

富士川雁堤の河道維持効果

Effect of the Karigane Bank in the Fuji River on Maintenance of the Flow Channel

砂田憲吾*・荻原能男**・宮沢直季***

By Kengo SUNADA, Yoshio OGIHARA and Naoki MIYAZAWA

The Karigane Bank in the Fuji River was constructed as a flood control works about three hundred years ago. The bank is located at the top of the alluvial fan near the river mouth. The purpose of this study is to get hydraulic evaluation of the flood control works maintaining the flow channel. Several sets of experiments with hydraulic models including mobile bed were conducted. In each experiment, surface velocity of flow, river bed configuration after runoff and flow patterns were measured, and effect of the bank system on maintenance of the channel was discussed. The results of this study showed that the existing formation of the works with the spur dikes could separate a flood way from the retarding areas in the channel and make the works an excellent flood control system.

Keywords: river channel, bed variation, plane configuration

1. はじめに

わが国の諸河川水系においては数100年以上の前に設けられた多くの治水・利水施設や工法が現存し、そのいくつかは今日においても着実に機能しているものとされている。こうした施設は一般に一時期に完成された形で実現されたものではない。洪水防御のための多くの努力の中で、創意と工夫、補修と改良が積み重ねられてきた。長年月の間には幾たびかの災害にも遭遇し、いわば実物大の実験ともいえる経験を通じて、より洗練された形で構成されていると考えることができよう。富士川水系にも、信玄堤、万力林と並んで歴史的治水施設と讃えられている雁堤（かりがねてい／かりがねづつみ）がある。この堤防および関連する施設は、すでにこれまでに災害史的、政治的な経緯に関心がもたれ、多くの研究者により歴史的考察が行われ、その優れた治水の役割が伝えられている。富士川下流域に約300年前に完成されたこの雁堤は、かなり特異な平面形状を持っており、水理学的にも興味と関心が寄せられるところである。施設についての漠然とした理解ではなく、水理学的立場からの明確な機能の評価を行っておくことは、今後の河道計画を進める上でも、また施設の価値を将来に伝承する上でも重要であると考えられる。

本論文では、富士川本川下流部の雁堤についてあらたに実施された水理模型実験に基づいて、雁堤および周辺施設のもつ治水機能、特に大出水時の河道維持効果について考察する。

* 正会員 工博 山梨大学助教授 工学部土木環境工学科

** 正会員 工博 山梨大学教授 同上

*** 正会員 工修 山梨大学助手 同上

(〒400 甲府市武田4-3-11)

2. 雁堤の概要^{1,2)}

雁堤は富士川本川、河口より上流約3.5km～6.0km地点の左岸の河口扇状地扇頂部付近にある。図-1に示されるように、左岸岩本山の南から総延長4kmにおよび、雁の群れが鉤状になって飛び形に似ているところから雁堤と呼ばれている。雁堤は現在富士市の中心部にあたる加島平野の開発のために、それ以前の扇頂部付近左岸に造られた出し水制、横堤類（備前堤）に加えて、1621年から1674年にかけてこの地方の郷士古郡氏親子三代にわたって指揮され築造されたものである。堤外地の最大幅は約900mで、主流路を除く堤外地面積の80ha程は現在公園や堤外民地として農地などに使われている。現存の治水施設の全体としては、上流部出し水制群、雁堤本堤および横堤（備前堤）により構成されている。

雁堤地点の富士川河道状況は、区間平均の縦断勾配は1/260、計画高水流量は（5km上流北松野基準点で） $16,600\text{m}^3/\text{sec}$ 、河床材料平均粒径は45mmである。

3. 水理模型実験

3.1 実験の目標

現況雁堤の河道維持効果について移動床水理模型実験を実施して考察する。300余年を経て現状にある雁堤本堤および付随する施設の効果をどのように評価したらよいのだろうか。一つの方法は現況に対して、あらゆる流量条件のもとでの河道の安定性の議論を進めることが考えられるが、履歴も含めた流量の組合せを客観的に設定するのは困難である。もう一つの方法は堤防の構成について代表的形態を設定し、現況の構成の適否を比較考察することが考えられる。遊水部を念頭に建設された雁堤は必然的にその平面形状の差異に注目するのが適当と考えられる。この場合、考察対象はbankful状態の大流量時ということになる。ここでは後者の方法によることとした。本研究では現有施設との関係で制約された1/600の無歪模型を用いるが、この縮尺では局所流況に伴う部分的な定量評価には限界がある。大洪水を対象として、初期境界条件の明確な設定による大きなスケールの現象に焦点を絞り、治水施設の構成形態と流況に注目することに目標をおく。

施設の構成の基本要素の違いを強調して比較するために、次の三つの種類の河道・堤防を設定した。一つは扇頂部から河幅を拡大させることなく水神森にすり付けるような法線をもつ堤防を想定する場合。これは、上流山付部河道と同程度かやや広い程度の河道を設定することにより、断面変化に伴う流砂の非平衡性を軽減して安定河道を期待する場合である。二つめは、遊水効果に注目して、横W字の雁堤本堤のみを設定する場合である。三つめは現況の雁堤本堤および出し水制・横堤群を配置する場合である。図-2は本実験で検討した上記3種類の堤防の構成を示している。以降、この設定に基づく一連の実験をAシリーズ、Bシリーズ、Cシリーズと呼称する。

実験検討に重要な想定出水としては、現在の計画高水流量（

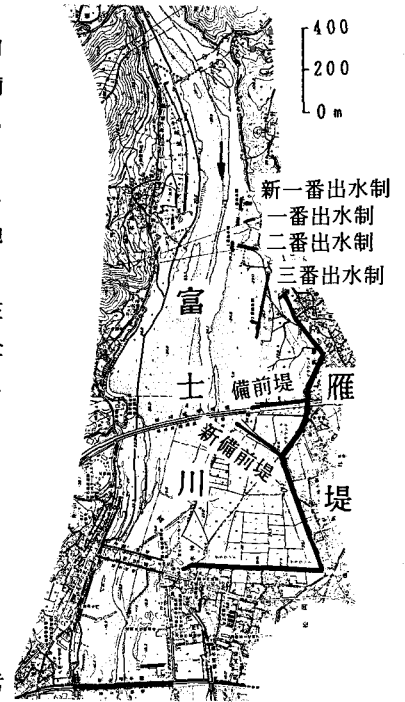
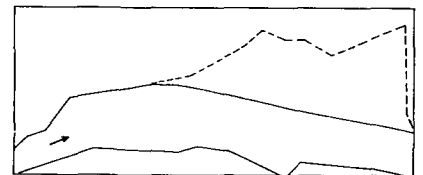
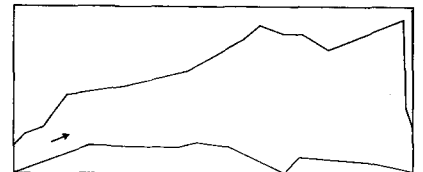


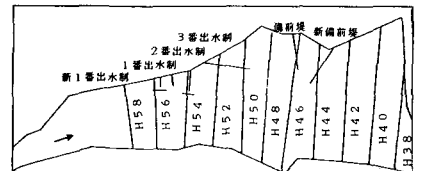
図-1 雁堤の現況



(a)実験シリーズA（想定河道の場合）



(b)実験シリーズB（雁堤本堤のみの場合）



(c)実験シリーズC（現河道の場合）

図-2 実験河道

150年確率) の16,600m³/secおよび400年確率流量の20,900m³/secを選んだ。400年確率はかなり巨大な想定出水量ではあるが、経過年数や過去の治水水準からは必ずしも非現実的ではない。

3. 2 相似則と水理条件

砂礫堆の形成が問題となる今回の移動床実験では、フルード則(式(1))と共に河床形態まで含めた相似条件が必要になる。ここでは、木下³⁾および玉井⁴⁾により砂礫堆の形成と分類に関する実験と整理に基づいて提案されている簡潔な砂礫堆上の流れの相似則(式(2))を用いる。

$$\frac{u_m^2 r}{g r h_r} = 1 \quad (1) \quad \frac{u \cdot r}{u \cdot c r} = 1, \quad \frac{b_r i_r}{h_r} = 1 \quad (2)$$

ここに、 u_m は平均流速、 g は重力の加速度、 h は平均水深、 $u \cdot$ は摩擦速度、 $u \cdot c$ は限界摩擦速度、 b は河幅、 i は河床勾配、添字 r は原型と模型における水理量の比を表す。また、Shields関数の近似を実現するために平均粒径 $d_{mm}=0.064\text{cm}$ 、比重1.48の石炭粉を用いた。流量16,600m³/sec、20,900m³/secそれぞれの場合について、その他の水理量も含めて実験に設定された主な水理条件を整理すれば表-1のようになる。

3. 3 模型と実験

区間下流端(四ヶ郷の堰)を支配断面とし、上流に助走部をとり山地部域も含めた約3km区間を対象とした。現況縦横断・平面図資料をもとに、そのベース部模型を製作し、細心の注意を払って表面モルタル仕上げを行った。各々の実験シリーズに対して、ベース部上に一様に5cmの厚さに湿潤石炭粉を敷き詰め、実験ごとに厚さを調整確認した。3つのシリーズに対して流量を組み合わせ、全く同じ条件で2回の実験を計画し、給砂は上流端で土研式による平衡流砂量を与えた。流量は現地ピーク時4時間を設定し、急出水、一定流量、急止水の最も単純な通水方法を用いた。通水中は左右岸の水位観測、表面流況・流速写真撮影を行い、通水後に200m距離標横断面に対応する11断面(約33cm間隔)各々で18m(3cm)間隔で河床高を測定した。

4. 実験結果

通水中および止水後の流況・河床の一例(Cシリーズ20,900m³/sec)はそれぞれ写真-1、2のようである。また、これを含む同一条件での2回の実験における河床高の測定結果の一例を示せば図-3のようになる。同図(a),(b)の河床高の縦横断分布は良く一致しており、実験の再現性の高さが確認される。

4. 1 表面流況

まず、観察された3つのシリーズの流況は以下の通りである。想定河道の場合(Aシリーズ)では表面

表-1 水理条件

(Q=16600m ³ /s) の場合					
	Q	i	d _m (mm)	h (cm)	n
実際	16600 (m ³ /s)	1/260	45	663	0.035
模型	1882 (cm ³ /s)	1/260	0.64	1.10	0.012
	U _τ (cm/s)	U _{τc} (cm/s)	τ _τ	Fr	T
実際	50.0	19.1	0.343	0.78	4.0 (hr)
模型	2.04	0.78	0.138	0.78	9(min) 48(sec)

(Q=20900m ³ /s) の場合					
	Q	i	d _m (mm)	h (cm)	n
実際	20900 (m ³ /s)	1/260	45	762	0.035
模型	2370 (cm ³ /s)	1/260	0.64	1.27	0.012
	U _τ (cm/s)	U _{τc} (cm/s)	τ _τ	Fr	T
実際	53.6	19.1	0.395	0.79	4.0 (hr)
模型	2.19	0.78	0.159	0.79	9(min) 48(sec)

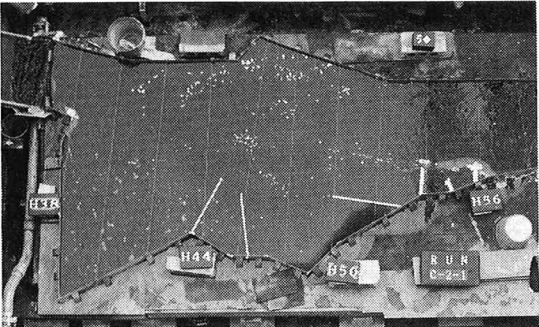


写真-1 通水5分後の流況 (C-2:20,900m³/sec)

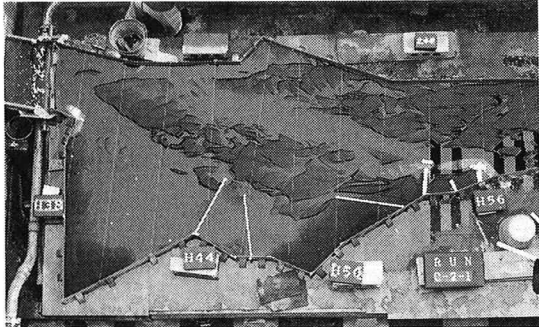


写真-2 止水後の河床状況 (C-2:20,900m³/sec)

流速は全般に大きく、最大位置はH44あたりまではずっと左岸よりに生じている。後に示されるように区間下流端で最速位置は右岸よりに転ずる。雁堤のみの河道の場合（Bシリーズ）には、流速最大位置は全河道幅のほぼ中央部に生ずるようになる。左岸三角形状の水域にはゆっくりした反時計回りの水平渦が生じ、遊水域が形成されている。出し水制・横堤類を加えた現況河道の場合（Cシリーズ）には、上流出し水制類の影響、横堤による流路の規制を受けて対象区間の表面流速最大位置はBシリーズの場合より右岸よりに生ずる。3番出し水制～備前堤～新備前堤～三角部の各水域には明瞭な遊水域が生じており、通水直後を除けば、これらの水域ではほとんど静止している状況になる。

H58距離標測定線で横一列に投入したトレーサーが区間下流端に到達するまでの最短・最長（河岸に付着したものを除く）時間から、区間断面の平均的な流速、遊水域による遅れ効果の概略が比較できる。図-4は各実験ケースのもとで通水後2分、5分、8分経過後に計測し、同一条件の2つの実験による値を平均した平均表面流速の範囲を示している。河幅の狭いAシリーズで大きくかつ一様な流速を表すのは当然であるが、CシリーズではBシリーズ程度の低流速から、Aシリーズに匹敵する高流速が生じていることが分かり、流速が横断方向に大きく変化している。ここで得られた平均表面流速を実流速に換算すると3.2～7.8m/secに相当し、現地流量および河道要素から推定される流速と同程度でありほぼ妥当な値となっている。

4. 2 左岸に沿う無次元掃流力

本川左岸堤内は扇状部に通じ、かつての重要な農耕地、現在では富士市中心部がひろがっている。左岸に沿う掃流力は堤防の安全性の評価のための一つの指標となろう。

図-5は左岸（Aシリーズ）または、左岸よりの主流部（B、Cシリーズ）に沿う無次元掃流力の分布を示したものである。左右岸の水位から求めた水面勾配、減水後に埋め戻しを無視して求めた局所水深により、近似的に掃流力が算定されている。結果によれば、上流H56付近ではCシリーズの τ_* が大きく、出し水制類の影響・負担が重くなっていることを示す。区間中流部以下ではB、Cシリーズに比較してAシリーズでは2種類の流量に対して大きい掃流力が左岸に生じており、河道（堤脚部）の維持がより困難となることが判る。

4. 3 エネルギー勾配

全横断面での流速分布が得られていないため、平均水深・流速の近似が得やすい代表断面でのエネルギーを概算すると図-

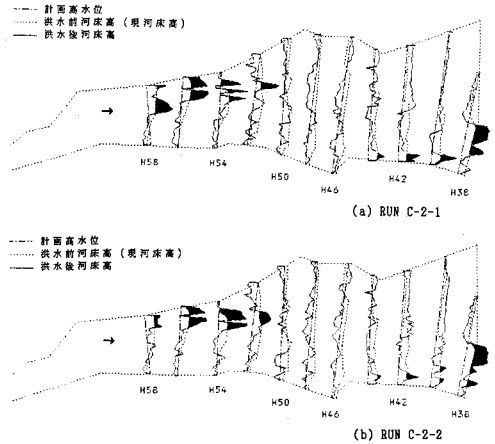


図-3 洪水前後の河床高（20,900m³/sec）

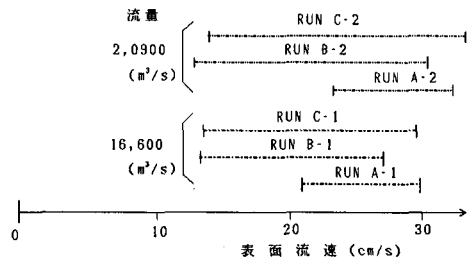


図-4 表面流速の範囲

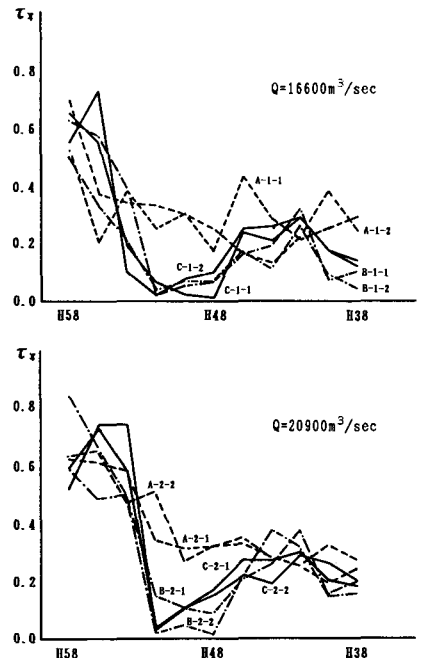


図-5 無次元掃流力の分布

6 になる。B, C シリーズでは極めて大きいエネルギー損失が生じていることが知れる。この主な原因は B, C シリーズで生ずる遊水域と流水部との大規模な水平混合に伴う抵抗によるものと考えられる。そこで、C シリーズの横堤先端部の位置を目安に流水域幅 b を設定し、等流を仮定して遊水域との境界に働くせん断力を見積ってみる。B シリーズでは明瞭な境界が設定できないが、表面流況から判断して C シリーズとは別の一定幅区間を定める。側岸での摩擦を無視し、境界面に働くせん断力を τ_j とすれば、運動量の釣合から式 (3) を得る。

$$I = \frac{\tau_0}{\rho g h} + \frac{\tau_j}{\rho g b} \quad (3) \quad \tau_j = \rho f_j u^2 \quad (4)$$

前述のエネルギー勾配 (I)、平均水深を用いて τ_j を求め、式 (4) で定義される混合係数 f_j を算定した。表面流況写真より遊水域面積 s が判読されている。混合をもたらす水平渦の規模を規定する基準スケールとして $\sqrt{s}$ をとり f_j との関係を示せば図-7 のようになる。 f_j は $\sqrt{s}$ に比例する傾向も認められるが、データ数が十分ではないため、その妥当性についてはさらに検討が必要である。 f_j は摩擦抵抗係数より 1 オーダー以上、福岡ら⁵⁾ による複断面の実験による場合よりもさらに 2 倍以上大きい値を示している。これは、河道の単純化や、流水域幅 (b) の設定の不十分さにも関係していると思われるが、河道全体の緩やかな彎曲による 2 次流の影響を伴った大規模な渦による混合によるものと考えられる。特に、本堤・横堤の組み合わせられた C シリーズ場合には、きわめて大きな減勢効果が生じており、河道の維持に大きく貢献しているものと考えられる。

4.4 出水後の河床状況

設定時間の通水後に急止水し、自然減水させてから最低河床線 (大域的な最低部をたどって滑らかな曲線で近似) および 2 次的な低河床線を求めた。また、図-3 のように得られるデータを整理して洗掘域・堆積域を要約する。これらを共に示せば図-8 (16,600 m³/sec の場合) になる。

最低河床線のパターンについては、流量の違いによっては大きな変化はなく、堤防の形態によって、河岸からの距離などの特徴的な差異が生じていることが知れた。

洗掘・堆積状況については、A シリーズの場合、緩やかな彎曲部外岸側すなわち左岸に沿って長区間の顕著な洗掘が生じている。A シリーズは相対的に水深も大きくなり、主流方向掃流力の増加に加えて 2 次流の効果も増大して堤防の維持が困難となることが明らかである。現在の工法・技術

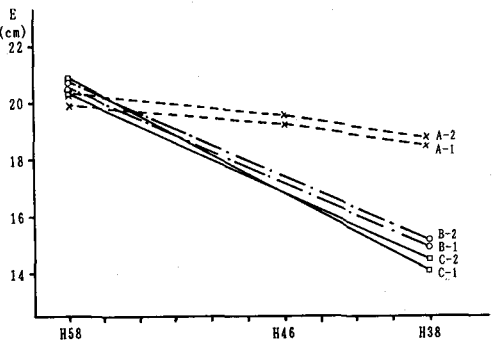


図-6 代表断面でのエネルギー水頭

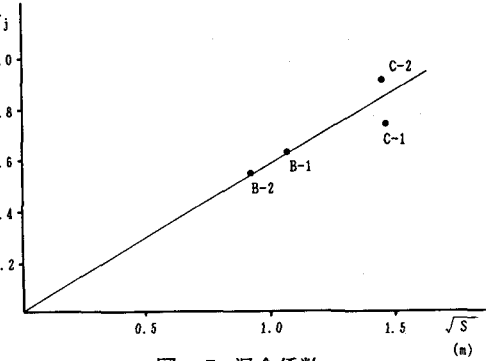
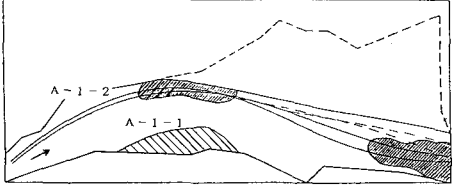
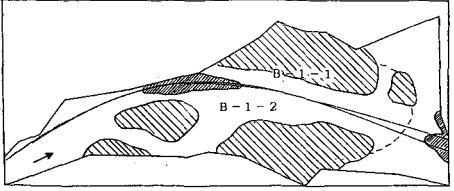


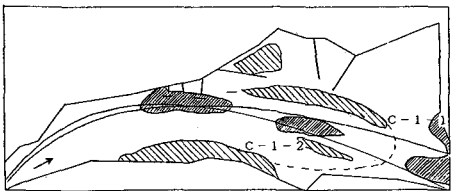
図-7 混合係数



(a) RUN A-1-1, A-1-2



(b) RUN B-1-1, B-1-2



(c) RUN C-1-1, C-1-2

■ 洗掘部 ■ 堆積部 — 最低河床線 砂礫堆前線

図-8 洗掘・堆積状況

では考え得るかも知れないが、江戸時代には堤防の維持はおろか築堤そのものが不可能であったことが容易に推察できる。

Bシリーズの場合、上流からの流送土砂が雁堤幅広部に伴う水深の低下により広い範囲にわたり堆積し、極めて大きな砂礫堆が形成されている。幅広部、特にここでの形状では遊水域と遊砂域が同時に形成されている。この砂礫堆は減水時、あるいはその後の中小出水時に横断勾配に支配される流れを起こし、その結果本堤雁堤に直接水衝部を生じさせる危険もある。

現況河道Cシリーズでは、Bシリーズの場合と類似の堆積傾向を持ちながらも、その堆積域は出し水制や横堤先端部から本流側の領域に限定されており、広い範囲の完全な遊水部が確認される。流量の多い $20,900\text{m}^3/\text{sec}$ の場合にも中央～右岸よりの砂礫堆が生ずるが、そのパターンは $16,600\text{m}^3/\text{sec}$ の場合の実験結果よりも長く引き伸ばされる。長く伸びた砂礫堆ではあるが、Bシリーズの場合に比べ、より大きい掃流力により、中央部では堆積量も減少している。

この点について全通水・減水時期における区間下流端からの流出砂量の捕捉結果を示せば図-9のようになる。与えられた給砂量に対し1.5～4倍の流出砂量になるが、これは、止水後は給砂を止めていること、下流端構造物付近の局所洗掘が大きいこと、流砂量式が完全でないこと等によるものと考えている。しかしながら、同図による相対的な流出砂量としてCシリーズはAとBの中間的な値をとり、余分な砂を堆積させない好都合な結果になっている。

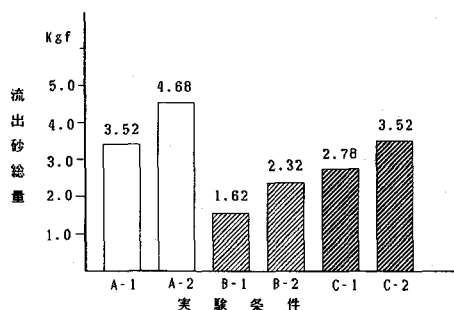


図-9 流出土砂量

5. おわりに

雁堤の河道維持機能を移動床模型実験により水理学的に検討してみた。雁堤の形態から必然的に考慮すべき平面的な流れの効果を調べるために大洪水に注目し、まず最も単純な条件として単独の大出水に伴う大域的な流況・河床変化を考察した。本研究では、特徴的な他の単純な河道形態をもつ河道の場合の実験結果の対比により、現況河道のもつ優れた河道維持効果が確認された。すなわち、現況河道では、上流部出し水制による流向の変更、備前堤などの横堤による主流部の本堤からの隔離が効果的に機能していることが分かった。さらに、主流部では土砂の堆積と排除が、少なくとも対象とした実験条件の範囲では絶妙に行われていることが知れた。遊水部の確保により雁堤本堤を守り、明確に分けられた流水・土砂輸送部で激流富士川の洪水を処理している極めて巧みな構成になっている。上流部出し水制群付近の局所洗掘が大きく、その維持が図られなければならないが、その基盤は岩本山の付け根の強固な岩盤という好条件のもとで、限定的・集中的な防備は当時の人々にとってもより容易なものであったに違いない。

最後に、実験に協力された山梨大学伊藤強氏、当時山梨大学学生の川口貴弘氏（現静岡県庁）に、また貴重な現地資料を提供された建設省甲府工事事務所に厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 砂田憲吾・伊藤強・川口貴弘：歴史的治水施設の水理学的評価－富士川雁堤の場合－，山梨大学工学部研究報告，No. 41，pp. 106-114，1990年。
- 2) 鈴木富男：富士川とかがね，富士市行政資料 No. 62-17，pp. 2-18，1987年。
- 3) 木下良作：大井川牛尾狭窄部開削の影響に関する「砂礫堆相似による模型実験」，建設省中部地方建設局静岡河川工事事務所資料，1980年。
- 4) 玉井信行：砂礫堆上の流れの相似則に関する研究，第26回水理講演会論文集，pp. 39-44，1982年2月。
- 5) 福岡捷二・浅野富夫・藤田光一・坂野章：複断面河道における洪水流の抵抗特性，第30回水理講演会論文集，pp. 499-505，1986。