

# 横越流に伴う越砂と河床変動に関する研究\*

川合 茂\*\*・江頭進治\*\*\*・芦田和男\*\*\*\*

本研究は、ダム堆砂の防止軽減法の一つとして考えられているバイパス方式の機能評価に関連する問題のうち、その基礎的な部分の一つを扱ったものである。まず、全流量横越流する場合について、横越流に伴うエネルギー損失について議論するとともに、流量変化に伴う越砂量の変化を明らかにした。ついで、分流の場合について、流量分配と掃流砂量分配との関係が固定床自然分流における関係とほぼ一致することを示すとともに、ポテンシャル流理論にもとづく簡単な掃流砂量分配の算定法を提案し、実験と比較することによって、その妥当性を確かめた。

**Key Words :** sedimentation, bed load, bed variation, side weir, diversion flow

## 1. 緒 言

ダム堆砂の進行は、周知のように、貯水機能の低下ばかりでなく、ダム上下流域の河床変動を引き起こし、多くの国で深刻な問題となっている。ダム堆砂の防止軽減策として、砂防ダム等による荒廃渓流の整備、直接的な掘削や排砂管等による土砂排除対策がとられているが、永続的で、有効な方法は未だ確立されていない。近年、永続的なダム堆砂の防止軽減策の一つとして分流工の活用が注目されている。中国、旧ソ連、イスラエルで実例が報告<sup>1)</sup>され、わが国においてもこの土砂排除法が計画<sup>2)</sup>されている。その方式は、Fig.1 に示すようなバイパス方式、つまり、貯水池の上流に貯砂ダムを設け、横越流堰からバイパス排砂水路によって土砂を貯水池の下流へ流下させようとするものである。この方式を採用する場合には、つきのような問題点を予め解明しておく必要がある。(1) 水および土砂の取入れ口とその上流域の土砂水理的な問題、(2) バイパス排砂水路の土砂水理的な問題、(3) バイパス排砂水路の出口周辺における問題などである。ここでは、(1) の問題、すなわち横越流堰の土砂水理機能と横越流部を含む上流域の河床変動に着目する。

横越流に関する従来の研究は、De Marchi 以来、固定床流れを対象とした横越流量の算定<sup>3)~5)</sup>に主眼がおかれて、その土砂水理機能に関しては、著者らの研究<sup>6)</sup>を除き、ほとんど議論されていない。バイパス方式によるダム堆砂の排除を行うための土砂水理学的な指針を得るために、横越流に伴うエネルギー損失、横越流量、横越

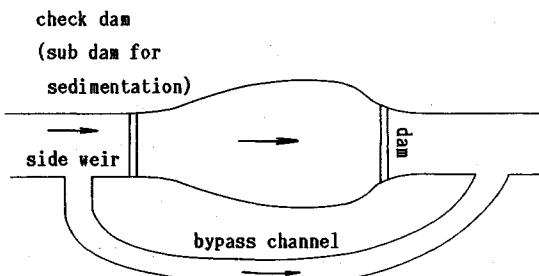


Fig.1 Sketch of Bypass system

砂量、横越流部周辺の河床変動の間の関係を知る必要がある。

本研究では、比較的小さな洪水においては全流量を横越流させ、それより大きい規模の洪水では貯砂ダムからも越流させる場合を想定して、全流量横越流の場合と横越流分流の場合について、越砂と河床変動に着目して実験的に検討する。全流量が横越流する場合、まず、定常給水、定常給砂の条件下において、横越流幅、流量、平衡河床高ならびにエネルギー損失の間の関係について考察する。また、流量が変化する場合、上流域から流量に見合うような流砂が供給されても、堰近傍においては、堰上げや低下背水の影響を受けて、河床の上昇や低下は水位変動よりもかなり遅れるため、越砂量も流量に対応しなくなることが容易に予想される。そこで、平衡状態における堰近傍におけるエネルギー損失等に関する成果を適用して、流量が急激に変化する場合の越砂量や河床変動が、一次元解析によってどの程度評価できるかを検討する。さらに、横越流分流の場合、定常流の条件下における横越流量配分と横越砂量配分の関係を調べるとともに、横越砂量配分の予測に関し、ポテンシャル流理論を用いた分流部周辺の流況解析を行い、その解に二次流を重ね合わせて横越砂量配分を算定する簡単な方法を検

\*本論文の内容の一部は既発表<sup>6)</sup>であるが、本編はその後の研究成果を加えて取りまとめたものである。

\*\*正会員 工博 舞鶴工業高等専門学校助教授  
土木工学科 (〒625 舞鶴市白屋 234)

\*\*\*正会員 工博 京都大学助教授 防災研究所  
\*\*\*\*正会員 工博 京都大学名誉教授、河川環境管理財団

Table 1 Experimental conditions

RUN NO.	Q (l/s)	W (cm)	Q <sub>s</sub> (cm <sup>3</sup> /s)	τ*	κ <sub>θ</sub>	S (cm)
A-1	5.0	50.0	8.8	0.26		
A-2	6.0	50.0	11.4	0.30		
A-3	7.0	50.0	14.2	0.31		
A-4	8.0	50.0	17.0	0.33		
A-5	5.0	25.0	8.8	0.26		
A-6	5.0	12.5	8.8	0.26		
B-1	4.0→8.0 →4.0	25.0	6.3→17.0 →6.3	0.23→0.33 →0.23		
B-2	4.0→8.0 →4.0	12.5	6.3→17.0 →6.3	0.23→0.33 →0.23		
C-1	5.0	25.0	8.8	0.26	0.7	11.30
C-2	5.0	25.0	8.8	0.26	0.5	9.80
C-3	5.0	25.0	8.8	0.26	0.3	8.40
C-4	5.0	12.5	8.8	0.26	0.7	13.70
C-5	5.0	12.5	8.8	0.26	0.5	12.00
C-6	5.0	12.5	8.8	0.26	0.3	9.75

Run No.A1~A6 and B1~B2 : no water outflowing from the downstream(useage of side weir only)

Run No.C1~C6 : diversion flow

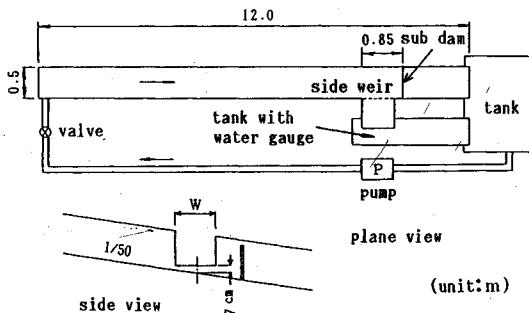


Fig.2 Sketch of experimental flume

討する。

## 2. 実験の概要

横越流量、横越砂量および横越流部を含む上流域の河床変動の間の関係を調べるために、Fig.2 に示すような、水路下流部にダム（貯砂ダム）を設け、その直上流に横越流部を設けた直線水路を用い、Table 1 に示すように、横越流幅、流量、横越流量配分を変えた14 ケースの実験を行った。横越流幅は、水路幅 (50 cm) に等しい場合とその 1/2 および 1/4 の 3 種類とし、また、流量配分比（横越流量／全流量）は 1.0（全流量横越流）と、固定床の状態で 0.7, 0.5, 0.3 の 4 種類である。流量配分比は貯砂ダムの高さによって調節した。なお、水路の全長は 12 m、横越流堰高は 7 cm、横越流部上流端はダムから 85 cm のところである。

Table 1において、シリーズ A および B の実験は全流量横越流、C は横越流分流のケースである。シリーズ A は、平衡状態における横越流に伴うエネルギー損失と平衡河床との関係を調べたものである。シリーズ B においては、前述したように、流量を階段状に変化させたとき、河床高は各流量に対応して変化するが、こ

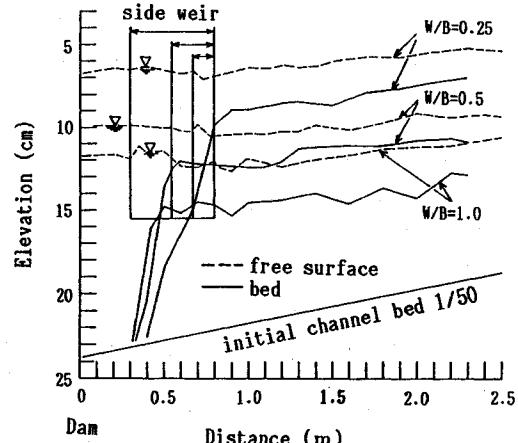


Fig.3 Bed elevations vs. the side weir widths. channel bed aggrades with the decrease of side weir width

の過程における越砂量の遷移過程を調べている。シリーズ C は、流量配分と掃流砂量配分との関係を調べたものである。

いずれのケースにおいても、給砂は固定床の状態から開始し、その量は堆砂勾配が 1/100 になるように定めた。この勾配は、貯水池堆砂が活発におこるような条件を念頭におき、なおかつ実験を容易にするために水路全域で常流になるように設定している。また、横越流幅は本川幅との比を念頭において定めている。実験用砂は平均粒径が 0.6 mm のほぼ一様なものである。越砂量計測は5 分間隔で行うとともに、河床が平衡状態に達したと思われる時点で水面形および河床形状の測定を行った。

## 3. 全流量横越流の場合の越砂と河床変動

### (1) 平衡状態における河床形状と横越流に伴うエネルギー損失

越砂量と河床変動の関係を議論するのに先がけて、横

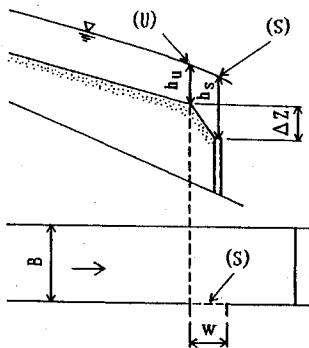


Fig.4 Definition sketch

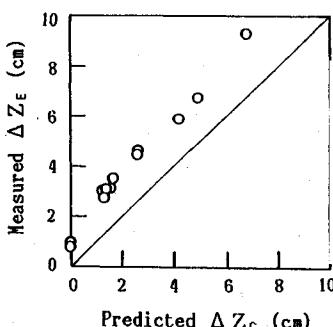


Fig.5 Comparison between predicted for the bed deviation from the results and flume data dam crest

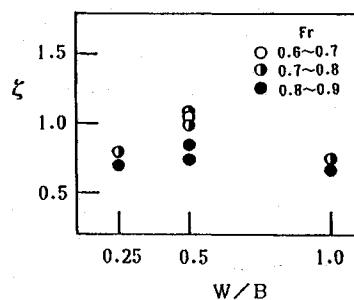


Fig.6 Relation between energy losses and the side weir width

越流に伴うエネルギー損失を調べる。Fig.3は堰幅と河床縦断形との関係を示したもので、流量 $5.0\text{ l/s}$ の場合である。図示のように、横越流幅が小さいほど河床位は高くなる。これは水路幅に対する横越流幅の縮小およびそれに伴うエネルギー損失によるものと思われる。この河床上昇量を評価するため、芦田・江頭ら<sup>7)</sup>の砂防ダムの水通し部の断面縮小に伴う河床上昇量 $\Delta Z$ の推定式を適用してみる。

Fig.4を参照すると、同式は、横越流堰断面とその直上流断面（河床が $\Delta Z$ 上昇した断面）の間のエネルギー式、連続式、流砂量式より、つぎのように表される。

$$\Delta Z = h_s [(1 - \alpha^2) Fr_s^2 / 2 + 1 - \gamma / \alpha] + h_f + h_L \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 $h_s$ は堰断面での水深、 $h_f$ は摩擦損失、 $h_L$ は形状損失、 $\alpha = u_{**} / u_{*}$  ( $u_{**}$ 、 $u_{*}$ は、それぞれ横越流堰断面およびその直上流断面における摩擦速度である。)、 $\gamma = W/B$ で、 $\alpha$ は流砂量式により定まる。流砂量式に芦田・道上式を用い、上式において、 $h_f$ 、 $h_L$ を無視して求めた河床上昇高 $\Delta Z_c$ と実験値 $\Delta Z_E$ を比べたのがFig.5である。堰では限界流としている。図示のように、実験値 $\Delta Z_E$ の方が計算値 $\Delta Z_c$ より大きくなっている。摩擦損失 $h_f$ は通常微小であるので、 $\Delta Z_E$ と $\Delta Z_c$ との差は横越流に伴うエネルギー損失によるものと推察される。そこで、 $h_L = \Delta Z_E - \Delta Z_c$ として、横越流に伴うエネルギー損失を次式のように表し、損失の大まかな値を把握する。

$$h_L = \zeta (v_s^2 / 2g) \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 $\zeta$ は横越流に伴うエネルギー損失係数、 $v_s$ は横越流堰断面における平均流速である。上式により、 $v_s$ を限界流速として求めた $\zeta$ と横越流幅比 $W/B$ （ $W$ ：横越流幅、 $B$ ：水路幅）との関係を調べたのがFig.6である。 $W/B = 0.25$ の場合を除くと、 $W/B$ が小さいほど $\zeta$ は大きくなる傾向を示している。水路幅に対する横越流幅の断面縮小率が大きいほど $\zeta$ は大きくなると考えられるが、 $W/B = 0.25$ の $\zeta$ は、 $W/B = 1.0$ の場合と同程度の値となっている。これは、河床が十分に平衡状態に

達していなかったためと思われる。一方、フルード数 $Fr$ に関しては、 $Fr$ が大きいほど $\zeta$ は小さくなる傾向がみられる。 $\zeta$ に関しては、さらに検討する必要があるが、図示のように、おおむね $0.7 \sim 1.2$ 程度の値となっている。

## (2) 流量変化に伴う越砂量の変化

前述のように、定常流の平衡河床高は流量、横越流幅および流砂量に規定されるが、流量が変化する場合には、河床は時々刻々の流量に対応した平衡形状にならないため、流量と越砂量は $1:1$ に対応しない。上述のエネルギー損失の成果を一次元流れの支配方程式に適用し、流量変化時の越砂量が正しく評価できるかどうか検討する。

まず、流量を階段状3段階に変化させた場合の越砂量に関する実験結果をFig.7に示す。図示のように、流量が変化しても、すぐには給砂量=越砂量とはならず、越砂量の追随が遅れる。この遅れは、河床変動と密接に関係している。つまり、流量が急激に増加すると、堰上げのため、横越流堰近傍の掃流力が一時的に減少するばかりでなく、河床は(1)式で示されるような高さに遷移し、その遷移過程に流砂が使われる。そのため、越砂量は給砂量より小さくなる。一方、流量が急激に減少すると、逆に、低下背水が助長され、横越流堰近傍の掃流力が大きくなっている、越砂量は給砂量より大きくなる。

上図と下図との比較より、横越流幅の違いは流量増大時に現れ、横越流幅の小さい方が時間遅れは大きい。これは、堰幅の小さい方の堰上げが大きくなるためである。なお、同図から知られるように、越砂量は平均値の回りを変動している。これは、河床波や横越流堰周辺の洗掘・埋め戻しによるものである。

さて、上述の一次元支配方程式により、越砂量の算定を試みる。計算において、水路上流端の条件は、実験のものをそのまま用い、堰では支配断面の条件を用いた。さらに、前項で得たエネルギー損失に関する成果(Fig.6)を用いている。この損失は、堰断面とその直上流の断面

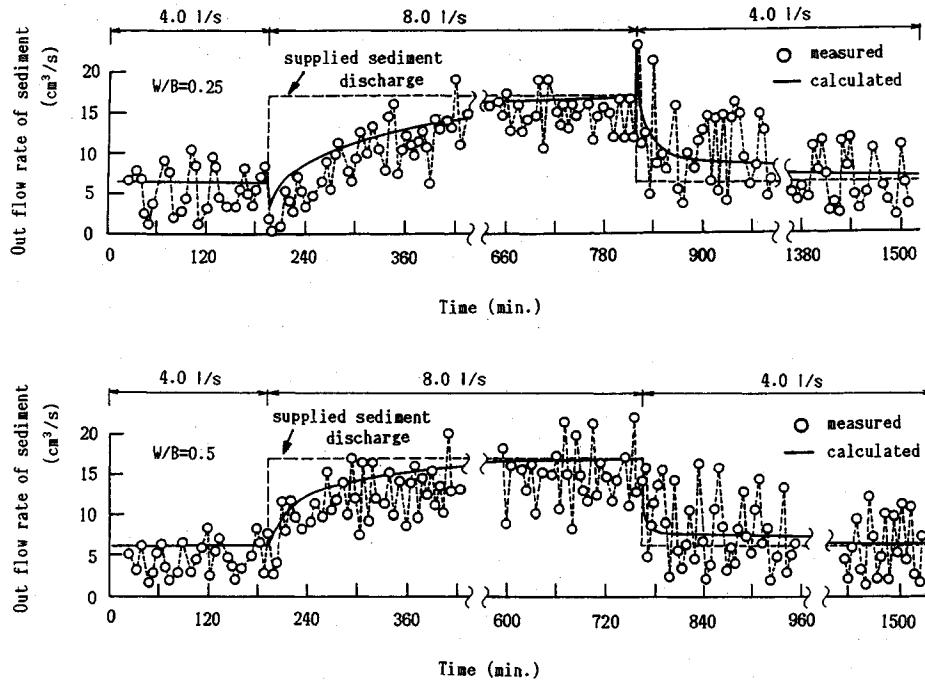


Fig.7 Temporal changes of sediment discharge over the side weir due to an abrupt change of water discharge

の間に考慮している。計算結果を Fig.7 の実線で示す。流砂量式は芦田・道上式を用いている。図示のように、流量の変化に対する越砂量は良くシミュレートされている。なお、河床変動については図示していないが、これも的確に算定されることを付記しておく。

#### 4. 横越流分流の場合の流量・掃流砂量配分と河床変動

堆砂段丘の前進に伴う越砂量の経時変化の一例を Fig.8 に示す。図示のように、越砂は、まず横越流堰から、ついで貯砂ダムから始まる。横越砂量  $Q_{B2}$ 、貯砂ダムからの越砂量  $Q_{B1}$  とともに、かなり変動するが、いずれも、越砂開始から増大し、やがて一定値の回りを変動する。そして、両者の和  $Q_{B1} + Q_{B2}$  は、給砂量  $Q_{B0}$  の回りに変動するようになって、平衡状態に達する。

こうした越砂開始から平衡状態までの流量・掃流砂量配分比の変化をみる。Fig.9 に、流量配分比  $\kappa$  および掃流砂量配分比  $\kappa_g$  と堆砂の位置との関係を調べた一例を示す。横越流幅と水路幅の比は  $W/B = 0.5$ 、初期流量配分比  $\kappa_0$  は 0.3 と 0.5 の場合である。ここに、流量配分比  $\kappa$  は全流量に対する横越流量の比率、掃流砂量配分比  $\kappa_g$  は横越砂量と貯砂ダムからの越砂量の和  $Q_{B1} + Q_{B2}$  に対する横越砂量の比率である。

##### (1) 流量配分に関する考察

Fig.9 に示す実験結果についてみる。流量配分比  $\kappa$  は、いずれのケースも、堆砂が横越流部の上流にあるとき(通

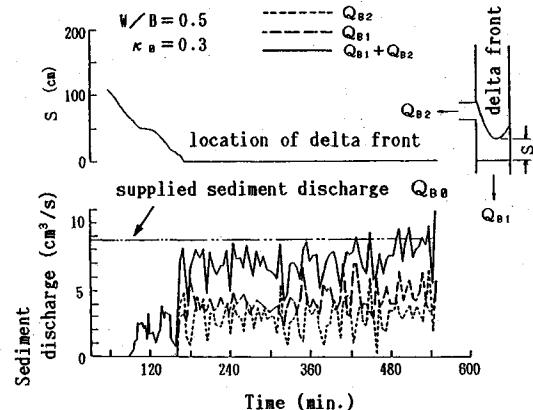
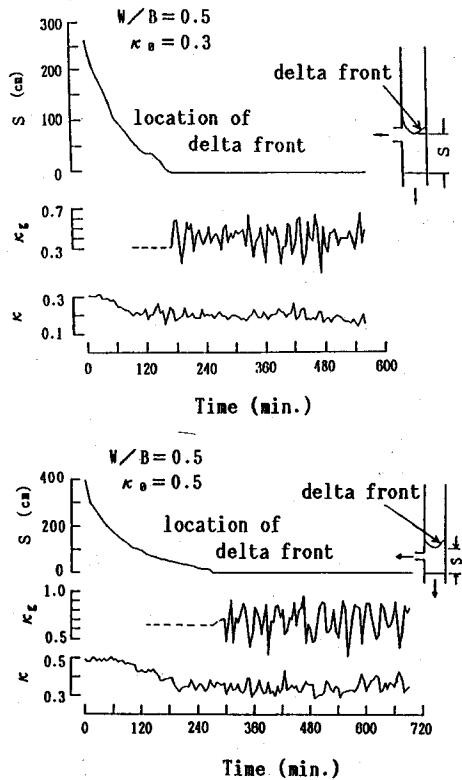


Fig.8 Temporal change of sediment discharge over the side weir due to the movement of delta

水初期)は初期設定値であるが、堆砂が横越流部近傍にさしかかったときから貯砂ダムに達する間に減少する。いずれのケースにおいても、平衡状態の流量配分比  $\kappa$  は、通水初期の流量配分比  $\kappa_0$  の 17%~40% 程度小さくなっている。これは、堆砂の前進に伴う水深の減少によって、流線の曲がりが抑制され、水が流出しにくくなるためと思われる。

ところで、横越流量の算定については、従来より横越流量算定式が提案されている。いま、通水初期および平衡状態における流量配分比の算定に、次式に示す中川・宇民<sup>3)</sup>式を適用してみる。

Fig.9 Temporal changes of diversion ratios;  $\kappa$  and  $\kappa_g$ 

$$q = \frac{2\sqrt{2g}}{3} C \left[ \left\{ (h - D) + \frac{u^2}{2g} \right\}^{1.5} - \left( \frac{u^2}{2g} \right)^{1.5} \right]$$

$$C = 0.94 - 0.83 Fr \quad (Fr \leq 0.6)$$

$$C = 0.5 - 0.1 Fr \quad (Fr \geq 0.6) \dots \dots \dots \quad (3)$$

Fig.10に、上式により計算した流量配分比と実験値を比較している。平衡状態の計算では、実験により得られた断面平均河床の縦断形を与えており、図示のように、通水初期、平衡状態いずれの場合も、計算値と実験値が比較的よく一致しているデータもあれば、そうでないデータもある。これは、流量係数  $C$ によるものと思われる。横越流量式を用いる場合、流量係数に注意を払う必要があるものの、横越流量はおむね上式によって推定されるものと思われる。

## (2) 掃流砂量配分に関する考察

Fig.9に示す実験結果についてみる。図示の掃流砂量配分比  $\kappa_g$  の破線区間は、横越砂開始より貯砂ダムからの越砂開始までの間で、その値は、横越流部上流端から貯砂ダムまでの堆砂量と横越砂量から算出したものである。図示のように、掃流砂量配分比  $\kappa_g$  は変動している。これは、河床波や堰近傍の局所的な河床変動によるものである。

さて、越砂開始から平衡状態まで、越砂量が増加するにもかかわらず、掃流砂量配分比  $\kappa_g$  は一定値の回りに

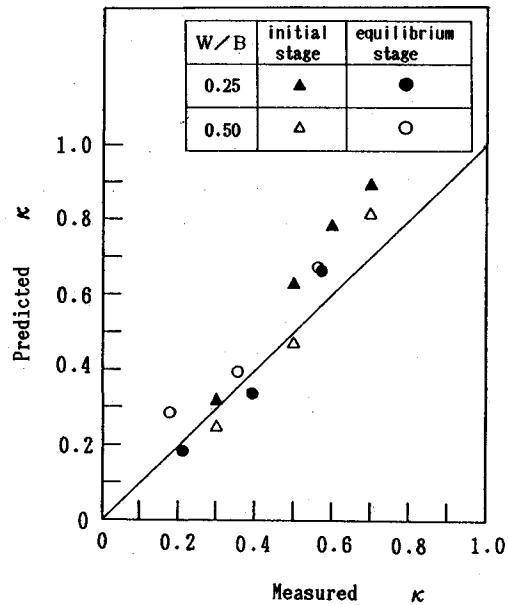
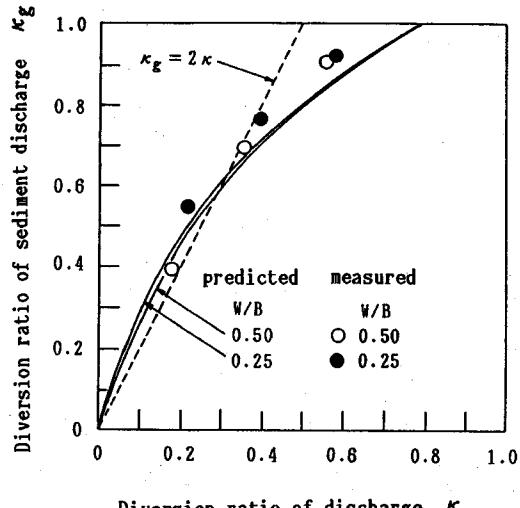


Fig.10 Comparison between predicted result and flume date for diversion ratio of water discharge

Fig.11 Relation between  $\kappa_g$  and  $\kappa$ 

変動し、ほぼ一定とみなせる。そこで、掃流砂量配分比  $\kappa_g$  と流量配分比  $\kappa$  との関係を調べたのが、Fig.11である。図示のように、ほぼ  $\kappa_g = 2\kappa$  なる関係が認められる。これは、掃流砂量配分比が横越流部周辺の流路の平面形状、つまり、直線水路からの横越流であることと、流量配分比とに規定されるためと思われる。また、この関係は、固定床自然分流の結果<sup>8)</sup>とほぼ一致する。

## (3) 横越流部周辺の河床形状

Fig.12に横断方向に平均した河床縦断形を示す。河床高  $Z_d$  は貯砂ダムの天端からの高さである。横越流部周辺を除くと、河床高は、流量配分が同じであれば、横

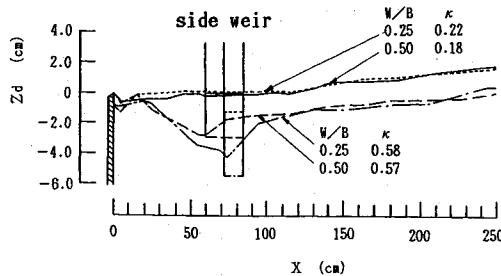


Fig.12 Longitudinal bed profiles measured from dam crest

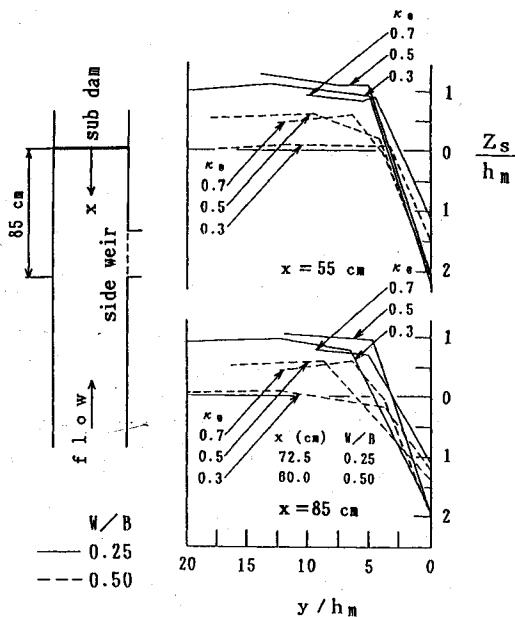


Fig.13 Normalized lateral bed profiles near the side weir

越流幅が違っても、ほぼ等しくなっている。Fig.13に、横越流部周辺の洗掘領域の横断河床形状の一例を示す。縦軸は、横越流堰の天端からの河床高  $Z_s$  を平均水深  $h_m$  で無次元化したものである。右岸側（横越流堰側）の洗掘領域の形状はほぼ相似形である。

## 5. 掃流砂量配分の予測法

Fig.11に示したように、掃流砂量配分と流量配分の関係が、固定床自然分流における関係とほぼ一致するところから、固定床自然分流を対象とした簡単な流況解析を行い、掃流砂量配分の予測法を検討する。

### (1) 上層の流れ<sup>9)</sup>

開水路分流における流速分布に関する実験的研究<sup>10)</sup>によれば、水路床から水深の4割程度の下層を除いた流れは、おおむねポテンシャル流れの適用が可能な領域と考えられる。そこで、ポテンシャル流れを仮定し、フーリエ級数を用いた解析解を導出する。

Fig.14に示すように、OPQRに囲まれた分岐部を含

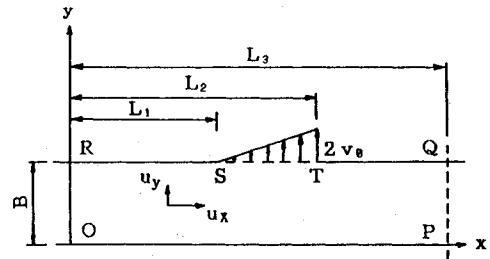


Fig.14 Definition sketch

む領域を考える。O点を原点とし、流下方向をx、水路横断方向をyとする。区間STが開口部で、y軸ORから開口部上流端Sまでの距離を $L_1$ 、Tまでの距離を $L_2$ 、PQまでの距離を $L_3$ とする。また、y軸ORを分流の影響がないところに設定すると、そこでの流速は一様とみなせるから、それを $U_0$ とする。

流れ関数を $\Psi$ 、x方向の流速を $u_x$ 、y方向の流速を $u_y$ とすると、次式が成り立つ。

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Psi}{\partial y^2} = 0 \quad (4)$$

$$u_x = \frac{\partial \Psi}{\partial y}, \quad u_y = -\frac{\partial \Psi}{\partial x} \quad (5)$$

式(4)の解を次式のようにおく。

$$\Psi = U_0 y + \sum_{n=0}^{\infty} H_n \sin \frac{(2n+1)\pi x}{2L_3} \sinh \frac{(2n+1)\pi y}{2L_3} \quad (6)$$

上式における係数 $H_n$ は境界条件より定められる。境界条件として、開口部S-T間ににおける分水路への流出流速を与える必要がある。これまでの実験<sup>10)</sup>を参考にして、Fig.14に示すように、S点で0、T点で $2v_0$ となる三角形分布の流速を仮定する。すると、 $y=B$ における流れ関数 $\Psi_B$ は、

$$U_0 B - \Psi_B = \frac{v_0}{L_2 - L_1} (x - L_1)^2 - \sum_{n=0}^{\infty} A_n \sin \frac{(2n+1)\pi x}{2L_3} \quad (L_1 \leq x \leq L_2) \quad (7.a)$$

$$U_0 B - \Psi_B = v_0 (L_2 - L_1) - \sum_{n=0}^{\infty} D_n \sin \frac{(2n+1)\pi x}{2L_3} \quad (L_2 \leq x \leq L_3) \quad (7.b)$$

と表される。式(6)と式(7)から、 $H_n$ は次式のようになる。

$$H_n = -\frac{A_n + D_n}{\sinh(mB/L_3)} \quad (8)$$

ここに、 $m = (2n+1)\pi/2$ である。一方、流量配分比 $\kappa$ （分水路流量/全流量）は、

$$\kappa = v_0 (L_2 - L_1) / U_0 B \quad (9)$$

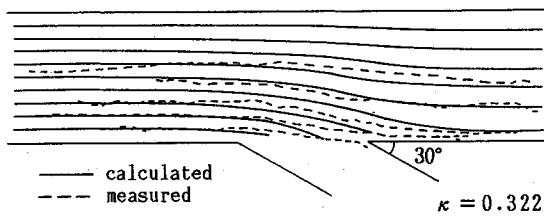


Fig.15 Stream lines of upper layer

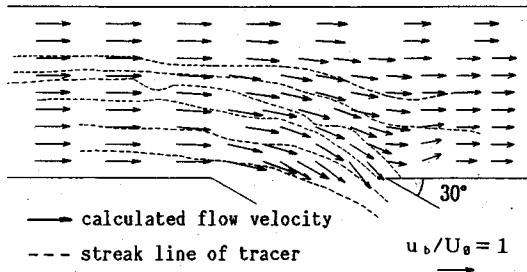


Fig.16 Pattern of flow velocity of bottom layer

と表されるから、流れ関数は次式のようになる。

$$\Psi = U_0 y - \kappa U_0 B \sum_{n=0}^{\infty} C_n \sin \frac{mx}{L_3} \sinh \frac{my}{L_3} \quad \dots \dots \dots (10)$$

ここに、

$$C_n = 4 \left[ \frac{L_3}{L_2 - L_1} \sin \frac{mL_2}{L_3} - \frac{2}{m} \left( \frac{L^3}{L_2 - L_1} \right)^2 \cdot \sin \frac{m(L_1 + L_2)}{2L_3} \sin \frac{m(L_1 - L_2)}{2L_3} \right] / m^2 \sinh(mB/L_3) \quad \dots \dots \dots (11)$$

簡単な形で表示される流れ関数が得られた。流量配分比  $\kappa$  が与えられれば、式 (10) により、流線や流速分布が容易に求められる。

式 (10) の適用性を固定床自然分流実験<sup>8)</sup>の結果と比較検討する。Fig.15 に流線形状の計算値と実測値を比較している。開口部近傍を除くと、計算流線の形状と実験流跡線の形状は比較的よく一致している。開口部近傍における計算流線の形状と実験流跡線のずれは、開口部において仮定した流速分布によるものと思われる。上層の流れは式 (10) で十分に説明できることが認められる。

### (2) 下層の流れ

掃流砂量配分は下層の流れに規定される。そこで、上層の流れに、分岐に伴う二次流を重ね合わせることによって、下層の流れを表す。いま、分岐に伴う二次流を、一樣弯曲流において提唱されている次式で表す

$$V'_b = N_* \frac{h}{r} q_b \quad \dots \dots \dots (12)$$

ここに、 $h$  は水深、 $r$  は水路の曲率半径、 $q_b$  は流線の接線方向の底面流速、 $N_*$  は係数である。上式を用いる場合、任意の位置における水深および曲率半径を知る必要

がある。

水深  $h$  は、近似として比エネルギー一定の条件より、

$$\frac{h}{H_0} = 1 + \left( 1 - \frac{q^2}{U_0^2} \right) Fr_0 \quad \dots \dots \dots (13)$$

と表す。ここに、 $H_0$ 、 $Fr_0$  は、それぞれ Fig.14 に示される OR における水深およびフルード数、 $q$  は上層の流線の接線方向の流速で  $q^2 = u_x^2 + u_y^2$ 、 $g$  は重力加速度である。

曲率半径  $r$  は流線より求め、底面流速  $q_b$  を上層の解  $q_b^2 = q^2$  で表す。そして、下層の流速  $u_b$  を、 $u_b^2 = u_{bx}^2 + u_{by}^2$ 、 $u_{bx} = u_x + v'_{bx}$ 、 $u_{by} = u_y + v'_{by}$  として、下層の流速ベクトルを求める。

式 (12) の係数  $N_*$  の値は、Engelund<sup>11)</sup>によれば、平衡河床において  $N_* = 7$  であるが、平衡河床と平坦河床とでは  $N_*$  は異なるようである。たとえば、蛇行流路における芦田・江頭・足立<sup>12)</sup>の検討結果をみると、平坦河床では 1~2、平衡河床では 7 程度になるようである。そして、平坦河床の分流場において  $N_* = 7$  を適用すると、計算結果と実験結果とはかなりずれる。そこで、 $N_* = 2$  を用いて計算を行った。その他の計算条件は、上層の流れの検討に用いた実験値を用いた。Fig.16 に、計算により得られた流速ベクトルと実験により得られた流跡線を比較している。計算で得た流向と流跡線はよく一致している。このような議論によれば簡単に下層の流れが知られる。

### (3) 掃流砂量配分

掃流砂量配分比  $\kappa_g$  は、Fig.17 に示すような、下層における分流の境界流線の幅比  $b/B$  に相当すると考えられる。そこで、下層における流向より分離流線を求め、

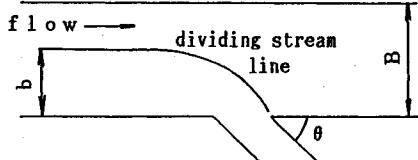
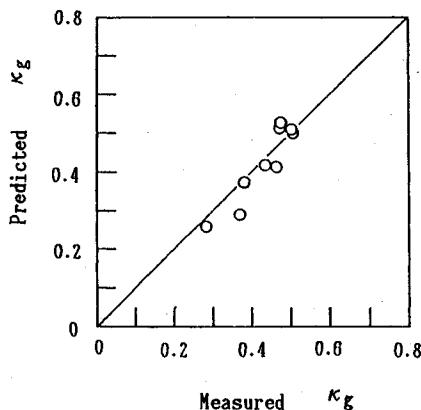


Fig.17 Definition sketch

Fig.18 Comparison between predicted results and flume data for  $\kappa_g$ 

掃流砂量配分比  $\kappa_g (= b/B)$  を算出する。Fig.18 に掃流砂量配分比  $\kappa_g$  の計算値と固定床自然分流の実験値を比較している。計算値と実験値はよく一致し、この方法の妥当性が知られる。

さて、この方法を移動床横越流の掃流砂量配分比の算定に適用してみる。ところで、この場合の  $N_*$  は、前述のように、平坦河床における値より大きくなるようである。村本・坂本・吉村<sup>13)</sup>は、弯曲部の河床変動解析で  $N_* = 11$  を用いてよい結果を得ている。芦田・江頭・足立<sup>12)</sup>の研究においても  $N_* = 11$  を用いている。そこで、これらの研究を参考に  $N_* = 11$  とした。Fig.11 に計算結果を実線で示す。図示のように、流量配分比が大きくなると、計算値は若干小さく見積られているが、両者は比較的よく一致し、横越流堰を有する移動床水路においてもこのような簡単な方法で掃流砂量配分比が推定されるものと思われる。なお、流量配分比が大きい場合は、より強制的に横越流させる場合であり、そのため、二次流の強度がより強くなつて、計算値は実験値より小さくなつたものと思われる。

上の議論において、 $N_*$  の一般性については検討をするが、固定床自然分流の場合には  $N_* = 2$ 、移動床の場合には  $N_* = 11$  とすると、実験結果を比較的よく説明し得る。移動床の場合の  $N_*$  が大きいのは、局所的な河床形状の影響を受け、流れが横越流堰側に集中し易くなつて、二次流が発達するためと思われる。

## 6. 結 語

横越流に伴う越砂量と河床変動について、越流幅や流量をパラメータとして実験的検討を行った。得られた主要な結果は以下のとおりである。

1) 横越流に伴う河床上昇は、横越流幅が小さいほど大きくなることを示すとともに、河床上昇は堰上げのみならず、横越流に伴うエネルギー損失の影響も大きいことを明らかにした。

2) 横越流に伴うエネルギー損失は、横越流幅が小さいほど、フルード数が小さいほど大きくなる傾向を示すとともに、損失係数の値は大まかに 0.7~1.2 程度であることを示した。

3) 全流量横越流の条件下において、流量変化に伴う越砂量の遷移過程を明らかにした。流量変化に対応した流砂の遅れは、貯砂ダム排砂水路の系の機能を考えるときに重要な意義を持っている。

4) 分流の条件下において、堆砂の前進に伴う流量・流砂量配分比の変化を示すとともに、本実験における流量配分比と流砂量配分比の関係は自然分流の結果とほぼ一致し、 $\kappa_g \approx 2\kappa$  となることを示した。

5) 分流の場合の横越砂量の算定に関し、ポテンシャル流理論と二次流モデルを重ね合わせる簡単な予測法を提案し、これと実験値とを比較検討することによって、その妥当性を示した。

## 参 考 文 献

- 1) I.H.P. : Method of computing sedimentation in lake and reservoirs, UNESCO, Paris, pp.75-77, 1985.
- 2) ダム水源地環境整備センター：ダム貯水池の堆砂対策, pp.100-102, 1989.
- 3) 中川博次・宇民正：横越流分水工の機能設計に関する研究, 京都大学防災研究所年報第 9 号, pp.539-550, 1966.
- 4) Subramanya, K. and Awasthy, S.C. : Spatially varied flow over side-weirs, Proc. ASCE, Vol. 98, HY1, pp.1-10, 1972.
- 5) Raju, K.G., Prasad, B. and Gupta, S.K. : Side weir in rectangular channel, Proc. ASCE, Vol. 105, HY5, pp.547-554, 1979.
- 6) 芦田和男・江頭進治・川合茂・安達慎也：横越流堰の流砂調節に関する実験的研究, 水工学論文集第 35 卷, pp.507-512, 1991.
- 7) 芦田和男・江頭進治・村岡猛・里深好文：砂防ダムの流出土砂機能に関する研究, 京都大学防災研究所年報第 30 号 B-2, pp.421-437, 1987.
- 8) 川合茂・芦田和男：固定床開水路分流における流量・流砂量配分比に関する実験的研究, 土木学会論文集第 405 号 / II-11, pp.139-146, 1989.
- 9) 杉本修一・川合茂：分流に関する一理論解, 舞鶴工業高等専門学校紀要, 第 14 号, pp.74-82, 1979.
- 10) 田中祐一朗・川合茂：分岐部周辺の流れの機構に関する

- 実験(2), 土木学会32回年次講演会講演集第II部,  
pp.313-314, 1977.
- 11) Engelund, F. : Flow and bed topography in channel bends,  
Proc. ASCE, Vol.100, HY11, pp.1631-1648, 1974.
- 12) 芦田和男・江頭進治・足立幸郎:蛇行水路における河床  
変動に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第31号,  
B-2, pp.443-459, 1988.
- 13) 村本嘉雄・坂本忠彦・吉村知司:弯曲水路の河床変動に  
関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第11号B,  
pp.291-310, 1968.

(1992.9.14受付)

## VARIATION OF SEDIMENT DISCHARGE OVER THE SIDE WEIR AND BED VARIATION IN STRAIGHT OPEN CHANNEL

Shigeru KAWAI, Shinji EGASHIRA and Kazuo ASHIDA

The present study describes sediment discharge over the side weir and bed variation in a straight open channel, which are associated with sediment problems of a bypass channel. Energy losses due to the usage of side weir are discussed experimentally in the case that total flow discharge is drained from the weir. Sediment discharge over the side weir and bed variation are predicted well in terms of one dimensional governing equations and the results of the energy losses. It is basically important to estimate how water and sediment are diverted to a side weir, in the case that part of the flow discharge is drained over the side weir. A simple method for predicting the diversion ratios of sediment as well as of flow water is developed. Calculated results of the ratios coincide with experimental data.