

大戸川における1982年8月洪水について

村本 嘉雄・藤田裕一郎・中村 行雄

ON THE FLOOD OF AUGUST 1982 IN DAIDO RIVER

By *Yoshio* MURAMOTO, *Yuichiro* FUJITA and *Yukio* NAKAMURA

Synopsis

We investigate the damages of river and road, the flood runoff, the alluvial roughness characteristics, the bank erosion, and the water turbidity on the flood of August 1 to 3, 1982 in Daido River, which has the largest flow discharge since the flood of September in 1953.

The calculated hydrograph by the tanks model shows the considerably lower peak discharge in comparison with the observed one. In connection with this fact, the alluvial roughness at two flow gage stations have been evaluated on the basis of the resistance formulae for the rigid and the movable bed condition.

The locations of bank erosion in the downstream reach are mostly correspond to the flow concentration points due to stream meandering except the confluences side with the small branching streams. The water turbidity through the flood shows rather lower values than those of the previous floods and the estimated ones.

1. は し が き

1982年8月1日～3日、台風10号および9号の再来（崩れ）によって、近畿地方では大和川を中心に甚大な洪水災害を受けた。われわれが長年、調査研究を行っている淀川水系瀬田川支流の大戸川（滋賀県）においても1972年以来的大出水があって、河岸の侵食・欠壊を中心とした河川災害と道路および橋梁の災害を蒙った。

本文では、大戸川における今回の洪水と河道災害の資料ならびに過去の河川調査資料を用い、主として1) 洪水流の抵抗特性、2) 河岸の欠壊、3) 河川水の濁りの3点に注目して検討を行った結果について報告する。

2. 出水と被災の概況

まず、今回の出水における総雨量および日雨量（8月1日）の地域分布を示すとそれぞれ Fig. 1 (a) および Fig. 1 (b) のようである。8月1日～3日の総雨量には台風10号と9号崩れによるものを含んでいるが、大戸川流域（Fig. 1 (a), (b) 斜線内部）で300～450 mm、最大値は多羅尾地点の460 mmである。一方、日雨量の地域分布は総雨量のそれと同様に大戸川上流域の雨量が若干多いが250～300 mm/dayの範囲で全域ほぼ一様に降っており、最大値は多羅尾の312 mm/dayである。また、大戸川下流部黒津地点における今回のピーク流量を支配する集中時間、6時間の最大雨量は141 mm（多羅尾）、時間最大雨量は71 mm/hr（五瀬）であった。

こうした今回の降雨記録を過去のものと比較すると、日最大雨量では、1953年8月14日～15日の多羅尾豪雨災害時の推定雨量428 mm/day（多羅尾）につぐもので、それ以降の記録263 mm/day（1961年10月、多羅尾）を大きく上回っている。また、時間最大雨量では、多羅尾豪雨時の推定雨量120 mm/hr（多羅尾）お

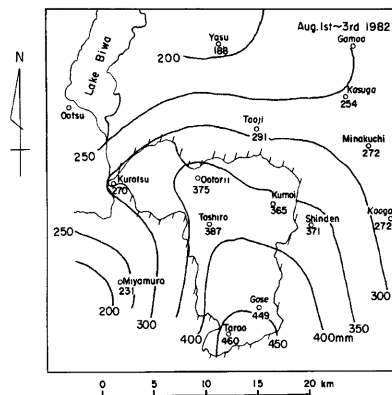


Fig. 1 (a) Distribution of total amount of rainfall from August 1 to 3, 1982.

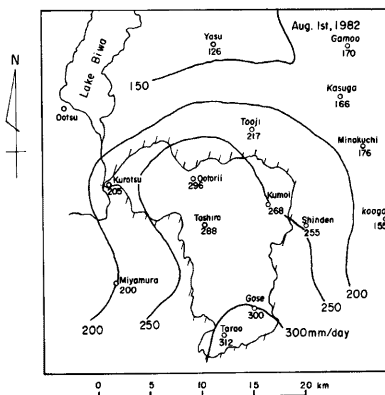


Fig. 1 (b) Distribution of daily total amount of rainfall of August 1, 1982.

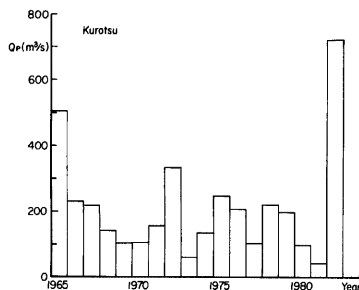


Fig. 2 Distribution of annually maximum discharge at Kurotsu since 1965.

および1975年8月7日の86 mm/hr (多羅尾)につく雨量である。

一方、出水規模を比較するために、黒津地点における1965年以降の年最大実測流量 Q_p の年次変化を調べると Fig. 2 のようになる。なお、 Q_p は黒津地点の各年最高水位から求めたもので上流域の氾らん流量は考慮されていない。Fig. 2 で今回の出水 ($Q_p=727 \text{ m}^3/\text{sec}$) は1965年9月17日の出水 ($Q_p=504 \text{ m}^3/\text{sec}$) および1972年7月11日の出水 ($Q_p=334 \text{ m}^3/\text{sec}$) を大きく上廻っており、1953年9月24日の台風13号による洪水(推定最大流量 $921 \text{ m}^3/\text{sec}$) 以来の大出水であったといえよう。

以上のような豪雨と洪水によって、大戸川流域の河川、道路沿いで災害が発生し、中、下流域においても交通路が数多く途絶したが、幸い1953年の多羅尾豪雨災害のよ

うな大規模な山腹崩壊、土砂流出、氾らん原の土砂堆積などの土砂害を伴う現象はほとんどみられなく、人命の損失は0で、民家の損傷もわずかであった。

建設省琵琶湖工事事務所による瀬田川砂防管内の災害調査報告¹⁾によると、1981年11月と1982年10月の空中写真の比較から、対象流域(信楽町管区 130.75 km^2)の崩壊面積は 3.3 万 m^2 から 8.6 万 m^2 に増加し、今回の豪雨による崩壊土砂量は 6.8 万 m^3 ($523 \text{ m}^3/\text{km}^2$)、流出率を考慮した崩壊生産土砂量は 5.4 万 m^3 ($410 \text{ m}^3/\text{km}^2$) と見積られている。この値は、大戸川流域の桐生辻地点で推定されている²⁾ 年平均流出土砂量 $489 \text{ m}^3/\text{km}^2 \cdot \text{year}$ に近く、今回の豪雨による崩壊・流出土砂量はそれほど大きくないことがわかる。

Fig. 3 は滋賀県土木部大津および水口土木出張所調べによる大戸川流域の河川、道路および橋梁災害箇所を示したもので、河川災害84ヶ所、道路災害103ヶ所、橋梁災害6ヶ所、これらの被害総額は約16億円となっている³⁾。河川災害の形態は、未改修河道が大部分なので、主として天然河岸の侵食・欠壊であって、洪水氾らん箇所は黄ノ瀬地区と桐生辻狭窄部下流で局所的にみられる程度で、遊水や貯留による洪水流の減衰を生ずる現象はみられなかった。しかし、大戸川本川下流部でも洪水疏通能力の限界かそれを上廻る状態にあったので、護岸の整備区間でも水衝部の洗掘や河岸の欠壊さらには堤内地の侵食に及ぶ箇所もあって、河

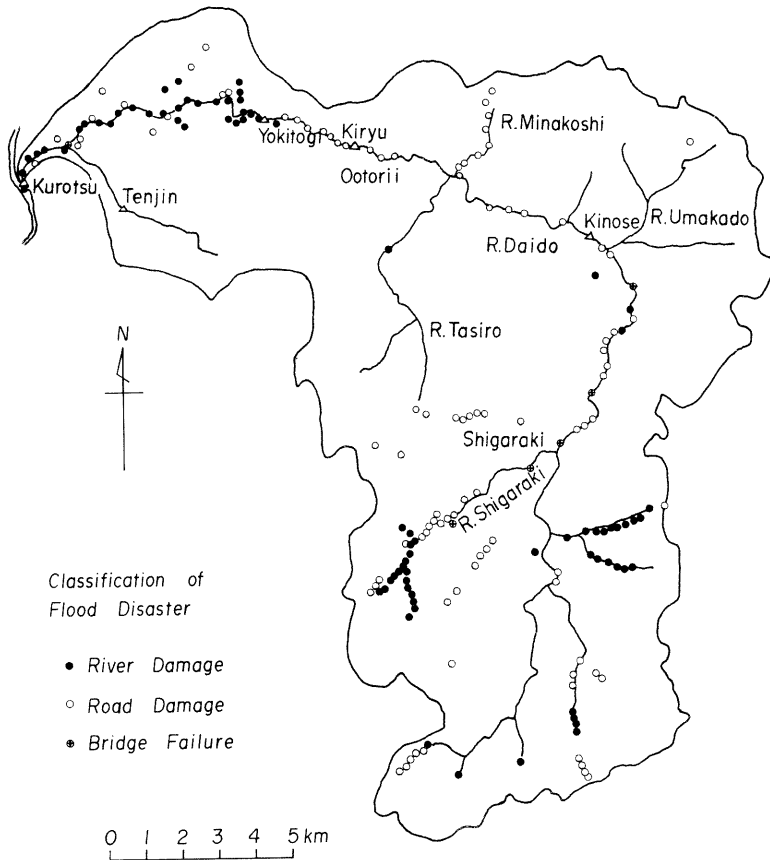


Fig. 3 Damage locations of river and road due to the flood of August 1982 in Daido River.

道沿いの農地・宅地や諸施設に被害を及ぼした。また、Fig. 3 に示した道路災害も河道に沿って多く発生しており、河岸道路の欠落によるものが大部分を占めていた。

このように今回の洪水は、1953年の多羅尾災害以来の豪雨と同年の13号台風につく規模の出水をみたが、洪水および土砂による被害は比較的軽微であった。これは今回の出水が1953年の雨量と出水規模を下廻ったことに加えて、その後30年間の山地部を中心とした流域の整備効果によるものと考えられる。しかし、河川沿いでは、上述のように河岸侵食と欠壊の危険性にさらされており、河川改修や河川沿いの土地利用の制限などの洪水災害対策の重要性が指摘されよう。そして、こうした河道における洪水対策の基礎として、洪水流の挙動や河岸欠壊の要因を明確にする必要があるが、幸い、今回の大戸川の出水については、洪水時の水位と浮子による流速測定が本川の数地点で行われ、出水後に洪水痕跡と河岸欠壊個所の調査資料が得られた。以下の章では、これらの資料と過去の流量観測データ、空中写真などを用いて、洪水流の抵抗特性、河岸の欠壊および土砂流出の指標となる河水の濁りについて検討を行う。

3. 洪水流の抵抗特性

3.1 Hydrographの検討

今回の出水における流域6地点 (Fig. 1 (a), (b) 参照) の雨量の時間分布と斧研橋および黒津地点の hydrograph を示すと Fig. 4 のようになる。前述のように多羅尾, 五瀬など上流域で若干降雨量が多いが, 雨量の時間分布に関する各地点間の差は小さく, 流出解析には Fig. 4 に示したティーセン法による流域平均雨量を用いた。

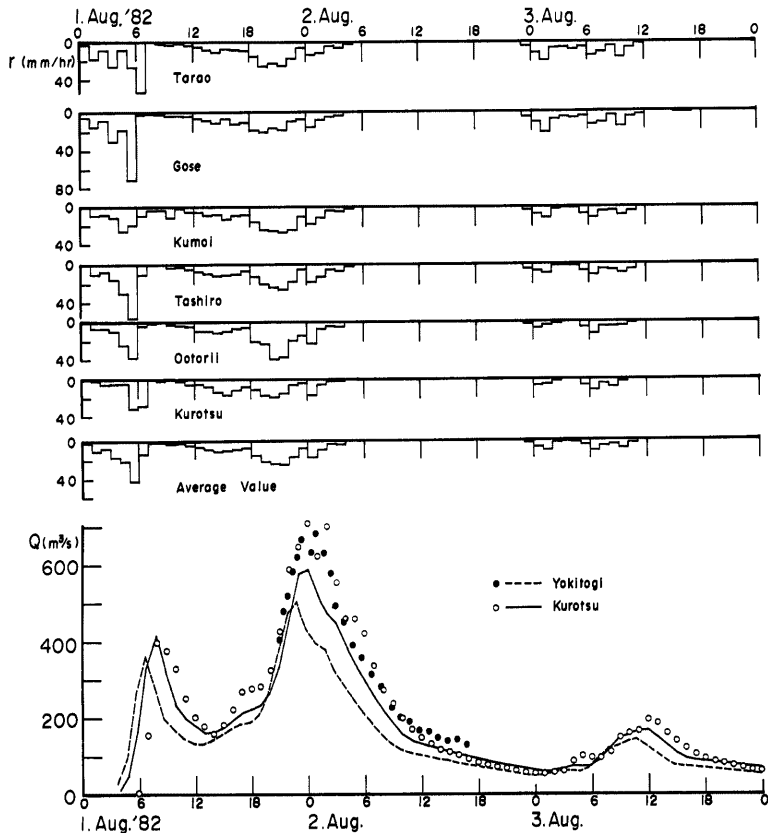


Fig. 4 Distributions of rainfall in each station and comparisons of the calculated hydrographs with the observed ones.

洪水流出の解析には, 小葉竹⁴⁾が大戸川の1972年7月洪水を対象として行ったタンクモデルを若干修正し, Fig. 5 に示すような3段タンクと流域を7分割した修正集中面積図を用いた。一方, Fig. 4 の流量実測値のうち斧研橋のデータは洪水時の流量観測と洪水後の河道断面測量から得られた結果であり, 黒津地点のものは同様に今回の観測で修正された水位-流量曲線にもとづいて自記水位記録から換算された流量であって,

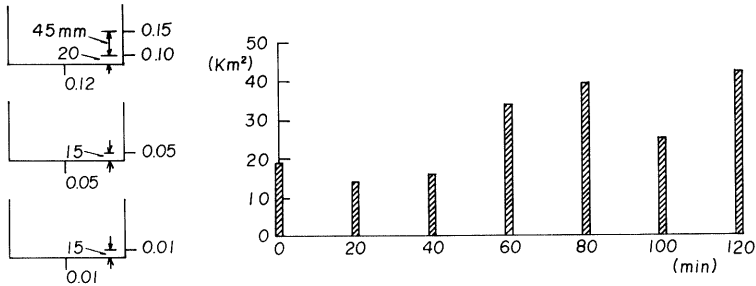


Fig. 5 The tanks model for the Daido basin and the time-area-concentration diagram at Kurotsu.

ピーク付近の水位に対しては洪水前の水位—流量関係から推定される値の50~60%増に評価されている。そのうち流水断面積の増加による寄与率は4~5%である。

Fig. 4の黒津地点のhydrographをみると、計算値は8月1日午前のピーク付近と、2日の午後から3日にかけては実測値とよく一致しているが、肝心の最大のピーク流量で両者の差が大きく、ピーク流量の計算値589 m³/secに対して実測値は727 m³/secで約140 m³/secの差がある。Fig. 5のタンクモデルにおける最上段のタンクの穴の位置を10 cm程度下げることによって、最大ピーク流量にかなり近づけることはできるが、8月1日午前のピーク流量に対して計算値が過大となり、また、最大ピーク流量発生後の逓減部で計算値と実測値の差がさらに大きくなって、現在のところFig. 4に示したhydrographより以上に適合性のよい解析結果は得られていない。なお、黒津地点で200~300 m³/sec規模の出水にFig. 5のタンクモデルを適用した結果は、逆に流量ピーク付近で計算値が実測値より若干大きくなるがほぼ適合する。

一方、斧研橋では最大流量付近の実測値しかないが、計算値との差はさらに大きく、斧研橋上流域の雨量分布だけを対象とした解析結果もFig. 4のものと大差なかった。

以上のhydrographに関する計算値との相違については、流出解析法の問題点もあるが、このような大出水時には実測の水位—流量関係についても吟味する必要があって、つぎに2地点における洪水観測データを移動床の抵抗の面から検討する。

3.2 洪水流の抵抗特性

斧研橋(8.4 km)と黒津(0.9 km)の各地点の河状をそれぞれPhoto. 1およびPhoto. 2に示す。斧研橋は中流の狭窄部に位置し、河床こう配は1/65、河幅は約40 m、河床は最大粒径 $d_{max}=1200$ mm、平均粒径 $d_m=382$ mmの礫から構成されている。一方、黒津地点は河床こう配1/300、河幅は約70 m、河床は $d_m=2.5$ mmの砂からなっている。



Photo. 1 Yokitogi Bridge looking upstream.

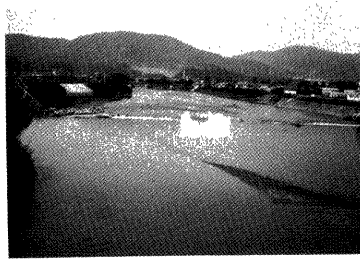


Photo. 2 Kurotsu automatic water gage station looking downstream.

洪水観測データから求められた流量 Q 、水深 h 、無次元掃流力 τ_* 、フルード数 Fr 、流速係数 U/U_* および Manning の粗度係数 n の時間的変化が、斧研橋および黒津についてそれぞれ Fig. 6 (a) および Fig. 6 (b) に示されている。斧研橋地点では、 $Fr=0.73\sim 1.1$ 、 $\tau_*=0.031\sim 0.059$ 、 $U/U_*=6.0\sim 9.3$ 、 $n=0.040\sim 0.058$ 、黒津地点では $Fr=0.45\sim 0.81$ 、 $\tau_*=0.54\sim 2.2$ 、 $U/U_*=9.2\sim 15.4$ 、 $n=0.024\sim 0.038$ であって、両地点の掃流力および抵抗係数の値は大きく異っている。

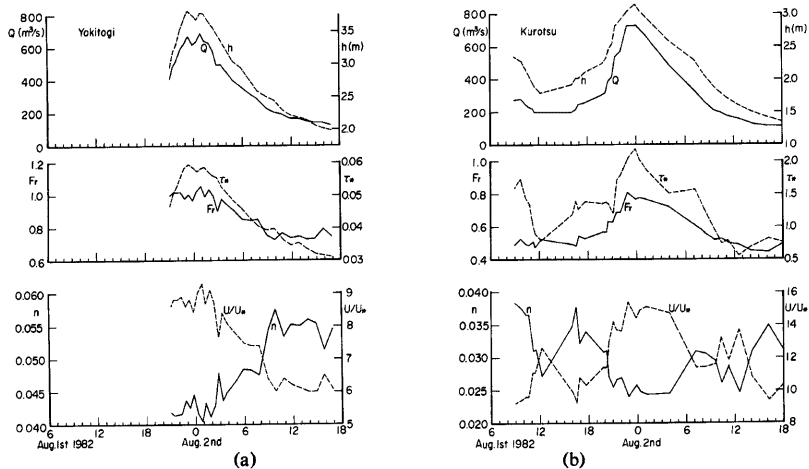


Fig. 6 (a), (b) Variations with time of water depth (h), water discharge (Q), Froude number (Fr), nondimensional tractive force (τ_*), Manning's roughness coefficient (n), and velocity coefficient (U/U_*) at Yokitogi (a) and Kurotsu (b).

しかし、 U/U_* あるいは n の時間的変化と Q のそれとは、両地点とも平均的にはほぼ対応した変化特性を示しており、 Q あるいは h の増減に応じて U/U_* が増減している。また、 h と Q の関係を示すと Fig. 7 のようになり、黒津地点では洪水上昇期の抵抗が下降期のそれより若干大きく、反時計廻りのループを描き、斧研橋ではその逆で時計廻りのループを描いている。しかし、ピーク流量付近ではループは交錯し、またループの幅も狭く、ほぼ h と Q は一対一対応の関係にあるとみなせる。

つきに、こうした h - Q 関係すなわち U/U_* や τ_* の特性について移動床の抵抗則に関する従来の研究にもとづいて検討する。まず、斧研橋地点では、上述のように掃流力が移動限界付近にあるので、固定床砂粒粗面として対数則の適合性を検討すると Fig. 8 のようである。図中の実線および破線はそれぞれ相当粗度高 $k_s=2d_m$ 、 $k_s=d_{max}$ と仮定した次式の関係を示している。

$$U/U_* = 6.0 + 5.75 \log R/k_s \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 R は径深である。実測値は $\tau_* \leq \tau_{*c} = 0.05$ の範囲で、 $k_s = d_{max}$ の関係にはほぼ対応し、 $\tau_* > \tau_{*c}$ に対して $k_s = 2d_m$ の関係に近づくようにみえ、ほぼ従来の砂礫の抵抗の関係と対応している。

一方、黒津地点においては、掃流力が移動限界より十分大きいので、河床形態の regime を芦田・道上の領域区分図⁵⁾ で検討すると Fig. 9 のようになる。図には 1967 年の出水時のデータも記入されているが、今回の出水の河床形態は transition から upper regime の領域に入ることがわかる。また、Garde-Raju の区分図では大部分のデータが transition に入る結果になる。

つきに、河床形態による抵抗について、Engelund⁶⁾ の提案した全掃流力と摩擦抵抗による（有効）掃流力の関係、 $\tau_* - \tau_*'$ 図上で検討すると Fig. 10 のようである。ただし、図中で dune による抵抗の関係 (D)

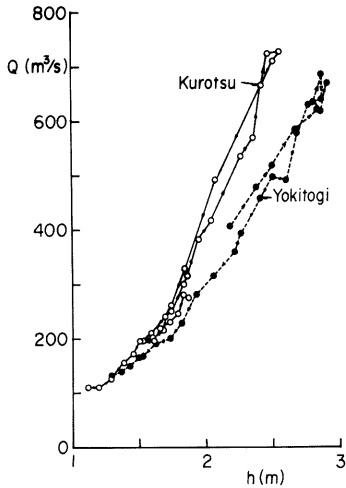


Fig. 7 Relation between water discharge and water depth at Yokitogi and Kurotsu.

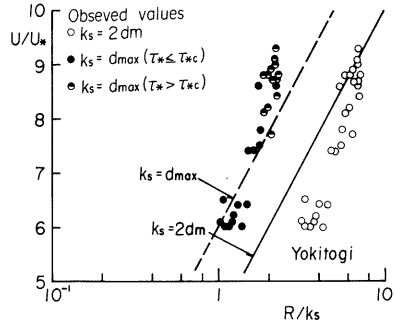


Fig. 8 Comparison between the logarithmic distribution for mean flow velocity and the observed ones at Yokitogi.

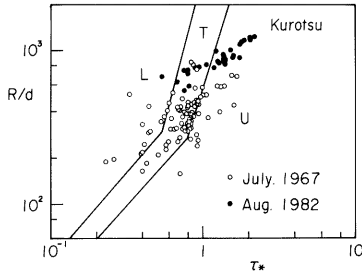


Fig. 9 Comparison of the criterion for the micro-scale bed configuration by Ashida and Michiue with the observed ones at Kurotsu.

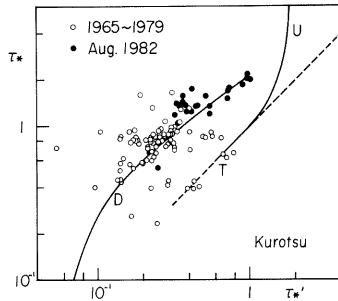


Fig. 10 Comparison of $\tau_* - \tau_*'$ relations by Engelund with the observed ones.

は、最近修正された次式⁷⁾

$$\tau_*' = \tau_{*c} + 0.3\tau_*'^{3/2}, \quad \tau_{*c} = 0.06 \quad (2)$$

を示しており、破線 (T) は

$$\tau_*' = \tau_* \quad (3)$$

の関係を表している。今回の出水の実測値は式 (2) の関係にはほぼ一致しており、過去の出水の実測値は dune から transition の範囲に分布している。

一方、 $\tau_* - \tau_*'$ の関係に R/d の影響を考慮した岸・黒木による抵抗の関係式⁸⁾ と実測値を比較した結果が Fig. 11 に、また、 $U/U_* = f_n(\tau_*, R/d)$ の関係に変換されたものを Fig. 12 に示す。実測値は R/d によってグループ分けされており、Fig. 11 で $R/d > 900$ の実測値は dune が発達する傾向をもち、 $R/d < 500$ の実

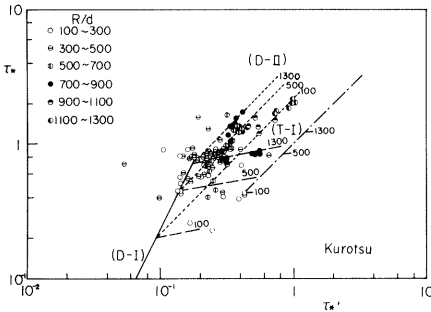


Fig. 11 Comparison of $\tau_* - \tau_*' - R/d$ relations by Kishi and Kuroki with the observed ones.

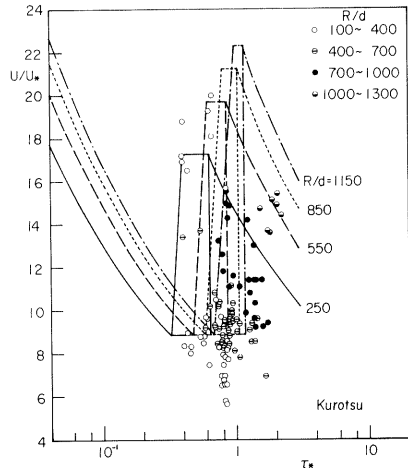


Fig. 12 Comparison of $\frac{U}{U_*} - \tau_* - \frac{R}{d}$ relations by Kishi and Kuroki with the observed ones.

測値は transition へ移行している。また、Fig. 12 の $U/U_* - \tau_*$ の実測値に対しても明らかに R/d の影響が認められ予測式の傾向と対応するが、実測の U/U_* は予測式 (transition~upper regime) のそれより全体的にかなり小さく、抵抗が大きい方に偏っており、特に今回の出水データ ($R/d > 400$) に対してその傾向が強い。

以上のように斧研橋地点の実測値はほぼ砂粒粗度としての抵抗特性を示し、黒津地点の今回の実測値は河床形態が transition~upper regime、流水抵抗は dune の特性に対応するという結果になった。したがって、河床材料から予測される抵抗特性から判断すると、両地点の実測の流速値は過大に評価されていないことになる。洪水時における河床上昇や構造物の影響 (斧研橋では橋脚：Photo. 1, 黒津地点では段落ち：Photo. 2) による流水断面積の減少量は、現在のところ推算していないが、それほど大きいと考えられないので、Fig. 4 の実測流量も過大評価されていないように思われる。今後、transition 領域の抵抗特性と下流部の洪水流 (洪水痕跡) について検討するとともに、今回のような大出水と中小出水におけるタンクモデルの相違について検討する必要がある。

4. 河岸の欠壊

Fig. 3 に示した河川災害のうち、瀬田川合流点から綾井橋地点までの 6.2 km 区間における河道災害を示すと Fig. 13 のようである。河道災害の形態は大部分が河岸の侵食あるいは欠壊であって、Photo. 3~Photo. 7 に災害状況の典型的なものを示す。

Photo. 3 は、堂村橋 (3.6 km) 付近から上流を撮影したもので、堂村橋上流右岸の弯曲部で約 400 m にわたって河岸が欠壊し、水田地への一部洪水氾らんや侵食を招き、護岸の裏側が洗掘され、一部破壊している。

Photo. 4 は、石居橋 (1.8 km) 上流約 500 m 区間の被災状況を示しており、橋梁の一部倒壊と左岸側河岸の欠壊状況がみられる。Photo. 5 は、その河岸欠壊部分の写真であって、欠壊部の水際に木流し (笹流し) による水防活動を行った状態が残されており、河岸侵食は道路部分にとどまり水田まで波及していない、水防による侵食防止効果があったといわれている。

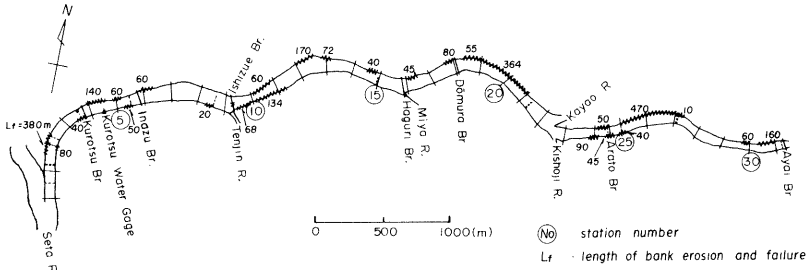


Fig. 13 Locations of bank erosion and failure in the downstream reach (0.0~6.2 km) of Daido River.



Photo. 3 Bird's-eye view of bank erosion and failure of revetment near Doonura Bridge (3.6 km) looking upstream.

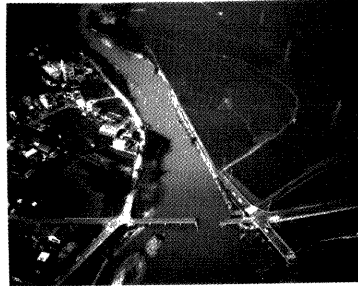


Photo. 4 Bird's-eye view of bank erosion and bridge failure near Ishizue Bridge (1.8 km) looking upstream.



Photo. 5 Bank erosion and flood fighting works by bamboo grass near Ishizue Bridge looking downstream.



Photo. 6 Bank erosion close to the residential area downstream Inazu Bridge (1.0 km). (downstream to the left)

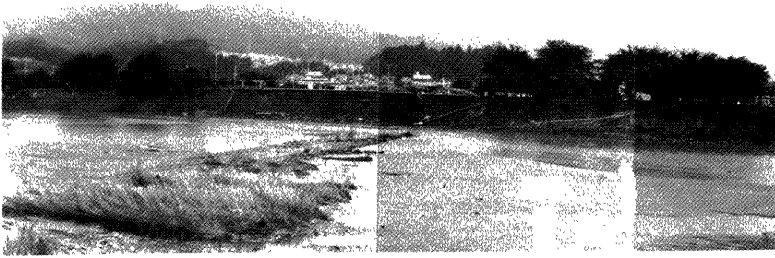


Photo. 7 Bank erosion near the confluence to Seta River. (downstream to the left)

Photo. 6 は、稲津橋下流 (1.0 km) 右岸の河岸侵食の状況を示しており、極く最近宅地化された地域であるが、護岸が施工されていない河岸近くに住宅が接近し、河岸侵食による災害の危険にさらされている点が指摘されよう。また、Photo. 7 は、瀬田川合流点付近 (0.4 km) 右岸の被災状況であって、彎曲部外岸で延長約 400 m にわたって河岸および堤防が欠落し、養魚場の敷地の一部が侵食されている。

以上述べたような形態の河岸侵食と欠壊が、Fig. 13 に示すように数多く発生したが、0~6.2 km 区間で欠壊部の総延長は 2843 m であって、約1/5の河岸が破損したことになる。また、欠壊延長を左・右岸に分けると、左岸側 567 m (河岸延長の9.2%)、右岸側 2276 m (37%) であって、右岸が左岸の4倍の被害をうけている。河岸の欠壊部は、人工護岸、天然河岸の区別なく存在しており、流心線の蛇行に伴う水衝部と対応しているようにみえたので、つぎに下流区間の水衝部の位置と変遷について検討する。

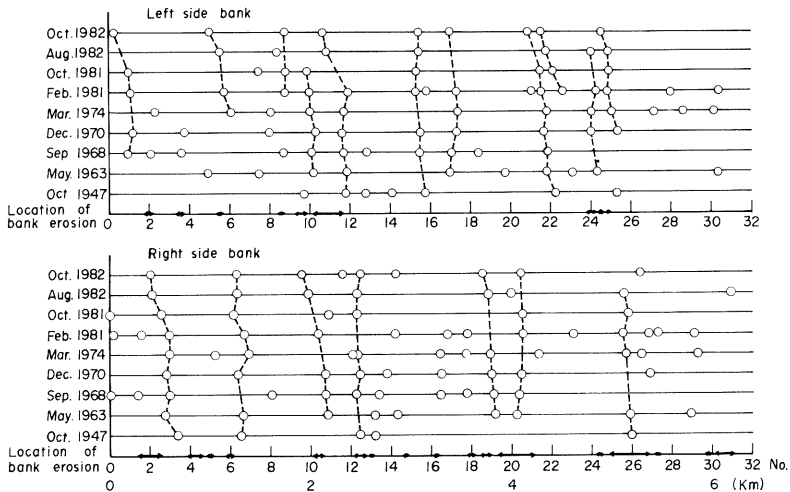


Fig. 14 The change of the flow concentration points in river bank due to stream meandering obtained by aero-photographs from 1947 to 1982.

Fig. 14 は1947年以降9時点における空中写真から判読して求めた左、右岸の水衝部と河岸欠壊箇所を比較したものである。また、Fig. 15 に各年の水衝部（黒点）とそれを最近の水衝部に注目して連ねた平均的な流心線（鎖線）が示されている。0~6.2 km 区間の河道蛇行は約4波長であって、流心線の大部分はその河道の蛇行形状に支配されており、Fig. 14 で年次的に連なる安定した水衝部の多くもその蛇行形態に対応している。しかし、部分的には一蛇行波長内に2ヶ以上存在する薄い砂州に支配されて流心が蛇行しており、特に、上流と下流区間で波長の短い流路蛇行が目立っている。

Fig. 14 の河岸欠壊箇所と水衝部との対比から、欠壊部はすべて水衝部に相当していることがわかる。しかし、河道蛇行に支配された安定した水衝部でも河岸欠壊が発生していない地点が左岸に多く、それが上述の左、右岸の欠壊延長の差となっている。とくに、蛇行弯曲の左岸側の水衝部である No. 16 (3.2 km) と No. 22 (4.4 km) の地点で河岸欠壊が発生していない点が注目される。その理由は現在のところ明確でないが、この両地点にはそれぞれ富川、吉祥寺川が合流しており、支川と本川との交流によって蛇行流の水衝作用が緩和されることと、両地点で若干河幅が広がっており、流速が減少することの2点が考えられる。しかし、河幅の拡大部は No. 7, No. 27 および No. 31 にも存在し、このうち後の2地点では河岸欠壊が発生していることから、前者の要因が大きいと考えられ、今後、蛇行流に対する支川の影響について検討する必要があるだろう。

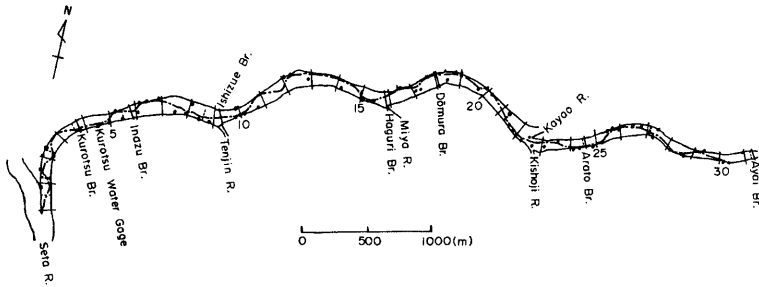


Fig. 15 Thalweg and the flow concentration points in the downstream reach.

5. 河川水の濁り

大戸川における河川水の濁りに関しては、これまで出水時のウォッシュ・ロードの流下過程ならびに低水時を含めた濁りの年間変化について検討してきたが^{9), 10)}、今回の出水においても黒津地点で1日1回（午前6時）の採水以外にも追加採水を行って、流量 Q と濃度 C （微細砂重量濃度）との対応関係を調べた。まず、Fig. 16 に黒津地点の流量と濃度の時間的変化を示す。8月2日の最大流量付近の濃度の実測値は得られていないが、最初のピーク流量時に濃度が最大となり、濃度変化はほぼ流量波形に対応している。また、同一流量に対する濃度は、既報⁹⁾の結果と同様に、出水の上昇期の濃度が通減期のものより大きい。

つぎに、Fig. 16 のデータから流量と濃度の相関を求めると Fig. 17 のようになる。Fig. 17 には、既報の考察で得られた流量段階別の平均濃度 \bar{C} と標準偏差 σ の範囲を表す $\bar{C} \pm \sigma$ の曲線および C の簡易推算式の曲線（太い破線）が示されている。今回の出水の実測値は $\bar{C} - \sigma$ 曲線の周辺に分布しており、流量の増加とともに $\bar{C} - \sigma$ 曲線よりさらに低濃度側へ偏る傾向がみられる。比較のために Fig. 18 に既報¹⁰⁾で考察した過去の出水時における黒津地点の観測値（上昇期：実線、通減期：破線）を示す。今回の出水は過去の出水規模を大きく上廻り、Fig. 3 に示したように流域各点で河岸侵食と欠壊を伴ったが、河川水の濁りは過去の出水の濁りの下限値に近いことがわかる。

また、Fig. 19 は今回の出水後、約2ヶ月間の定時観測データを $\bar{C} \pm \sigma$ 曲線と比較したものである。8月

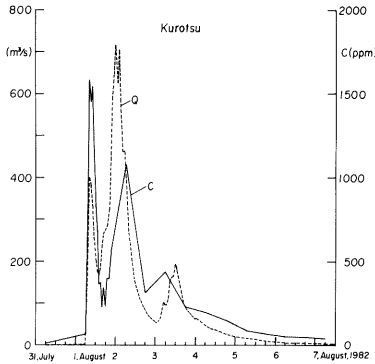


Fig. 16 Variation with time of water discharge (Q) and concentration of wash load (C) at Kurotsu.

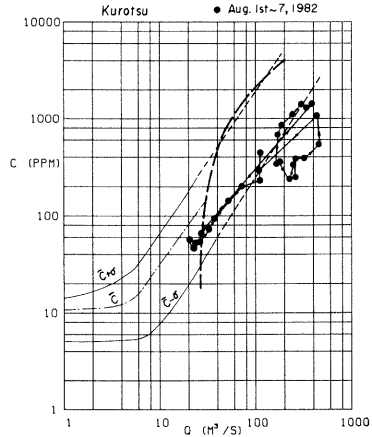


Fig. 17 Comparison of $\bar{C} \pm \sigma$ curves and the estimated relation (heavy broken line) with the observed values.

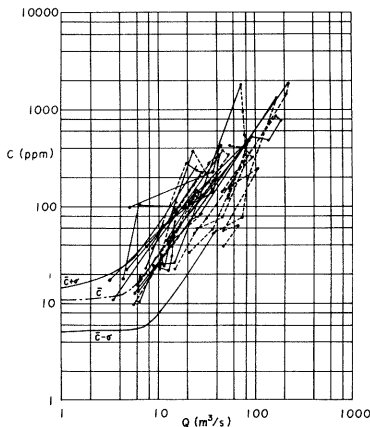


Fig. 18 Relation between Q and C in the previous floods.

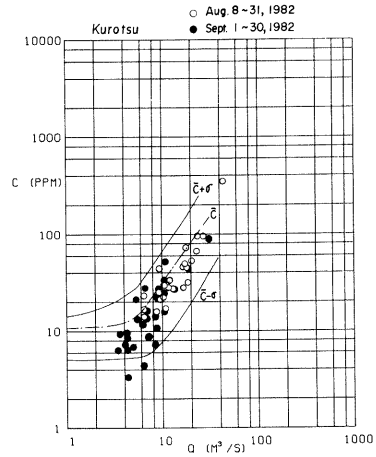


Fig. 19 Comparison of $\bar{C} \pm \sigma$ curves with the observed values of C and Q in August and September after the flood.

および9月における C の実測値は、いずれも \bar{C} と $\bar{C} - \sigma$ 曲線の間に多く分布しており、9月に低水が清澄化する傾向¹⁰⁾も例年通りである。洪水後に河岸や道路欠陥の応急復旧や河道整備などの工事が行われているが、そうした影響が定時(午前6時)の河水の濁りにほとんど現われていないといえよう。

このように今回の出水では、3で述べたように山地部の崩壊や土砂流出が少なかったので、微細土砂の流出量も少なく、河岸侵食や欠陥が河川水の濁りに与える影響は大戸川の場合はそれほど大きくないと考えられる。

6. む す び

以上、大戸川における1982年8月の洪水を対象として、出水と被災状況、Hydrograph と洪水流の抵抗特性、河岸の欠壊と水衝部との対応ならびに河川水の濁りについて、調査・観測資料の検討を行った。

こうした大出水時においては、水文観測とくに河川の水位・流量観測が不可能になる場合が多く、また観測記録が得られてもその精度が問題となる。大戸川の今回の出水では、斧研橋および黒津の2地点で貴重な観測資料が得られ、移動床の抵抗則に関する検討を行うことができた。その結果、斧研橋地点は混合砂礫の砂粒粗度としての抵抗特性、黒津地点では河床形態が transition に近く dune の抵抗特性を示すことがわかった。しかし、前者では $k_s = d_{max}$ から $k_s = 2d_m$ への移行限界、後者では transition における R/d による抵抗特性の変化がなお不確定であり、Fig. 7 にみられた洪水の上昇期と下降期における抵抗特性の相違とともに今後の課題である。

また、今回の出水では、本報告に用いた流量観測資料以外に黄ノ瀬地点での洪水観測データと桐生辻・大鳥居・天神川の各砂防ダムにおいて水位記録が得られた。しかし、黄ノ瀬地点では越流の影響が入り、砂防ダム3地点については既往の水位-流量曲線を外挿すると流量を大幅に過少評価することになるので、いづれの資料も hydrograph の検証に用いることができず、Fig. 5 の集中面積図における洪水伝播時間の評価にだけ用いた。満砂状態の砂防ダムにおける支配断面と流量係数の決定法も重要な課題であろう。

一方、河岸の欠壊については、侵食・欠壊個所がいずれも水衝部に相当するという予想される結果を得たが、支川の合流点は例外で、そこでは蛇行流の水衝作用が緩和される可能性を指摘した。しかし、大戸川の宮川、吉祥寺川のような小支川の影響については疑問点もあって、洪水時における、本川と支川の交流とくに本川洪水の支川の遡上時の流況を検討する必要がある。

最後に、今回の洪水に関する貴重な諸資料の入手に御協力下さった建設省琵琶湖工事事務所、大戸川ダム調査事務所および滋賀県土木部の方々に感謝いたします。

参 考 文 献

- 1) 建設省近畿地方建設局琵琶湖工事事務所・アジア航測株式会社：瀬田川砂防管内 昭和57年台風10号災害調査報告書，昭57。
- 2) 防災研究協会：大戸川ダムによる河川の土砂環境変化予測（1），大総調78-6001，1979。
- 3) 滋賀県土木部：昭和57年発生第二次災害査定復命書，昭57。
- 4) 小葉竹重機：河川流域における洪水の形成過程に関する研究，京大工学学位論文，昭54，pp. 125-127。
- 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基礎的研究，土木学会論文報告集，第206号，1972，pp. 59-69。
- 6) Engelund, F.: Closure to "Hydraulic resistance of alluvial streams", Proc. ASCE Vol. 13, No. HY4, 1967, pp. 287-296。
- 7) Engelund, F. and J. Fredsøe: Sediment ripples and dunes, Annu. Rev. Fluid Mech., 14, 1982, 13-37。
- 8) 岸 力・黒木幹男：移動床流れにおける河床形状と流体抵抗 (I)，北海道大学 工学部研究報告，第67号，1973，pp. 1-23。
- 9) 村本嘉雄・藤田裕一郎・中村行雄：大戸川のウォッシュ・ロードに関する研究，水資源研究センター研究報告，第2号，1982，pp. 31-45。
- 10) 村本嘉雄・藤田裕一郎・中村行雄：大戸川における濁りの季節変化，京大防災研究所年報，第25号，B-2，1982，pp. 375-387。