所に行なう昭和37年8月発生床固災害復旧工事である。 工法は水叩(改良沈床)で崩壊箇所の方格材および敷成材取替玉石詰込を行ない、左岸寄りに長10m巾8mの水叩(改良沈床)3層を沈設する。
40	5	本工事は上記個所の床固災害復旧および堤防維持修繕工事である。 床固 同所は昭和40年9月の出水により、根固が破損したので復旧するもので、工法は床固本体下流側に改良木床を設置するものである。 堤防 同所は天端面に凹凸が激しいので盛土し、整正するものである。
	12	本工事は上記個所の床固災害復旧工事で昭和40年9月の出水に依り本体および水叩部が崩壊流出したので復旧するものである。 工法、本體工はコンクリート(断面上巾1.5m、下巾3.5m高さ3.5m)で延長40.6m施工する。水叩工には改良沈設を施工する。
	13	本工事は上記個所の災害復旧工事である。昭和40年9月13日の出水に依る集中豪雨の為床固が流出したので復旧するものである。

年度	番号	概 要
40	15	本工事は上記個所の災害復旧工事である。昭和40年9月出水による出水のため床固が流失したので復旧するものである。 工法 水叩工に改良沈床巾8m3層長44mおよび巾8m3層長42mそれぞれ1組づつ施工するものである。
	19	本工事は上記個所の昭和40年9月17日の出水より流出した床固の災害復旧工事である。 工法 本体工はコンクリート(断面 上巾1.5m下巾3.5m高3.5m)で82m施工する。水叩工には改良沈床を施工するものである。
	21	本工事は上記個所の災害復旧工事である。昭和40年9月13日の集中豪雨に依る出水のために床固が破損したので復旧するものである。工法は本体下洗堀か所にコンクリートにて補強し、水叩部に改良沈床(巾6m3層長34m)を二列沈設するものである。
41	8	本工事は上記個所の災害復旧工事である。 昭和40年の出水により被害を受けた床固水叩工を復旧するものである。
	12	本工事は上記個所の床固災害復旧工事で、別途工事で復旧した水叩工の下流側に改良沈床を沈設するものである。工法は水叩工には改良沈床(巾6m、3層 3~9)を2段に沈設するものである。
	22	本工事は上記承認を得て現在施工中のものであるが取付工としてコンクリート工および改良沈床を設ける。
42	16	本工事は上記箇所の災害復旧工事である。 昭和42年7月の出水により被害を受けた床固水叩工を復旧するものである。
43	12	本工事は上記箇所の水叩工を施工するものである。 工法はM.S.L+15.770mを天端とし、三連ブロックを沈設するものである。
	17	本工事は上記承認を得て現在施工中であるが、床固本體工(既設)に差異を生じたため変更するものである。工法は元設計と同じであるが、本體工の勾配が1:0.3に変更する。
44	18	本工事は昭和44年7月出水により被害を受けた水叩工および根固工を復旧するもので、H.W.L-215~3.15に本體(天端巾1.5m)を設け天端より1m下りに水叩工を施工する。根固工には中空三角ブロック2tを据え付けるものである。
	20	本工事は上記箇所の災害復旧工事である。工法はH.W.L-3632m~2732mを本體工、天端は巾1.5mを設けそれより1.5m下りにて水叩工(巾60)を施工する。なお根固工には六脚ブロック3.5tを沈設するものである。
45	11	本工事は昭和44年7月出水により被害を受けた根固工を復旧するものでH.W.L-35~42mにホースケーブブロック2tを据え付けるものである。
	20	本工事は前年度に引き続き床固を施工するが、昭和45年6月出水により床固本體(85m)床固本體保護工および床固取付護岸45mの災害が発生したので同時に復旧するものである。

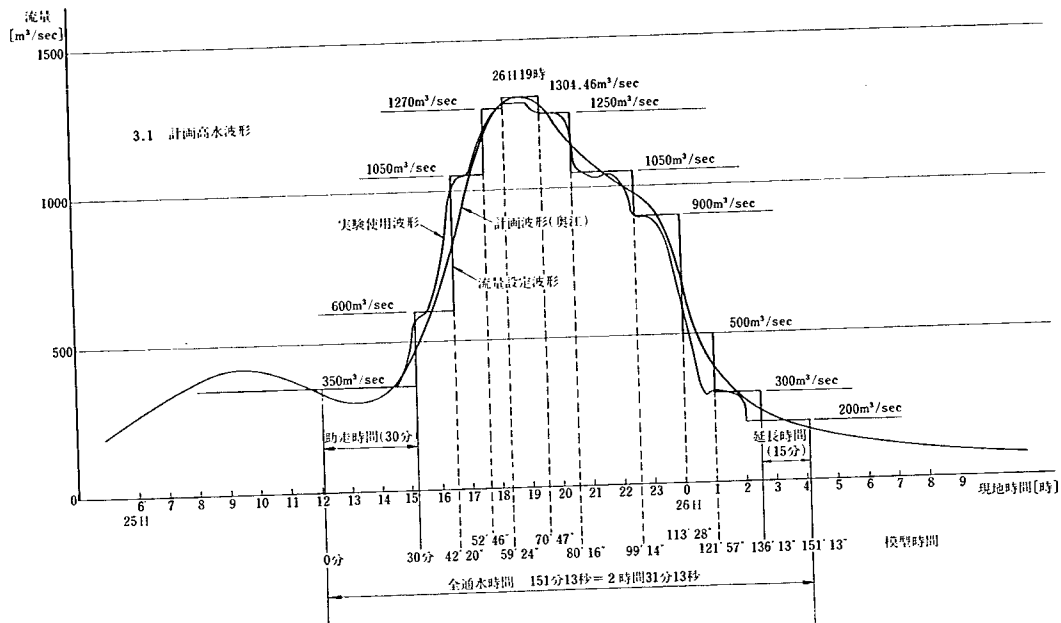
年度	番号	概 要
46	16	本工事は上記箇所の災害復旧工事で、昭和45年6月出水により床固水叩工が破壊されたので復旧するものである。
	19	本工事は昭和46年8月30日、23号台風に伴う豪雨により、牧田川は大洪水に見まれ第19号床固第19号床固左岸側の床固本体と護岸が破壊された為、緊急災害復旧を行なうものである。
	19	本工事は昭和46年8月の出水により被災した上記箇所の床固および護岸を復旧するものである。工法は床固工H.W.L-2.5~3.0mに六脚ブロックを沈設するものである。尚護岸工はH.W.L-5.5mにコンクリート基礎工をもうけ、直高3.0mまで2割勾配折曲1.0mを含むコンクリート張を施工するものである。根固工として六脚ブロックを沈設するものである。
	20	本工事は上記箇所の維持修繕工事である。工法はH.W.L-1.60mに基礎工Bを設け、2割勾配にてコンクリート張りをH.W.Lまで施工し、それより堤防天端まで総芝張りを施工する。又床固めは既設護岸までの平場もコンクリート張りにて施工する。又床固めは既設床固本体の上に延長11.5m間を高さ0.2~0.3mコンクリートで嵩上げるものである。
	22	本工事は上記箇所の災害復旧工事で昭和45年6月出水により、床固水叩工が破壊されたので復旧するものである。
	23	本工事は上記箇所の維持修繕工事である。工法はH.W.L-3.5m下りに巾1.0mをとり1割勾配にて水叩に取り付ける。又水叩破損箇所をコンクリートにて修繕するものである。
47	1	工法は床固崩壊によりホロースケヤー2tを2層積にして復旧し、両岸取付は直高1.0m、2割勾配のコンクリート張を施すものである。
	10	本工事は昭和47年7月出水により被災した上記箇所の床固および護岸を復旧するものである。工法は床固水叩工にホロースケヤー2tを沈設するものである。又護岸工はH.W.L-5.00mに基礎工を設け、それより直高2.60mまで勾配2割でコンクリート張を施す。これより直高1.36mは表勾配2割裏1割で雑割石練張とする。尚根固工にはホロースケヤー2tを沈設するものである。
	19	本工事は昭和46年8月の出水により被災した上記箇所の床固および護岸を復旧するものである。工法は、床固工H.W.L-2.5~3.0mに六脚ブロックを沈設するものである。尚護岸工はH.W.L-5.5mにコンクリート基礎工をもうけ、直高3.0mまで2割勾配折曲1.0mを含むコンクリート張を施工するものである。根固工として六脚ブロックを沈設するものである。
	21	本工事は昭和46年9月の出水により被災した上記箇所の床固を復旧するものである。工法は水叩、根固工にホロステラポット3.2tを沈設するものである。
48	9	本工事は、昭和47年7月発生災害復旧工事で、本体床固の根固および左、右岸取付護岸復旧を行なうもので、工法は本体床固の根固にはホロースケヤー2tを設ける。右岸においてはH.W.L-1.98mに護岸肩を、-4.23mに基礎工、B型-7.33mに基礎工A型、コンクリート張の勾配には1:2割で根固工にはホロースケヤー2tを設ける。左岸においてはH.W.L-3.09mに護岸肩を、-6.09mに基礎工A型を設け、コンクリート張は1:2割で根固工にはホロースケヤーを設けるものとする。

年度	番号	概 要
49	18	本工事は昭和49年8月発生災害復旧工事で本体床固の根固および右岸取付護岸の施工を行なうものである。工法はH.W.L-1.38mに護岸肩を、-4.38mに基礎工A型コンクリート張の勾配は1：2で根固工にはホロスケヤー2tを設ける。
50	6	本工事は、昭和50年7月梅雨前線豪雨による被災箇所を復旧するものである。 H.W.L-5.35mに基礎工を施し、1：2割でコンクリート張、根固工にはホロスケヤー2t、床固工にはホロスケヤー2tを施工するものである。

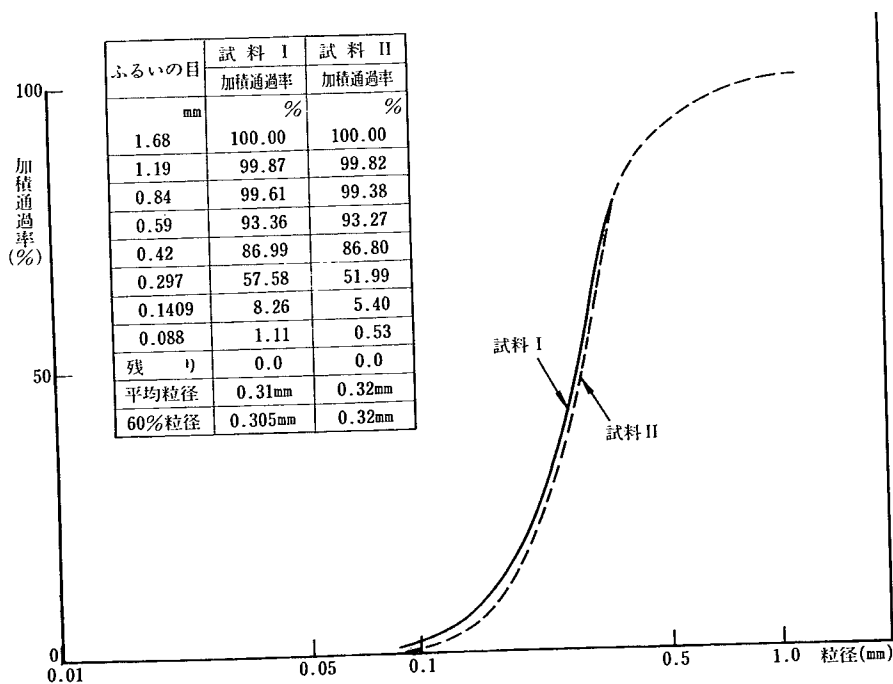
資料-2.2 区間別土砂収支計算表

*印は堆積量・無印は採取又は低下量を示す

年度 (昭和)	区間 (km)																合 計	
	0 ~ 1	1 ~ 2	2 ~ 3	3 ~ 4	4 ~ 5	5 ~ 6	6 ~ 7	7 ~ 8	8 ~ 9	9~10	10~11	11~12	12~13	13~14	14~15	15~16		
砂利採取許可量 (m)	41										8,100	5,520	1,400	2,350	850	3,500	21,720	
	42											390	10,530			10,600	21,520	
	43										3,750	520			9,300	1,950	15,520	
	44											520		7,000			7,520	
	45											520					520	
	46																	
	47															5,000	5,000	
	小 計											11,850	7,470	11,930	9,350	10,150	71,800	
骨 材 賦 在 量 (m)	106,100	177,300	192,800	245,100	86,300	0	19,800	0	0	0,400	25,900	5,200	5,600	11,300	1,100	0	876,900	
総 計	106,100	177,300	192,800	245,100	86,300	0	19,800	0	0	0,400	37,750	12,670	17,530	20,650	11,250	21,050	948,700	
河 床 変 動 量	37~50	119,851	32,271	119,463	94,267	67,142	41,056	20,646	5,890	32,580	22,989	134,142	177,734	203,113	155,105	29,198	44,899	1,300,346
	47~50	*87,036	*117,889	*80,546	-38,212	*14,294	*2,087	6,167	*39,149	*4,247	-17,298	-49,486	-68,499	81,114	*28,424	-12,067	-28,370	*72,457



資料 3 - 1



資料 3 - 2 実験用河床材料粒度分布図