

斐伊川の土砂収支と河床変動の将来予測

道上 正規・鈴木 幸一・定道 成美

STUDY ON THE FORECAST ABOUT SEDIMENT DISCHARGE AND BED LEVEL OF THE RIVER HII

By Masanori MICHIEU, Koichi SUZUKI and Narumi SADAMICHI

Synopsis

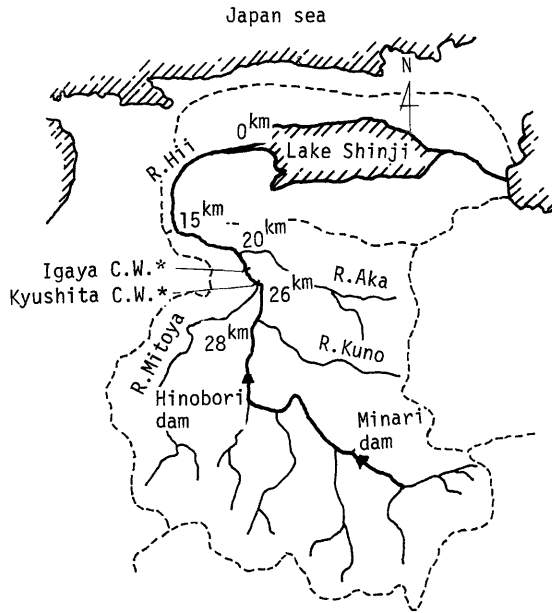
It is essential for the designer of a river to estimate the future changes of sediment discharge and bed level. Their past characteristics in the River Hii have been extremely changed artificially.

In this paper the recent decrease process of sediment discharge and the change of bed level of the River Hii is reviewed historically and based on its results their characteristics of the near future are forecasted by the numerical simulation which has been checked by the past data of the River Hii.

1. 緒 言

斐伊川は Fig. 1 に示すように島根県東部に位置し、沖積地に出てから久野川、三刀屋川および赤川を合流して宍道湖、中海を経て日本海に注ぐ河川で、計画基準地点である大津地点（宍道湖への流入点を0として上流側12.3 km地点）の集水面積は920 km²、本川流路延長は84.2 kmであり、その流域は流域形状係数が0.13の羽状流域であって、古くから文化の栄えた流域であった。流域の地質は花崗岩が大部分を占め、その他に花崗斑岩、安山岩があるが、いずれも風化が進んでいること、および過去の砂鉄採取事業によって流域の荒廃化が進んだことにより、細粒の生産・流送土砂が極めて多く、河川は天井川となり簸川平野もその流出土砂による形成されたものである。したがって斐伊川の治水史は土砂との戦いであると言っても過言ではなく、多くの治水事業が古くから実施されてきたが、その中でも天保年間（1831年～1832年）の新川開削は特記すべき大事業で、この工事によって洪水氾濫頻度が激減し多くの田畑が造られたようである。しかし、明治に入ってからは河床上昇も著しく、河道の維持が困難になってきて、昭和5年（1930年）に斐伊川本川の改修に着工し、現在の河道形状が昭和19年に完成したが、昭和18年および20年の台風によって甚大な被害を受けるとともに、多量の土砂流出によって河床が年々上昇したため、昭和20年より第2期の改修工事に着工し、河床掘削が重点的に行なわれた。さらに、下流の改修を進めていくには、莫大な流出土砂の抑止が重要であると考えられ、昭和25年度から土砂生産地域から下流への流送土砂量を減らす目的で貯砂ダムが次々に計画され、昭和36年頃にはほぼその計画が達成された。このため、昭和38年頃から、高度経済成長時代の影響を反映して建設資材としての砂利採取量が急増したと相俟って過去何百年と河床上昇傾向の続いた斐伊川が河床低下河川に一変した。急激な河床低下が生じたため、昭和49年から砂利採取を禁止し現在に至っている。このように、斐伊川では近年、人間活動の変化により、流出土砂に関する流域の環境条件は大きく変化してきている。

本研究は、こうした歴史的事実を概観し、従来調査されてきた資料を整理・解析するとともに、数値シミュレーション手法を用いることによって、斐伊川の現在および将来にわたる土砂収支および河床変動の動態を明らかにしようとするものである。



C.W.* : Consolidation work

Fig. 1. Basin of the River Hii.

2. 斐伊川の土砂環境の経緯

2.1 生産土砂量の実態

(1) 砂鉄採取による廃砂量

斐伊川流域の砂鉄事業の歴史は古く、最も古い記録では、「出雲風土記」(天平5年)に現在の仁多郡、飯石郡が砂鉄の産地として主要な地方であり、良質の砂鉄が採取されていることが記されている。採取方法も現在とほとんど変わらず、山腹を切り崩し、流水によって砂と鉄の比重差を利用する「鉄穴流し」の方法がとられていたようである。江戸時代に入っても砂鉄事業は盛んであったが、明治に入ってから外国からの製鉄技術の導入によって斐伊川における砂鉄事業は衰退していったものの、明治23、24年の平均採取箇所は116、採取量は8,148t/年であった。また、大正5年には採取箇所90、採取量7,465tと減少し、さらに昭和初期から昭和30年までの平均採取量は4,000t/年程度であると推定され¹⁾、その後の砂鉄採取量はわずかなものとなっている。砂鉄採取地点は日登ダム (Fig. 1 参照) より上流部に位置している。いま、明治、大正、昭和 (S 30年まで) の各年代の廃砂量を推算するに際し、精鉱1tに対する廃砂量を平均40m³とすると、年間の廃砂量は、明治時代32万m³/年、大正時代28万m³/年および昭和時代16万m³/年、すなわち、明治、大正時代には30万m³/年程度の土砂が毎年河川に排出されていたが、昭和時代ではそれが半減し15万m³/年程度になり、さらに最近では激減しているものと思われる。なお、昭和24年の砂鉄採取量の実態調査に基づく建設省、島根県土木部および通産省の廃砂量の推算量は3万m³/年~5万m³/年となっている²⁾。

(2) 砂防ダムの堆砂量

建設省では、下流部への莫大な流出砂量を扨止する目的で砂防計画を立てたが、その際水系を、

- (a) 土砂生産地帯：水源より仁多三成町まで
- (b) 土砂流過地帯：土砂生産地より木次町日登地先まで（この地帯は岩盤が露出し土砂の堆積があまり認められず、平均河床勾配は1/120程度である）
- (c) 土砂堆積地帯：流過地帯下流端より穴道湖まで

の3地帯に大別し²⁾、(a)、(b)の両地帯に貯砂ダムを築造し、(c)の上流端付近に河道維持の床固め工が施工されている（Fig. 1 参照）。すなわち、まず、昭和25年から30年の間に三成堰堤および日登堰堤の2つの大きな貯砂ダムが築造され、ついで床固め工が造られ、その後比較的規模の小さい阿井、高尾、深尾の堰堤が順次建設された。

Fig. 2 は三成および日登堰堤の堆砂状況を示したものである。この図に示した堆砂量とは Fig. 3 で定義する計画貯砂容量中に堆砂した土砂量(B)のことで必ずしも砂防ダムの上部部に堆積した全土砂量を表わし

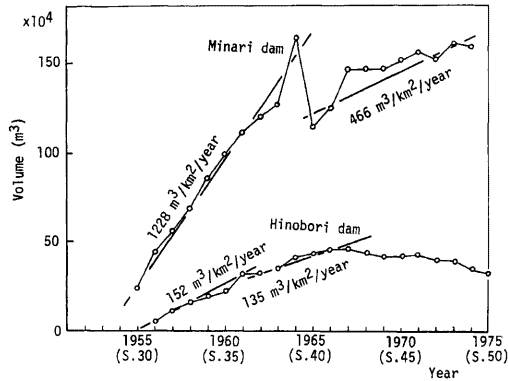


Fig. 2. Yearly variation of sediment volume deposited in Minari and Hinobori reservoirs.

ているわけではない。三成堰堤の計画堆砂量は 230 m^3 でダム地点の集水面積は 118 km^2 であり、これより上流には貯砂ダムは存在しない。Fig. 2 より、昭和30年から39年の9年間の年平均単位面積当りの堆砂量は $1,228 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{年}$ となる。この期間では砂利採取量および計画河床高以上の堆砂は無視できると考えられるので、 $1,228 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{年}$ がこの間の年平均単位面積当りからの流出砂量に相当するものと考えられる。一方、昭和40年代には、堆砂量が大幅に減少しており、昭和40年から49年の9年間の年平均単位面積当りの堆砂量は $466 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{年}$ となり、前期の約40%となっている。これは、流出土砂が計画河床高以上の高さのところに堆積したことと一部砂利採取が行われたことが原因しており、このような補正を施してこの期間の年平均単位面積当りの堆砂量を求めると約 $800 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{年}$ となる^{3),4)}。流出土砂量が昭和30年代の $1,228 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{年}$ から40年代の $800 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{年}$ に減少した原因は、砂鉄採取に伴う廃砂量が減少したことと上流域に構築された砂防施設が効果を発揮し、不安定土砂が減少したことによるものと考えられる。つぎに、日登堰堤は計画堆砂量が 120 m^3 でダム地点の集水面積は 445 km^2 であるが、日登堰堤が竣工したときには三成堰堤がすでに出来上っていたので、この上流域の流域面積を除外すると 327 km^2 である。昭和31年から36年の5年間の平均堆砂量は $5 \text{ m}^3/\text{年}$ で、年

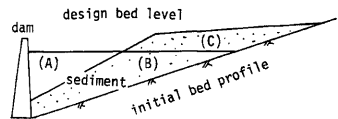


Fig. 3. Schematic bed profile in a reservoir.

平均単位面積当りの堆積量は $152 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{年}$ になる。さらに、昭和 36 年から 41 年の 5 年間の年平均堆砂量は $2.9 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ で、流域面積の補正を行なった年平均単位面積当りの堆砂量は $135 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{年}$ とする。これらの値は三成堰堤の堆砂量に比して非常に小さくなっているが、この原因は日登堰堤の流域地形が三成堰堤のそれほど急峻でなく流域での生産土砂率が小さいためと考えられることと、日登堰堤は比較的貯砂容量が小さいため、ウオッシュ・ロードを含む浮遊砂がほとんど越流していたためと考えられる。Fig. 4 は三成および日登堰堤の堆砂形状を示したもので、どちらのダムもデルタの先端がダムサイトに到達していないため少なくとも掃流砂は越流していないものと考えられる。いま、日登堰堤の堆砂量 $150 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{年}$ が掃流砂のみの堆砂量であるとする、ウオッシュ・ロードを含む生産土砂量を三成堰堤の堆砂の粒度分析結果(掃流砂 60%, ウオッシュ・ロードを含む浮遊砂 40%) を用いて求めると、 $250 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{年}$ ($150 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{年} \div 0.6$) となる。いま、三成堰堤上流域を除いた斐伊川流域の平均的生産土砂をこの $250 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{年}$ と考え、堰堤では全ての掃流土砂が貯められ、三成堰堤においても現在では堆砂が進んでいるのでウオッシュ・ロードを含む浮遊砂が全て下流に流送されるとして、各流域からの生産流出土砂量をまとめると Table 1 のようになる。すなわち、日登堰堤から河口の穴道湖入口までの本川に流入する総土砂量は約 $19 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ でそのうち掃流砂が $7 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ 、ウオッシュ・ロードを含む浮遊砂が $12 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ となる。

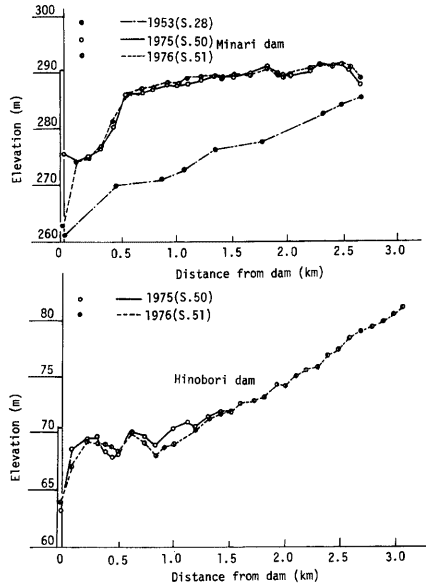


Fig. 4. Bed profiles in Minari and Hinobori reservoirs.

Table 1. Sediment product and discharge in the basin of the River Hii.

	Basin Area (km ²)	Sediment Product (m ³ /km ² /year)	Sediment Discharge	
			Bed Load (m ³ /year)	Wash Load (m ³ /year)
Minari dam	118	800	0	38,000
Hinobori dam	328	250	0	33,000
R. Mitoya	220	250	33,000	22,000
R. Kuno	50	250	7,500	5,000
R. Aka	150	250	23,000	15,000
(R. Hii)	46	250	7,000	4,600
Total	901	—	70,500	117,600

2.2 流送土砂量の実態

(1) 砂利採取量

高度経済成長にともなって、昭和38年頃から砂利採取量が急増してきて、Fig. 5 に示すように、最盛期には毎年の許可量が $30 \text{ 万} \sim 50 \text{ 万 m}^3$ に達しているが、実際に採取された量は許可量の 2~3 倍程度であるといわれている。しかし、この詳細な実態は十分に把握されておらず、砂利採取の盛んな時期の土砂移動につい

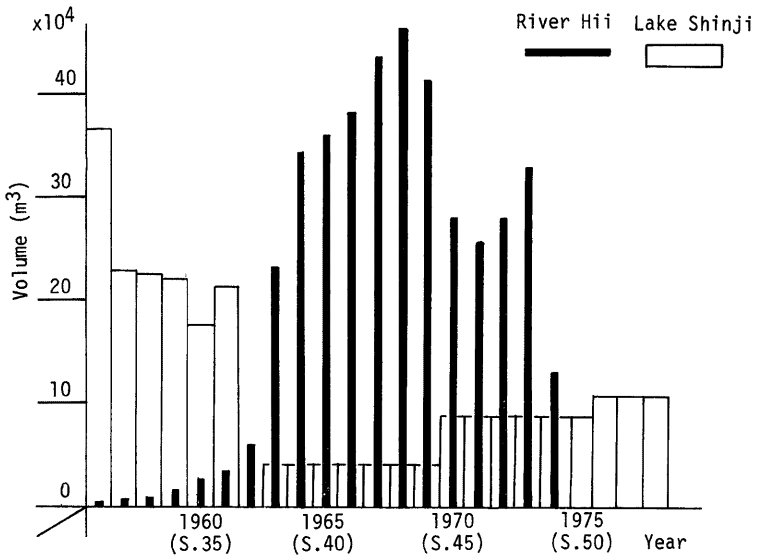


Fig. 5. Sediment volume deposited yearly in the Lake Shinji and sediment volume allowed for use as construction materials in the River Hii.

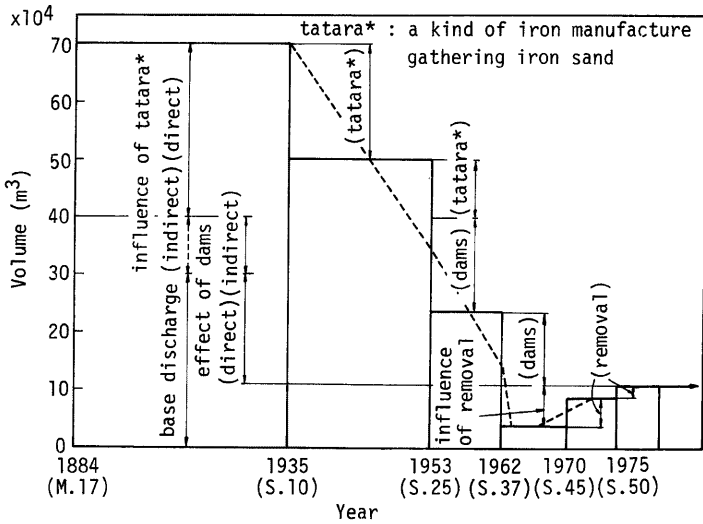


Fig. 6. Yearly variation of sediment volume deposited in the Lake Shinji every year.

ては正確な解析はできない。このような莫大な砂利採取によって河床が著しく低下したため、昭和49年10月に砂利採取が全面的に禁止されたが、この間に採取された砂利の量は約1,000万 m^3 と推定され、河床上昇傾向の河川が一変して河床低下傾向の河川になった。

(2) 穴道湖(河口)堆砂量

建設省の穴道湖の堆砂量資料調査を要約し図に示すと、穴道湖堆砂量の経年変化は Fig. 6 のようになる。すなわち、昭和10年頃より以前の穴道湖堆砂量は70万 m^3 /年となっているが、この大部分はウオッシュ・ロードを含む浮遊砂量によるものと推定されている。このうち、「鉄穴流し」による直接、間接の土砂流出量が30万~40万 m^3 /年であったと考えられている。昭和10年頃以降砂鉄採取事業の衰微とともに穴道湖堆砂量も減少しているが、昭和25年以降の堆砂量が激減しているのは上流域の砂防施設による土砂流出量の減少に起因していると考えられるが、とくに、昭和39年~49年の間は河道における土砂採取量が非常に大きかったため、穴道湖堆砂量は5万~10万 m^3 /年程度と極端に少なくなっている。なお、昭和31年以降の堆砂量は Fig. 5 にも載せてあるが、これらの堆砂の中で掃流砂と浮遊砂の比率が明らかでないので、昭和54年8月に穴道湖堆砂の粒度調査が行われた。Fig. 7 は河口に近い穴道湖底堆砂の平均粒径の場所的分布を示したも

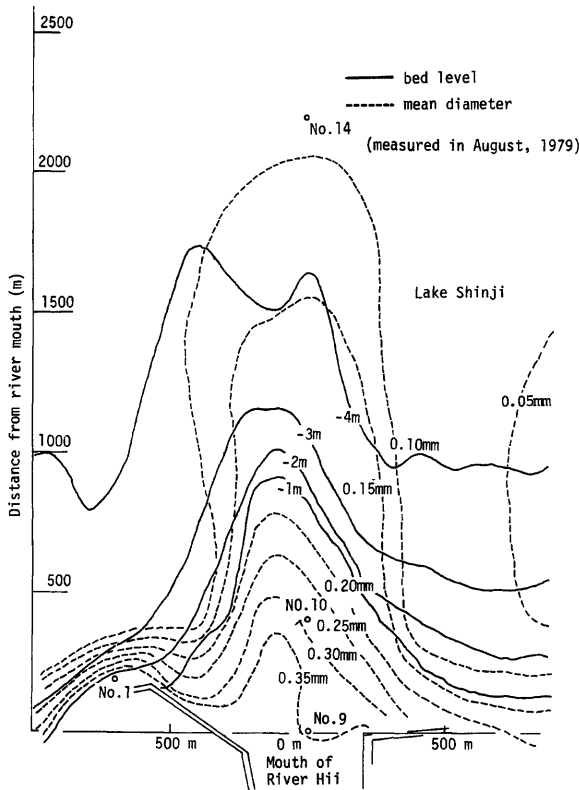


Fig. 7. Bottom topographies and distribution of sediment mean diameter in the Lake Shinji.

のであるが、調時資料の採取は湖底面より約30 cm の材料を除きその下の材料を約50 cm 厚取ったもので必ずしもその深さより深い部分が同じ粒径であるとはいえないが、少なくとも最近の堆砂の粒度特性は捉えているものと考えてよい。Fig. 7 によると、河口部での平均砂粒径は 0.35 mm, 沖合い 500 m では 0.25 mm, 2,000 m では 0.1 mm 程度と小さく、後に述べる本川河道部の平均砂粒径が 2 mm 程度であることを考え合わせれば、最近の宍道湖への流入砂は大半がウオッシュロードを含む浮遊砂であって掃流砂はほとんどないといってよいであろう。昭和25年に砂防施設の建設が開始される以前にはもちろん大量の掃流砂はあり一部は宍道湖まで流送されていたであろうが、多くは河道に貯溜され河床上昇を起こしていたと考え、宍道湖の堆砂は過去においてもウオッシュ・ロードを含む浮遊砂の割合が掃流砂よりかなり大きかったものと推定される。昭和50年以降の宍道湖への流出土砂量は約11万 m³/年であるがこれは全てウオッシュ・ロードを含む浮遊砂である。

(3) 定期横断測量に基づく土砂移動量

Fig. 8 は各河道区間の洗掘、堆積量の経年変化を表わしたものであるが、昭和40年代はほとんどの区間で毎年洗掘がくり返されており、砂利採取の影響が強く反映されている。昭和49年に砂利採取が禁止された以

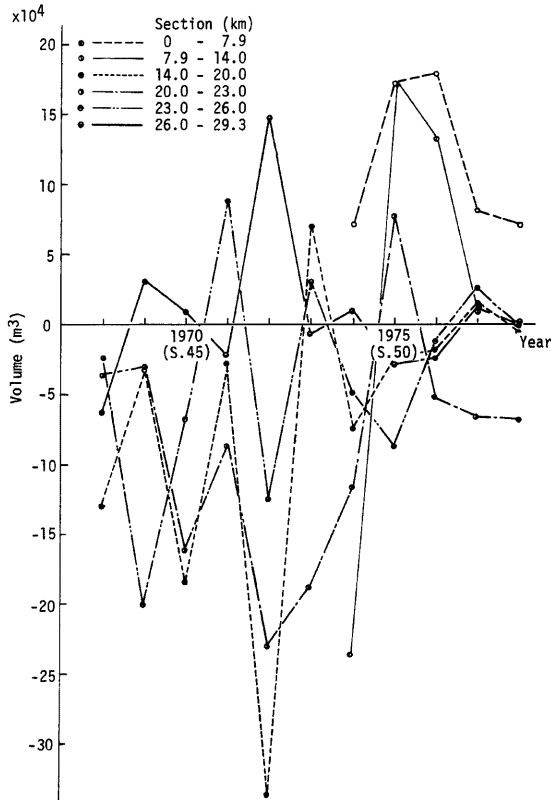


Fig. 8. Yearly variation of sediment volume deposited in each section of the River Hii.

降の昭和50年および51年には、中・下流部の堆積が異常に多いことが知れる。この原因は、昭和49年まで中・下流部の砂利採取が非常に多かったため、河床に凹地が形成され、そこに多量のウオッシュ・ロードおよび浮遊砂までが掃流砂に混じて堆積したためであると推定される。昭和52年および53年には上流部の洗掘量と下流部の堆積量が7万~8万 m³/年ではほぼ釣り合っており、他の区間の河床変動量は無視できる大きさである。Fig. 9 は昭和51, 52年および53年の定期横断測量に基づいて計算した掃流土砂移動収支図である。ここでは、支川からの流入掃流土砂量は不明であるので考えていない。過去の土砂採取の影響が河道の不整合としてまだ残っていたと考えられる昭和51年には中流部の掃流砂流送能力は30万 m³/年とかなり大きくなっているがこれは前にも述べたように、掃流砂以外のウオッシュ・ロードあるいは浮遊砂も入っている可能性が強い。河道の安定したと考えられる昭和52年および53年についてみると、掃流砂は穴道湖の土砂粒径の調査より河口から流出しないとして0とすると、下流部(2km~10km)で7万~8万 m³/年、中流部(10km~20km)で7万~10万 m³/年、上流部(26kmより上流)では0~7万 m³/年程度の土砂が掃流されていることになるが、支川からの流入土砂量を考えると、赤川が合流する20km地点より上流ではこの値より小さく、また途中で三刀屋川および久野川が合流した後の26km地点より上流側では掃流砂はごくわずかになっていると考えられる。昭和52年および53年の穴道湖への流入砂量は約11万 m³/年(ほとんどウオッシュロードを含む浮遊砂)であるから下流部の全流送土砂は、18万~19万 m³/年となる。穴道湖への堆積土砂量と河道の定期横断測量より得られた河道の洗掘・堆積土砂量より得られたこれらの結果は、生産土砂という観点から検討して得られた Table 1 に示す結果とほぼ一致している。

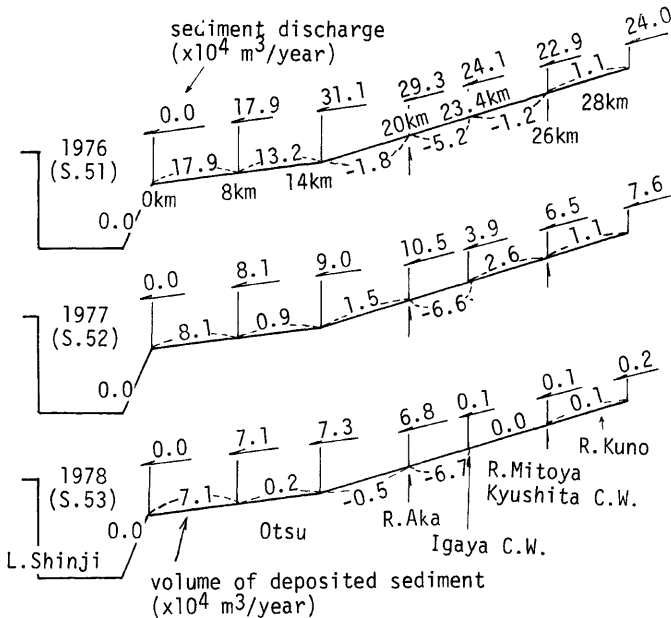


Fig. 9. Sediment discharge and sediment volume deposited in each section of the River Hii in a year calculated from observed bed profile.

2.3 河床変動の実態

(1) 河床の縦断形状

砂鉄事業の盛んな頃で防砂工事のほとんど実施されていない時代では、全川にわたって河床は上昇の状態にあったと推定されるが、昭和30年代に入ると上流域に砂防ダムが施工された効果が出始め、20 km より上流河道は河床低下領域に変わった。さらにその後、23 km より上流域に床固め工が設置されたため、23 km より上流の河床低下は緩慢になってきたが、昭和40年代の莫大な砂利採取と上流域の砂防ダムによる土砂の扞止効果によって、伊萱床固め(23.4 km)下流部の河床低下の進行速度は増大した。Fig. 10 は河床縦断形状の経年変化を示したもので、上流部での現河道は明治時代の河床より3~4 m 低下している。とくに、最近では伊萱床固め工下流部の河床低下が著しく、その低下速度は約20 cm/年になっており、この床固め工下流部の河床低下領域は次第に下流へと広がっている。Fig. 11 は昭和41年の河床を基準にして河床の動態を示したものである。昭和25年の河床高は、とくに河口部近くで41年河床高より1 m 程度大きい。昭和44年の河床高は41年河床高よりさらに小さくなっており、莫大な量の砂利採取が行なわれたことを物語っている。さらに、47年、50年と河床低下が進行しているが、砂利採取が全面禁止された50年以降は下流での河床低下は停止していることがわかる。

(2) 床固め工上・下流部の河床変動

伊萱床固め工が生産土砂量の減少に伴う河床低下防止の目的で23.4 km 地点に昭和35年に設置されたが、50年7月豪雨でこの床固め工が流出し、昭和51年3月に災害復旧により再びこれが施工された。Fig. 12 は50年災害前後の伊萱床固め工上・下流部の河床縦断形状を示したものであって、災害をうける前の河床状態は床固め工上流部ではほぼ安定しているが、下流部ではかなりの勢いで河床が低下していることが認められる。ところが、床固め工が流失すると上下流部の河床が連続し、床固め工上流部で河床低下、下流部で河床上昇を起こしている。災害復旧により、再び床固め工が完成してからはその上流部では昭和49年の河床に復

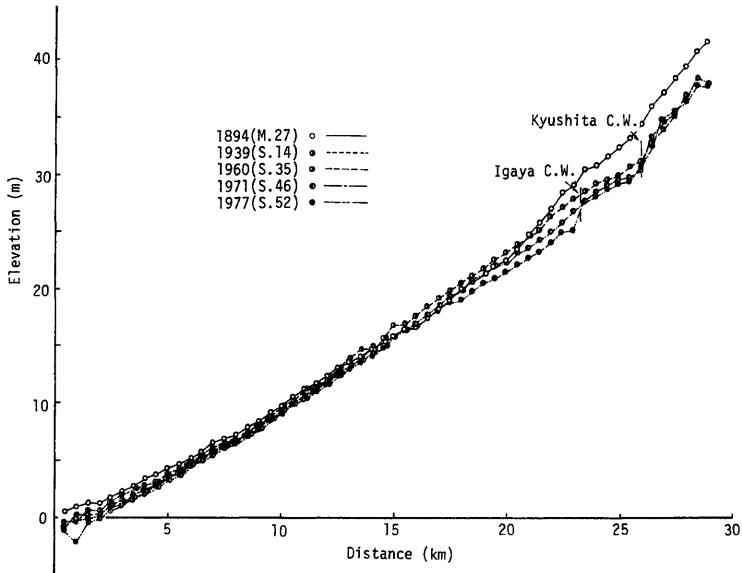


Fig. 10. Bed profiles in the River Hii.

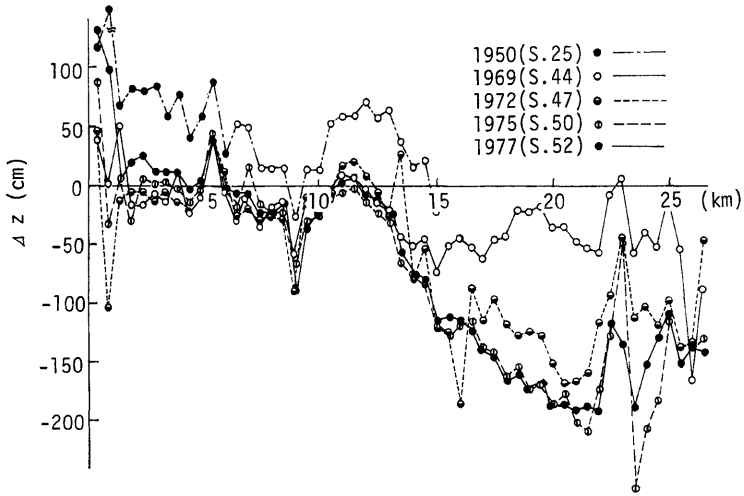


Fig. 11. Difference of bed level from that of 1966 (S.41) in the River Hii.

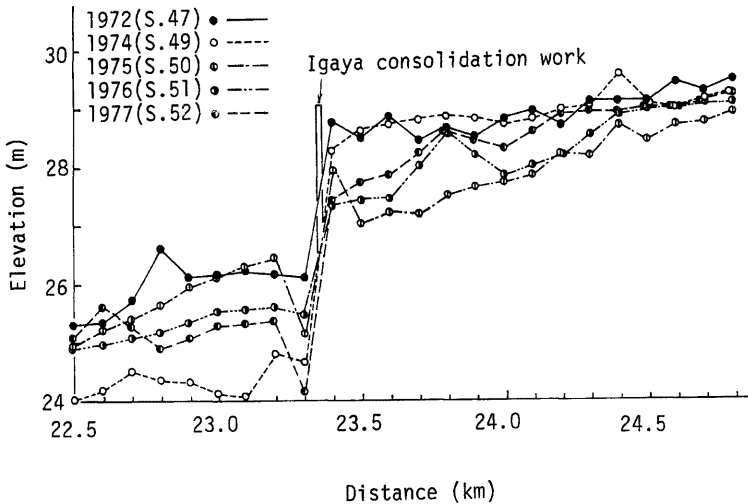


Fig. 12. Bed profiles of up- and downstream regions of Igaya consolidation work.

する方向で河床上昇が起り、下流部で再び河床低下が進行している。

以上、最近の斐伊川の河床変動についてまとめると、昭和30年代に入って砂防施設の効果が現われ始め、20 km より上流河道は河床が低下し始めた。一方、20 km より下流部は依然若干の河床上昇傾向があった

が、昭和40年代の大量砂利採取によって河床は大きく低下した。49年以降砂利採取が禁止されてからは下流部は若干の河床上昇傾向に復しているが、上流部の河床低下の影響が徐々に下流部に及んできており、河床上昇と低下の境が15 km 付近になっている。

2.4 河床砂の粒度特性

(1) 河床砂平均粒径の経年変化

Fig. 13 は斐伊川本川各河道領域の平均砂粒径に関する経年変化を表わしたものであるが、これよりまず上流部(26 km~29 km)の平均粒径が昭和44年以降急激に粗粒化していることがわかる。これは上流域の生産土砂量が砂防施設によって減少し、armour coat が形成され始めているためと考えられる。また、21~25 km 区間で若干の粗粒化のきざしが見られ、前述の河床の低下現象に対応しているようである。その他の区間での河床材料は平均粒径2~3mmの比較的一様な砂で粒径の経年的な変化は認められない。Fig. 14 は主な支川である三刀屋川および赤川の河床砂平均粒径の場所的・経年的変化特性を示したものである。

三刀屋川では、昭和43年には本川との合流点で平均砂粒径が3 mm 程度で、合流点から上流 10 km 地点に

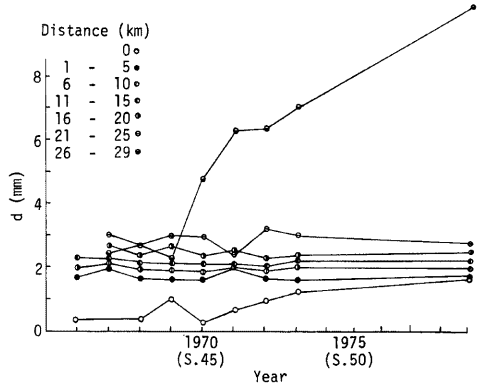


Fig. 13. Yearly variation of mean diameter of bed materials in the River Hii.

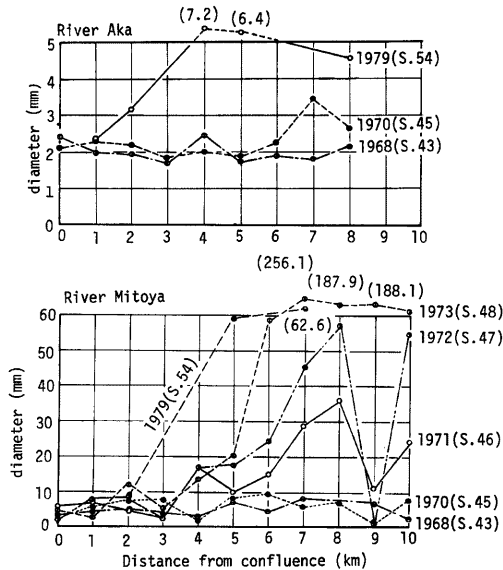


Fig. 14. Variation of mean diameter of bed materials with time and distance from confluence in the River Aka and the River Mitoya.

おいても 5mm 程度と河床材料の細粒な河川であったが、昭和47年には 5km より上流には 20~30mm の礫がみられるようになり、非常に勢いで粗粒化が進んでいる。これは上流部からの生産土砂量が減少したことを意味しており、過去の流砂河川から現在では不活発な河川に変化しているものと推測される。このような変化が何によってもたらされたのかは明確ではないが、その要因としては上流部の砂防工事の進展、本川の河床低下により一時的に掃流力が増大し多量の土砂が流れたことなどが考えられる。赤川の河床材料は昭和43年と44年の資料では合流点から 8km までの平均粒径が 2~3mm であって本川下流部のそれとほぼ等

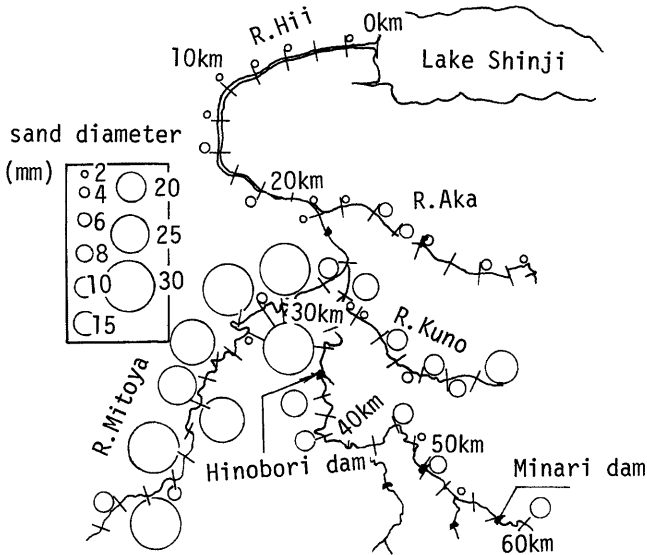


Fig. 15. Distribution of mean diameter of river bed materials in the basin of the River Hii.

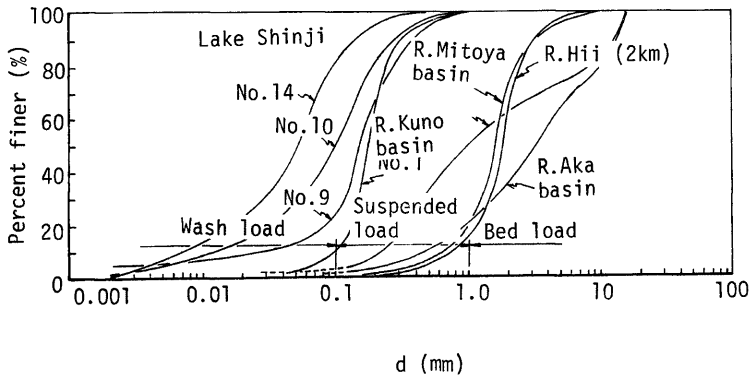


Fig. 16. Grain-size accumulation curves of bed materials in the Lake Shinji and the River Hii and basin materials of the River Aka, Mitoya and Kuno.

しくかなりの流砂があったものと考えられるが、昭和54年の資料では三刀屋川ほどではないがやや粗粒化しており、現在では流砂量はかなり減少しているものと考えてよいであろう。

(2) 昭和54年7月現在の河床砂粒度特性

Fig. 15 は昭和54年7月に実施した河床材粒度調査に基づいて、斐伊川水系全体における河道の平均砂粒径の大きさを示したものである。本川では久野川合流点(28 km 地点)より下流側では平均粒径が2~3 mm 程度と小さいけれどそれより上流側では急に大きくなっている。支川については、赤川での河床砂の粗粒化はあまり顕著ではないけれど、三刀屋川での粗粒化が著しいことが認められる。Fig. 16 は宍道湖内(No. は Fig. 7 参照)、本川 2 km および各支川の崩壊地土砂の粒径加積曲線を示したものである。崩壊地の粒度は細かい砂から大きな礫まで広い範囲に分布しており、宍道湖内に堆積しているような細かい砂が本川 2 km 地点ではほとんどみあたらないことにより、崩壊地に存在する微細分はウオッシュ・ロードとして宍道湖まで輸送されていることがわかる。

3. 数値シミュレーションによる土砂収支と河床変動の将来予測

3.1 概 説

流送土砂量および河床変動の数値シミュレーションを、日流量時系列を用いて河口から 29 km 地点までの間について行なうが、その手法は、河口の宍道湖の水位を下流端条件として与え不等流計算によって各地点での水深を求め、それによって求まる掃流力から流砂量を計算し河床変動の計算をするというものである。伊萱堰が復旧した後の河床を昭和50年12月の実測河床としこれを基準としてそれ以後昭和53年8月までの日流量時系列を用いて数値シミュレーションを行ない、この結果と53年の実測河床との比較からこの手法の妥当性を検討し、あわせて、昭和53年現在の河床に過去10年間の日流量時系列を想定した場合の河床変動および土砂収支の将来予測を行なう。

3.2 基礎式と差分化

(1) 水面形の計算式

水面形の計算は井田の方法によって行なう。すなわち、所定の流量 Q に対して距離 Δx だけ離れた I および $I+1$ 断面の中間点で I 断面から計算したエネルギー水頭 $\varphi(I)$ と $I+1$ 断面から計算したエネルギー水頭 $\psi(I+1)$ とが等しくなるように $I+1$ 断面の水深 $h(I+1)$ を計算する (Fig. 17 参照)。この際、 I 断面の水深は既知である。いま、 α をエネルギー補正係数、 g を重力加速度、 z を基準面からの河床高、 K を通水能、 A を通水断面とすると $\varphi(I)$ および $\psi(I)$ はそれぞれ、

$$\left. \begin{aligned} \varphi(I) &= h(I) + Z(I) + \frac{\alpha Q^3}{2gA(I)^3} + \frac{Q^3}{K(I)^2} \cdot \frac{\Delta x}{2} \\ \psi(I+1) &= h(I+1) + Z(I+1) + \frac{\alpha Q^3}{2gA(I+1)^3} - \frac{Q^3}{K(I+1)^2} \cdot \frac{\Delta x}{2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

で表わされる。ここで、未知数は $h(I+1)$ および $h(I+1)$ が求めれば決定できる $A(I+1)$ と $K(I+1)$ であるから、結局未知数は $h(I+1)$ のみとなるがこれは、 $\varphi(I) = \psi(I+1)$ とおくことによって求められることができる。ただし、 $K(I)$ は R を径深、 n を Manning の粗度係数とすると、 $K(I) = A(I) \cdot R(I)^{2/3} / n$ で表わされる。

(2) 掃流砂量式および浮遊砂量式

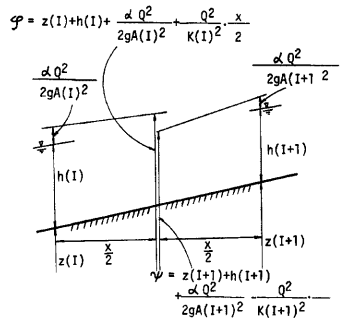


Fig. 17. Relationship between $\varphi(I)$ and $\psi(I+1)$.

掃流砂量に関する芦田・道上の式⁵⁾は、

$$\frac{q_B}{u_* \bar{d}_m} = 17 \tau_{*c} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \left(1 - \frac{u_{*c}}{u_*}\right) \dots \dots \dots (2)$$

で表わされる。ここに、 q_B は単位幅当りの掃流砂量、 d_m は河床砂の平均粒径、 u_{*c} は有効摩擦速度であって、 v を平均流速とすると、 $v/u_{*c} = 6.0 + 5.75 \log_{10} [R/(1+2\tau_*)d_m]$ で計算される。また、 $\tau_{*c} = u_{*c}^2/(\sigma/\rho - 1)gd_m$ 、 $\tau_* = u_*^2/(\sigma/\rho - 1)gd_m$ 、 $\tau_{*c} = u_{*c}^2/(\sigma/\rho - 1)gd_m$ であり、式中 σ 、 ρ はそれぞれ砂および水の密度、 u_* および u_{*c} はそれぞれ摩擦速度および限界摩擦速度である。

浮遊砂量としては以下に示す道上の式⁶⁾を用いる。すなわち、

$$\frac{q_s}{q \Delta F(w_0)} = 0.025 [g(\zeta_0)/\zeta_0 - G(\zeta_0)] \left[\left(1 + \frac{1}{\kappa} \frac{n\sqrt{g}}{h^{1/6}}\right) A_1 + \frac{1}{\kappa} \frac{n\sqrt{g}}{h^{1/6}} A_2 \right] \dots \dots \dots (3)$$

ここに、

$$A_1 = \left(\frac{a}{h-a}\right)^Z \int_{a/h}^1 \left(\frac{1}{\eta} - 1\right)^Z d\eta, \quad A_2 = \left(\frac{a}{h-a}\right)^Z \int_{a/h}^1 \ln \eta \left(\frac{1}{\eta} - 1\right)^Z d\eta$$

$$Z = \frac{w_0}{1.2\kappa u_*}, \quad g(\zeta_0) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\zeta_0^2\right), \quad a = 0.05h,$$

$$G(\zeta_0) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{\zeta_0}^{\infty} \exp\left(-\frac{1}{2}\zeta^2\right) d\zeta, \quad \zeta_0 = w_0/0.75u_{*c}$$

であり、 q および q_s はそれぞれ単位幅当りの流量および浮遊砂量、 w_0 は砂の沈降速度で ΔF はその砂の河床に占める割合、 h は水深、 κ は Kármán 定数で 0.4 としている。

(3) 河床変動の基礎式

流砂の連続式は、 z を河床高、 t を時間、 B_s を掃流砂幅、 λ を砂の空隙率、 Q_B を B_s 全体にわたっての掃流砂量とすると、

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{B_s} \frac{1}{(1-\lambda)} \frac{\partial Q_B}{\partial x} = 0 \dots \dots \dots (4)$$

であるから、これを差分化した、

$$\Delta z(I) = \frac{1}{1-\lambda} \frac{1}{B_s(I)} [B_s(I+1)q_B(I+1) - B_s(I)q_B(I)] \frac{\Delta t}{\Delta x} \dots \dots \dots (5)$$

によって河床変動の数値シミュレーションを行なう。ここに、 $\Delta z(I)$ は I 断面における Δt 時間の河床変動量で Δx は流下方向の微小区間である。

3.2 計算条件の設定

(1) 計算断面間隔 Δx と時間々隔 Δt

河床変動を計算する区間は穴道湖への流入口を $x=0$ km として上流 29 km 地点の区間であって Fig. 1 に示されるこの区間を Fig. 18 に示すように分割する。分割区間距離 Δx は原則として 1 km としているが、床固め工の上下流部は河床変動が大きいため $\Delta x=200$ m と小さくしている。20 km 地点 ($I=21$) で赤川が合流し、23.4 km 地点 ($I=29$) に伊萱堰があり、26 km ($I=37$) で三刀屋川が合流するが、この地点にも給下堰がある。また、28 km 地点 ($I=42$) で久野川が合流する。

計算時間々隔 Δt は原則として、 $\Delta t=24 \times 3,600$ 秒 (24 時間) としたが、流量が大きい場合はこの Δt では大き過ぎる恐れがあるため、5 km 地点の源光寺橋での流量が、 $100 \text{ m}^3/\text{s} \sim 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合は $\Delta t=3 \times 3,600$ 秒 (3 時間)、 $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を越すような大出水時には $\Delta t=3,600$ 秒 (1 時間) とした。すなわち、流量が $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を越す場合には 1 日について河床変動量 Δz を 24 回計算し、その 24 回分の Δz の合計をその日の河床変動量として計算を進める。

(2) 流量時系列

昭和 51 年 1 月から昭和 54 年 8 月までの河床変動および流砂量の計算はこの期間の定時観測日流量を流量時系列とした。用いた流量の観測地点は、源光寺橋 (本川 5 km 地点、流量 Q_p)、町上 (赤川、流量 Q_a)、三

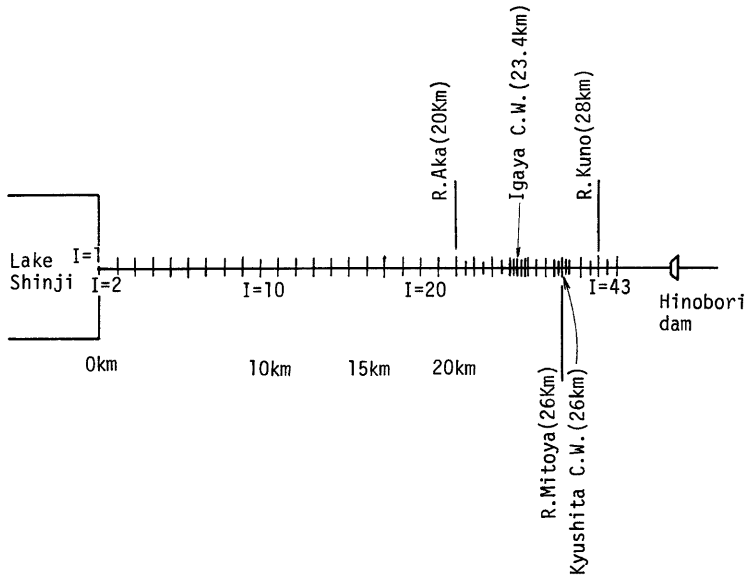


Fig. 18. Schematic figure of divided sections.

刀屋（三刀屋川，流量 Q_m ），木次（本川 30.5 km 地点，流量 Q_k ）の 4 地点である。したがって，本川計算各区間の流量 Q は，

$$\left. \begin{aligned} Q &= Q_0 (0 \text{ km} \sim 20 \text{ km}) \\ &= Q_0 - Q_a (20 \text{ km} \sim 26 \text{ km}) \\ &= Q_0 - Q_a - Q_m (20 \text{ km} \sim 26 \text{ km}) \\ &= Q_k (28 \text{ km} \sim 29 \text{ km}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

で与えたが，流量観測のなされていない久野川の流量 Q_{kn} を， $(Q_0 - Q_a - Q_m - Q_k)$ で与えると観測誤差等の原因で流量が負になることがあったので，三刀屋川の観測流量 Q_m と久野川および三刀屋川の流域面積 A_{kn} および A_m を用いて， $Q_{kn} = Q_m \times (A_{kn}/A_m)$ で与えた。また，将来10年間の河床変動の予測に用いた流量は，昭和43年から52年までの10年間の定時観測日流量であって，Table 2 に源光寺橋で $100 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の流量が生じた頻度を年度毎に示してあるが，昭和46年および47年には $500 \text{ m}^3/\text{s}$ を越す出水があり，また，昭和48年は大きな出水の極めて少ない年であったことがわかる。

Table 2. Frequency of discharge more than $100 \text{ m}^3/\text{s}$ at Genkoji Bridge.

year	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977
	S.43	S.44	S.45	S.46	S.47	S.48	S.49	S.50	S.51	S.52
1000 (m^3/s)–	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0
500–1000 (m^3/s)	0	0	0	4	0	0	0	1	0	0
100–500 (m^3/s)	32	26	29	45	23	6	16	21	20	22

(3) 河道の幾何学的条件

Fig. 19 は計算断面における河道横断形状の一例を示したものであり，図中細線で描いてあるのが昭和50

年12月現在のもので、計算に際しては図中太線で示すように、細線の河積がほとんど変わらずにしかも細線の基本形状特性を捉えるような簡略化した形状が初期の横断形状であった。全ての計算断面についてこのような操作によって横断形状を簡略化した、河床が上昇する場合には、この太線で示すような河床幅になるように堆積するが、逆に河床が現河床より低下する場合には図中の点線で示されるように現河床幅に等しい河床幅になると仮定する。

(4) 水面形計算上の諸条件

水面形計算上の始点となる下流端での水位は宍道湖(観測所、東)の水位で与えるが、昭和47年および48年の一部に欠測があったが宍道湖の水位は年変動が支配的で日変動が大きいことを考慮して、欠測値は前年の同月同日の水位と同じであるとした。伊萱堰および給下堰では、流量によって、たとえば流量がそれほど大きくない場合は限界水深が現われるが、洪水時など大流量の場合には潜り堰となって限界水深が現われないことがある。堰の上で限界水深が生じる場合、水面形の計算を行なう上でこの限界水深を下流端の水位条件として上流に向かって計算を行なうが、限界水深が現われない時は、床固め工上の水深を仮定し、先に述べた井田の方法で決定し次の断面に移って水面形計算を行なう。また、河道部において射流が現われたときには計算を簡略化するために、その断面の水深は等流水深になるものと仮定して計算を進める。

(5) 支川からの流入掃流土砂量

斐伊川本川には主に3つの支川、つまり赤川、三刀屋川および久野川が合流しているが、本川との合流点付近の河床勾配および川幅はそれぞれ、赤川1/650および40m三刀屋川で(1/1,000および50m、久野川で1/650および20mである。いま、合流点付近の支川の河床砂の粒径は本川と同じく2mmであるとし、上記の河床勾配および川幅を用い、また支川の横断面が長方形であると仮定すれば、式(2)で計算される流砂量 Q_b は、

$$\left. \begin{array}{l} \text{赤川} \quad Q_b = 7.44 \times 10^{-5} \times Q_a^{0.9} \\ \text{三刀屋川} \quad Q_b = 4.84 \times 10^{-5} \times Q_m^{0.9} \\ \text{久野川} \quad Q_b = 6.94 \times 10^{-5} \times Q_k^{0.9} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

となる。ここに、 Q_a, Q_m および Q_k はそれぞれ赤川、三刀屋川および久野川の流量である。また、上流の日登ダム地点からの流出掃流土砂量は、最近のダムの堆砂状況を考慮して、越砂がないものとして0と考えられるので、計算の上流端断面から流入する掃流土砂量は0とした。

(6) 諸定数

斐伊川本川の0kmから29km区間の河床砂の平均粒径は2mmならず、28km付近で2.5mm程度、29km地点では急激に大きくなり8mm程度となっている。したがって、ここでは、0~28km区間については河床砂粒径 d を2mmとして掃流砂量を計算した。また、式(3)を用いて浮遊砂量を計算する場合にはFig. 16に示す本川2km地点の粒度分布を用いて各 d_i についての $dF(w_i)$ を与えた。この場合の d_i の分割は0.1mm~0.2mm, 0.2mm~0.35mm, 0.35mm~0.9mm および0.9mm以上の4分割とした。砂の空隙率 λ は0.4、比重は2.65とした。Manningの粗度係数 n については、一般には水量の変化による河床形態の変化によってかなり異なっているが、従来からの資料解析によると斐伊川の粗度係数は0.03から0.04の間であることが推測されているので、ここでは、 $n=0.035$ としている。

3.3 シミュレーション結果と実測値との比較

(1) 河床縦断形状

Fig. 20は、21kmから28km区間について、昭和50年12月の初期河床および昭和53年12月の河床の実測縦断形状をそれぞれ太い実線および細い実線で示し、シミュレーションより得られた計算河床縦断形状を点

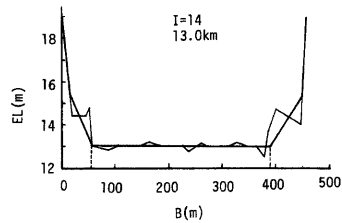


Fig. 19. An example of modified cross section.

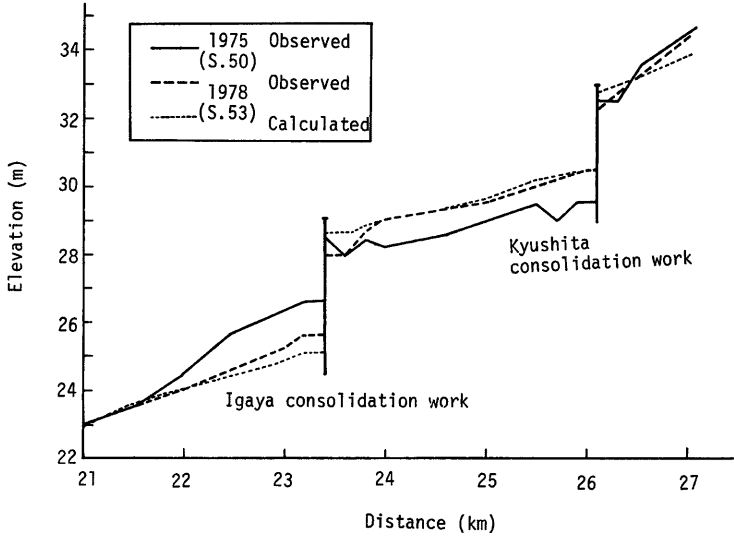


Fig. 20. Observed and calculated bed profiles of up- and downstream regions of Igaya and Kyushita consolidation works.

線で示したものである。この区間には、伊萱堰と給下堰の上下流部でかなりの河床変動があり、2つの床固め工の河床変動におよぼす影響が歴然としている。すなわち、伊萱堰の上流部では3年間に河床が最大 1.5 m から 2m 程度低下しており、伊萱堰から給下堰の間では3年間で平均して 0.8m 程度の河床上昇が認められる。これらの特性は、旧伊萱堰が流出直後その地点で河床が連続的になるため伊萱堰の下流部が上昇し上流部が低下した状態に新しく昭和51年の始めに新伊萱堰が完成したため、直接伊萱堰の影響が大きくなったため生じた特性であると考えられる。このような伊萱堰上下流部の実測された河床変動特性とシミュレーション結果とはかなり良好な一致を示していることがわかる。また、21 km 地点より下流側 0 km 地点までの区間は実測でもシミュレーションにおいてもほとんど河床変動はなく、河道は安定状態にあり各点での掃流能力が大きくは異なることが認められた。このように、河床変動の少ない場所でも、河床に大きな影響を与える床固め工付近の状態でも実測によくあてはまる仕方でシミュレートしていることは、この数値シミュレーションの方法により実際の河床変動がかなり良く説明でき、この方法によって河床変動の将来予測がある程度可能であるといえよう。

(2) 掃流土砂収支

つきに、掃流土砂量と土砂収支について実測値とシミュレーション結果とを比較してみよう。Fig. 21 は河道横断形状の実測に基づいて算定した Fig. 9 に示す移動掃流土砂収支に対応したシミュレーション結果の模式図である。Fig. 21 と Fig. 9 を較べると、各年とも宍道湖への流出掃流土砂量は、実測値、計算値ともほとんど0であってその点では実測値と計算値は一致しているといえる。しかし、1年目の昭和51年は掃流土砂量、土砂収支とも、計算と実測とで大きく異なっているが、これは前にも述べたように、前年(昭和49年)までの人工採砂によって河道が安定していなかったことが大きく原因していると考えられる。したがって、51年度を除いて、河道が安定していたと考えられる52年度および53年度のみについてみると区間通過掃流土砂量と区間堆積あるいは洗掘土砂量の実測結果とシミュレーション結果とは細部にはかなりの違いがあるものの、全体的な特性は比較的良好に一致しているといえよう。すなわち、0 km~8 km 区間は堆積傾向、

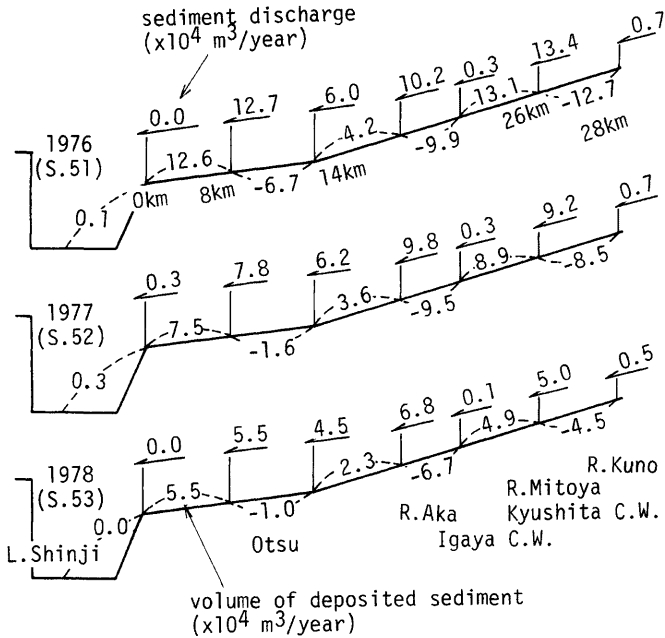


Fig. 21. Simulated sediment discharge and sediment volume deposited at each section of the River Hii in a year.

8 km~20 km 区間はほぼ平衡状態, 20 km~23.4 km 区間は洗掘傾向, 23.4 km~26 km は堆積傾向にある。ただ, 26 km より上流側は実測ではほぼ平衡状態であるのに計算では洗掘傾向にあり, 計算上では上流端付近の流入砂量を過少に与えているようである。

(3) 浮遊砂量

Table 3 は本川 2 km の河床砂の粒度分布を用いて昭和51年から53年の3年間について計算した穴道湖への浮遊流入土砂量 (0.1 mm から 0.9 mm までの砂の量の空隙をも含めた体積) および, 実測値を示したものである。実測値は昭和54年の穴道湖深線測量線と等平均粒径線 (Fig. 7) を重ね合わせ, 重なった面積およびその地点の粒径分布曲線を用いて各粒径別の堆砂量を計算し, 同様に昭和50年末の堆砂量を計算しこれを差し引くことによって, 51年から3年間で穴道湖に堆積した砂の量を粒径別に示したものである。総堆砂量は3年間で30万 m³~40万 m³ 程度と実測値と計算値とはほぼ一致している。また, 粒径別にみると, 0.9 mm 以上は実測でも計算でも 0 で一致しているが, 実測で約 2 万 m³ の粒径 0.35 mm~0.9 mm の堆積土砂は計算によると浮遊して流出したのではない。この期間の掃流土砂量で穴道湖に流入したものは先に示

Table 3. Observed and calculated volume of suspended load deposited in the Lake Shinji in these three years.

d (mm)	Volume (x10 ⁴ m ³ /3 years)	
	Measured	Calculated
2.0 - 10.0	0.0	0.0
0.9 - 2.0	0.0	0.0
0.35 - 0.9	1.8	0.0
0.2 - 0.35	5.7	2.2
0.05 - 0.2	26.7	33.8
Total	33.6	36.0

したように0.3万 m^3 程度であったことを考えれば、この程度の粒径の砂は掃流形式で移送されたと考えられる。実測値と計算値に多少の差があるが、実測の方にも厳密性を欠く点があることを考えれば、このような数値シミュレーション法によっても浮遊砂量の概略を十分捉えられると言ってもよいであろう。

以上、河床縦断形状、掃流土砂量および穴道湖への浮遊流入砂量について実測値とシミュレーション結果とを比較してきたが、両者は工学的に認められる程度の範囲内で一致しており、本数値シミュレーションの方法は斐伊川の河床変動の将来予測にも十分用いることができると考える。

3.4 数値シミュレーションによる将来予測

昭和53年現在の河床状態に、昭和43年から昭和52年までの過去10年間の定時観測日流量時系列を与えた場合の河床変動の経年的特性および掃流土砂量についての数値シミュレーション結果について述べる。

(1) 河床変動

Fig. 22 は各地点河床高の現河床からの変動量の経年変化を示したものである。河口に近い0km~5km区間は1km地点を除いてほぼ河床は上昇傾向にあり、10年間で30cm~50cm河床上昇があると予想される。6km~8km区間はやや河床低下気味であるが低下量は最大25cm程度、また9km~14km区間は平衡ないしは河床上昇傾向にあり、0~50cm程度の河床が上昇すると考えられる。15km~19km区間の河床

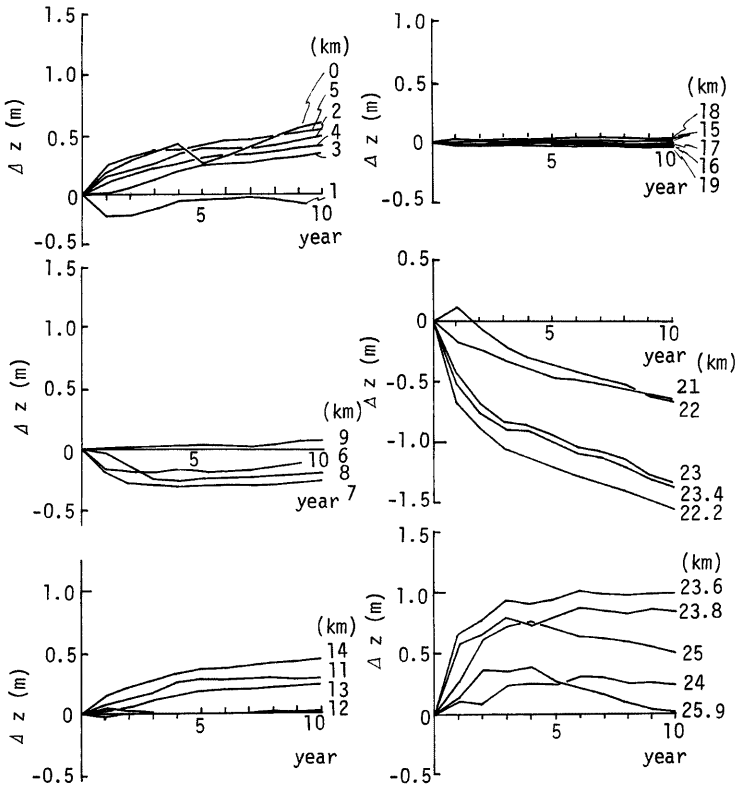


Fig. 22. Forecasted yearly variation of bed level at each section in the River Hii.

高は10年間ほとんど変化しないことが予想されるが、伊萱堰の下流域にあたる 21 km~23.4 km 区間はかなり河床低下があり、10年間で 60 cm~150 cm 程度の河床低下があると予想され、その後も低下していくと考えられる。

一方、伊萱堰の上流部は今後 3 年間位は 30 cm~100 cm 程度河床は上昇するが、それ以降はほぼ平衡か若干の河床低下傾向もみられる。これは、新しく伊萱堰が建設された効果がここ数年は顕著になっていることを示しているがほぼ堰頂まで堆砂が進むと以後は流量特性によって若干の洗掘と堆積を繰り返すものと考えられるが、25 km~26 km 地点で4~5年後頃から河床が低下気味なのは上流からの流入土砂量の減少の影響がこの地点まで及び始めているためであろう。Fig. 23 は10年後の現河床からの河床高変動量を河道各地点について示したものである。6 km~8 km 区間で若干の河床低下はあるものの、15 km 地点より下流側は総じて河床上昇傾向、15 km 地点より上流側は伊萱堰の効果で 23.4 km~25 km 区間には土砂が堆積するものの河床は低下し、最大低下量は10年間で 150 cm 近くまでなることが予想される。

(2) 掃流土砂収支

Fig. 24 は、斐伊川本川への支川からの年間流入掃流土砂量および 14 km 地点と河口地点掃流土砂量を示したものであって、10年間の平均量、流量の比較的大きかった 4 年目および 5 年目、流量が非常に小さかった 6 年目について示してある。まず、10年間の平均量についてみると、日登ダムからの越砂がなく、久野川、三刀屋川および赤川からの掃流砂を合わせたものが 3.5 万 m³/年程度である。一方、流出掃流砂量は河口から穴道湖へ 1.3 万 m³/年あるので、差し引き 2.2 万 m³/年程度が平均的に毎年本川河道に貯留されると予想される。この内訳は、河口から 14 km 地点で 8.2 万 m³/年の掃流砂があるためこの地点 (14 km) から河口までの区間に 6.9 万 m³/年程度の掃流土砂の堆積があることになり、逆に 14 km 地点より上流側で 4.7 万 m³/年程度の洗掘土砂があることになる。したがって、今後10年間は、0 km~14 km 区間で平均的に若干の河床上昇、14 km~29 km 区間で河床低下があるものと予想される。ただし、以上のことは10年間の平均について

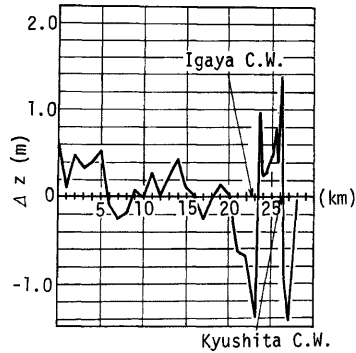


Fig. 23. Forecasted difference of bed level ten years later from present bed level.

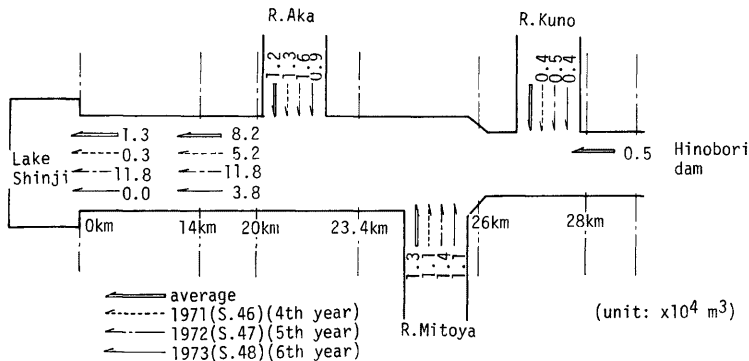


Fig. 24. Forecasted sediment discharge and sediment income and outgo in the River Hii.

の結果であり、各年の流量の大小あるいは河床縦断形状によってかなり異なることが、4年目、5年目および6年目の結果からわかる。Table 2 に示したように、4年目（昭和46年）は $500 \text{ m}^3/\text{s} \sim 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の出水が4日あり、 $100 \text{ m}^3/\text{s} \sim 500 \text{ m}^3/\text{s}$ 規模の出水が45日もあった。また、5年目（昭和47年）には $500 \text{ m}^3/\text{s} \sim 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 規模の出水はなかったものの $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を越す大洪水が2日もあった。反対に渇水年である6年目（昭和48年）には大きな出水はなく、みるべき流量は $100 \text{ m}^3/\text{s} \sim 500 \text{ m}^3/\text{s}$ の流量が6日あったにすぎない。このように、4年目の流量に対しては、斐伊川計算区間への総流入掃流土砂量は $2.8 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ 程度で穴道湖への流出掃流土砂量はわずかに $0.3 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ 足らずであり、13 km 地点で $5.2 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ の掃流土砂量があるので、0 km～14 km 区間に $4.9 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ の掃流土砂の堆積があることになる。一方、5年目（昭和47年）の流量に対しては、流入掃流土砂量は4年目と大差ないが、穴道湖への流出量は $11.8 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ と大きく、0 km～14 km 区間の堆積量はほとんど0である。このことは、河床土砂の堆積状態等とともに出水規模特性によって掃流土砂の移動特性が大きく異なることを示している。とくに河口付近では、通常のかなり大きな洪水でも河床砂が穴道湖までフラッシュされなくて河道に堆積し、特に大きな洪水時に一時に河口からフラッシュされる。6年目（昭和48年）の流量には大きなものはなく、移動掃流土砂量は14 km 地点でも $3.8 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ 程度と少なく、斐伊川本川への総流入掃流土砂量も $2.4 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ と小さい。このように掃流土砂量は年によって大きく異なるので、ごく短期間の資料のみで斐伊川全体の土砂収支を論じることは危険であることがわかる。

ここに述べた土砂量は河床変動に主に関係する掃流土砂についてであって、もちろんウオッシュ・ロード（浮遊砂を含む）は存在し、前に述べたようにその量は $10 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ 程度であると考えられる。

4. 結 語

“ヤマタのオロチ”で有名な流砂河川の斐伊川も、流域の環境変化によって、いまや流砂の少ない河川になり、将来もこのような傾向が続くことが明らかにされた。本研究で得られた主な知見は以下のとおりである。

(1) タタラの中止及び砂防施設の建設によって最も影響を受けた流砂は、ウオッシュ・ロードを含む浮遊砂で、穴道湖への堆積量は昭和10年頃までは、 $70 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ 程度であったが、現在では $10 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ 程度に激減している。将来も砂防施設が現状のままであるならば、穴道湖への堆積量は $10 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ 程度であって、この堆積量の質的構成は、ウオッシュ・ロードを含む浮遊砂の形態で輸送される微細砂がほとんどである。

(2) 今後、斐伊川本川への年平均流入掃流土砂量は、空隙を考慮した体積量に換算して、 $3.5 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ 程度であって、その内訳は、本川が $0.5 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ 、久野川から $0.5 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ 、三刀屋川から $1.3 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ 、赤川から $1.2 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ である。

(3) 本川河道の年平均掃流土砂量は、河口から14 km 地点で $8.2 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ 、河口では $1.3 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ 程度が今後予想される。しかし、これらの値は平均値であって、渇水年では平均値の0.5倍、豊水年では平均値の約1.5倍に達する点に留意しなければならない。

(4) 将来の河床変動は、14 km 地点より下流部では6 km～9 km 区間を除いて常に堆積傾向にあり、堆積量の最も大きい所は、河口から5 km 区間であるが、堆積量が多くなると穴道湖へフラッシュされるため、現河床より0.4 m 以上は堆積しないようである。14 km～20 km 区間では河床変動量はきわめて小さい。20 km～23.4 km の伊萱堰下流部は常に洗掘状態にあり、伊萱堰上流区間では今後5年間は多量の掃流土砂が堆積するが、その後は河床が平衡に保たれる。

最後に本研究を行なうにあたり、御指導を賜った芦田和男教授に深謝の意を表すとともに、建設省出雲工事事務所で長年、収集検討された斐伊川の定期縦横断測量、穴道湖深淺測量結果を始め多量の貴重な資料を提供して戴いたことに対し関係各位に感謝の意を表する。

参 考 文 献

- 1) 建設省出雲工事事務所：地域社会と河川の歴史 (II) (斐伊川) 第28回管内技術研究会, 1977.
- 2) 建設省中国地方建設局：斐伊川直轄砂防工事誌, 1962.
- 3) 建設省出雲工事事務所：斐伊川流出土砂の概要, 1977.
- 4) 建設省出雲工事事務所：流砂と河道計画, 1977.
- 5) 芦田和男・道上正規：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する研究, 土木学会 論文報告集, 第 206号, 1972.
- 6) 道上正規：流砂と河床変動に関する基礎的研究, 京都大学学位論文, 1972.