

横越流堰の流砂調節に関する実験的研究

Experimental Study on Mechanism of Sediment Control of Side Weir

芦田和男*・江頭進治**・川合 茂***・安達慎也****

By Kazuo ASHIDA, Shinji EGASHIRA, Shigeru kawai and Shinya ADACHI

The mechanism of sediment control of side weir is investigated with attention focussed on bed load and bed variation, using a rectangular flume with main and side weirs.

Discussions are made on the energy-loss due to local flow around the weir, the relation between the sediment rating curve and bed variation, the diversion ratio of sediment and the dividing discharge ratio. Such sediment phenomena can be evaluated roughly in terms of one dimensional analysis.

Keywords : sediment control, bed load, bed variation, side weir, dividing flow

1. 緒 言

治水・利水の目的で、ダム、堰、床止め等の構造物がよく用いられる。こうした構造物の設置にともなつて、河床変動が誘起され、その結果、流砂の調節が行われる。適切な河道の維持管理を行うためには、構造物による調節機能を明らかにする必要がある。特に、横越流堰による流砂調節は、分流における流砂量配分や貯水池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を検討する上で重要である。砂防ダムや床止めの流砂調節機能に関しては、芦田・江頭・里深ら^{1), 2)}によつてかなり明らかにされている。分流に関しては、分流部周辺に水制やベーンを設置した2, 3の研究^{3), 4), 5)}が散見される程度である。基本的な横越流堰の流砂調節機能を明らかにする必要がある。

横越流堰の流砂調節は、横越流幅、ピーク流量、洪水継続時間等によつて規定されると思われる。本研究は、これらの間の基本的な関係を明らかにするため、流量や横越流幅を変えて、全流量が横越流する場合と本川ダムによつて流量の配分調節をした分流の場合の2種類の実験を行った。そして、全流量が横越流する場合について、横越流に伴うエネルギー損失を示すとともに、越砂特性と河床変動との関係を明らかにし、その予測法について検討する。ついで、分流の場合について、流量配分と流砂量配分の関係を実験的に明ら

* 正会員 工博 京都大学教授 防災研究所
(〒611 宇治市五ヶ庄)

** 正会員 工博 京都大学助教授 防災研究所
(〒611 宇治市五ヶ庄)

*** 正会員 工修 舞鶴工業高等専門学校講師
土木工学科 (〒625 舞鶴市白屋234)

**** 学生員 豊橋技術科学大学 建設工学課程
(〒440 豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1)

かにするとともに、その予測法に関して、留意すべき問題点について若干の検討を行う。

2. 実験

実験水路は、図-1に示すように、幅50cm、長さ12mの直線水路である。水路下流部にダムを設け、その上流に横越流部を設けている。横越流部上流端はダムから85cmのところで、最大横越流幅は50cm、堰高は6cmである。また、水路床勾配は1/50に設定している。

実験は、横越流幅や流量による越砂量および河床変動の変化を調べるため、表-1に示す10ケースについて行った。この内、全流量が横越流する場合8ケース、分流の場合2ケースである。分流の場合、横越流堰高は6cmと一定であるが、本川ダム高は、固定床の状態で流量配分比が0.5になるように調整している。ちなみに、横越流幅 $W=25\text{cm}$ の場合の本川ダム高は12.0cm、 $W=12.5\text{cm}$ の場合は9.6

cmである。いずれの場合も貯水池流入土砂の防止軽減問題も考慮して、給砂は固定床の状態から開始して、堆砂勾配が1/100になるように定めた。実験用砂は平均粒径が0.6mmで、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測定を行った。

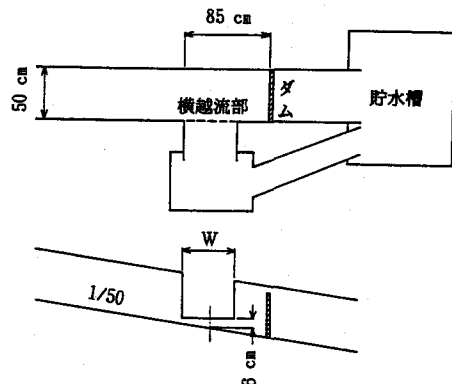


図-1 実験水路概要図

表-1 実験ケースおよび条件

EXP.No	流量 $Q(\text{l/s})$	横越流幅 $W(\text{cm})$	給砂量 $Q_s(\text{cm}^3/\text{s})$	τ_*	備考
A-1	5.0	50.0	8.8	0.28	全 流 量 横 越
A-2	8.0	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	
B	5.0	25.0	8.8	0.28	
C	5.0	12.5	8.8	0.28	
D-1	4.0→8.0 →4.0	25.0	8.3→17.0 →8.3	0.23→0.33 →0.23	
D-2	4.0→8.0 →4.0	12.5	8.3→17.0 →8.3	0.23→0.33 →0.23	
E	5.0	25.0	8.8	0.28	分 流
F	5.0	12.5	8.8	0.28	

3. 全流量横越流の場合の越砂と河床変動

3.1 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に先がけて、堰幅と河床高との関係を調べる。図-2は堰幅と河床縦断面との関係を示したもので、流量5.0 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。これは砂防ダムにおける土砂調節機構と同じで、堰上げと横越流に

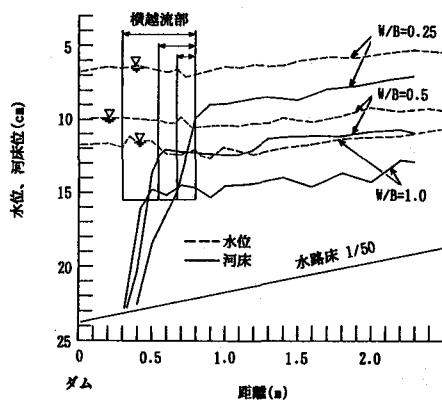


図-2 横越流幅と河床高

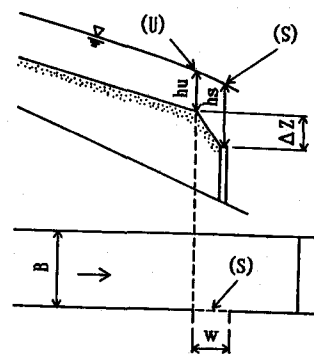


図-3 定義図

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 ΔZ の検討に、芦田・江頭ら¹⁾の検討方法を適用してみる。図-3を参照し、横越流堰断面とその直上流断面の間のエネルギー式、連続式、流砂量式より河床上昇量 ΔZ は、

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

と表わされる。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、 $\alpha = u_{su} / u_{ss}$ 、 $\gamma = W/B$ で、 α は流砂量式により定まる。なお、流砂量式としては芦田・道上式を用いている。上式において、 h_f 、 h_L を無視して求めた河床上昇高 ΔZ_c と実験値を比べたのが図-4である。堰では限界流としている。図示のように、実験値の方が計算値より大きくなっている。この差が横越流に伴う損失による上昇分 ΔZ_L であると推察される。エネルギー損失による上昇量 ΔZ_L は $\Delta Z_L = (0.4 \sim 1.0) \Delta Z_c$ となっており、河床上昇に寄与するエネルギー損失の影響の大きさが知られる。

さて、非定常流の条件下において、越砂量を的確に推定するためには、横越流部近傍における河床変動を的確に推定できることが前提となる。そのためには横越流に伴うエネルギー損失を知る必要がある。この損失は、横越流近傍の渦に依存するが、これを直接求めるのは容易ではない。そこで、横越流に伴うエネルギー損失を次式のように表わし、損失の大まかな値を把握する。

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

ここに、 ζ は横越流に伴うエネルギー損失係数である。上式により求めた ζ 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図-5である。 w/B が小さいほど ζ は若干大きくなる傾向が見られるが、おおむね0.7~1.2程度の値となっている。 $w/B=0.25$ のとき、 $w/B=0.5$ の場合より小さい値を示している場合が多い。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。また、 $w/B=1$ においても $\zeta=0.7$ 程度の値になっており、損失は越流幅の縮小によるものばかりでなく、横越流に伴う流線の曲がりによっても起こっていることが知られる。

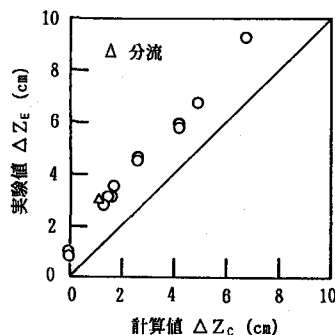


図-4 ΔZ の計算値と実験値

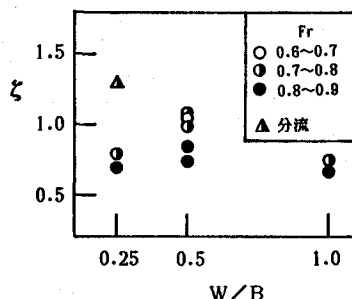


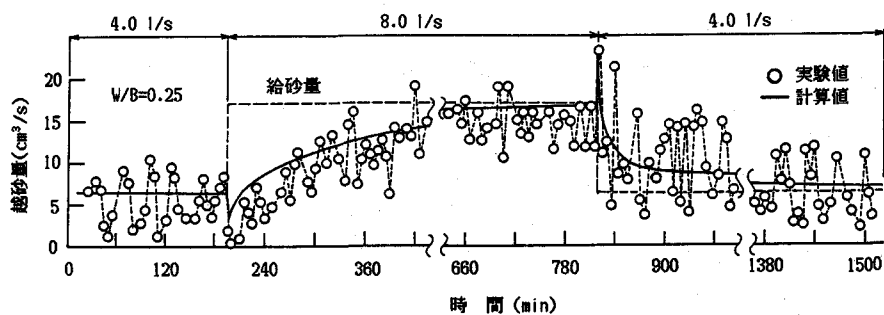
図-5 損失係数と横越流幅比

3. 2 流量変化に伴う越砂量の変化

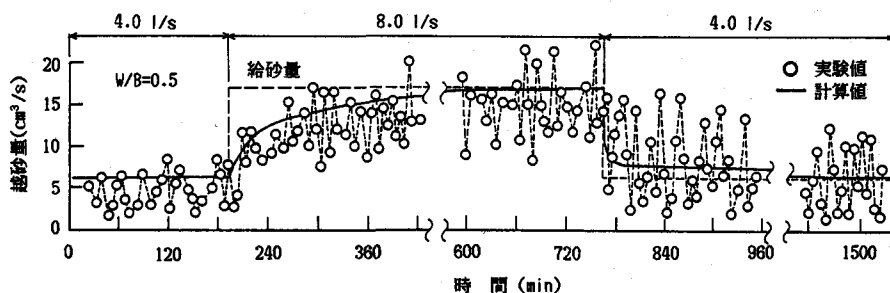
平衡河床高は流量、横越流幅および流砂量に規定される。しかし、非定常流では、河床位と堆砂段丘の位置が流量と1:1に対応しないため、流量と越砂量も1:1に対応しない。その越砂量の遷移過程を調べるため、流量を階段状3段階に変化させた実験を行った。その結果を図-6(a)、(b)に示す。図示のように、流量が変化しても、すぐには給砂量と越砂量とはならず、越砂量の追従が遅れる。この遅れは、河床変動と密接に関係するものと思われる。つまり、流量が急激に増加すると堰上げによって河床は上昇し、越砂量は給砂量より少なくなる。一方、流量が急激に減少すると低下背水が助長され、越砂量は給砂量より多くなるものと推察される。(a)図と(b)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、図-6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が、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。

3. 3 越砂量の遷移過程のシミュレーション

越砂量はかなり変動するが、まずは流量変化に伴う平均的な越砂量の算定が重要である。横越流に伴うエネルギー損失の大まかな値も明らかにされたので、一次元支配方程式により、越砂量の算定を試みる。計算結果は図-6の実線で示される。なお、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。このような場においては、一次元解析を適用できるものと



(a) $W/B=0.25$ の場合



(b) $W/B=0.5$ の場合

図-6 流量変化に伴う越砂量の遷移過程

思われる。

ところで、これまでの結果から、横越流堰による流砂調節は、流量変化や横越流幅による河床変動に起因することが知られる。一方、図-6に示すように、流量変化に対して河床が平衡状態に達するには、かなりの時間を要する。本実験を1/100模型と仮定すると、平衡状態に達するには、100時間以上を要することになる。そこで、洪水時における越砂量の変化を調べてみる。図-7に示す二等辺三角形のモデル洪水 ($Q=100 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow 800 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow 100 \text{ m}^3/\text{s}$, 継続時間: 24時間) を与えるとともに、本実験を1/100模型として、 $w/B=0.5$ と $w/B=0.25$ の2種類の横越流幅に対する越砂量の計算を行った。計算結果を図-7に示す。 $w/B=0.5$ 、 $w/B=0.25$ のいずれの場合においても、洪水末期までは、越砂量は供給流砂量より小さく、越砂量のピークは、供給流砂量および洪水流量のピークより遅れ洪水末期に現れる。その量は、 $w/B=0.5$ の場合、最大供給流砂量の約40%、 $w/B=0.25$ の場合は約30%となっている。洪水末期からは、越砂量は供給流砂量より大きくなる。これは、洪水のピーク後も河床の上昇が続くためである。また、越流幅の小さい方が洪水期間の越砂量は小さく、洪水末期からはその大小が逆転する。これは、越流幅の小さい方が、より長く河床上昇を続けるためである。

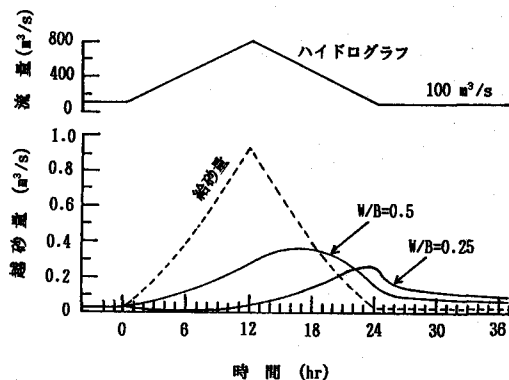


図-7 洪水時における越砂量変化

4. 分流の場合の流量・流砂量配分比

本川ダムからも越流する場合の堆砂の挙動と流量配分比 κ (=横越流流量/全流量) および掃流砂量配分比 κ_g (=横越流越砂量/全越砂量) との関係を調べたのが図-8(a)、(b)である。まず、流量配分比 κ の変化をみる。図示のように、 κ は堆砂が横越流部の上流にあるときは初期設定値の0.5であるが、堆砂が横越流部近傍にさしかかったときから本川ダムに達する間に、 $w/B=0.25$ の場合は $0.5 \rightarrow 0.4$ 、 $w/B=0.5$ の場合は $0.5 \rightarrow 0.35$ と減少する。これは、堆砂の前進に伴う水深の減少によって、流線の曲がり方が抑制されるためと推察される。ついで、流砂量配分比 κ_g についてみる。本川ダムからの越砂は、堆砂がダムに達したときから始まり、平衡状態に達するまで越砂量は増加する。しかし、横越流堰への流砂配分は変動するものの、越砂開始から平均値はほぼ一定である。ちなみに、 $w/B=0.25$ の場合、 $\kappa_g=0.8 \sim 0.9$ 、 $w/B=0.5$ の場合、 $\kappa_g=0.55 \sim 0.85$ 程度になっている。そして、 κ と κ_g の関係はいずれの場合も $\kappa_g \approx 2\kappa$ となる。これは、自然分流における関係^{6)、7)} に一致している。

ついで、一次元解析によってどの程度流量・流砂量配分比を推定できるか検討してみる。このとき、横越流量式として中川・宇民式⁸⁾を適用する。これは次式で与えられる。

$$q = \frac{2\sqrt{2g}}{3} C \left[\left\{ (h-D) + \frac{u^2}{2g} \right\}^{1.5} - \left(\frac{u^2}{2g} \right)^{1.5} \right]$$
$$C = 0.94 - 0.83Fr \quad (Fr \leq 0.6), \quad C = 0.5 - 0.1Fr \quad (Fr \geq 0.6)$$

..... (3)

表-2(a)に堆砂段丘が横越流部より上流にある状態(通水初期)の流量配分比 κ の計算値と実験値を示す。 $w/B=0.5$ の場合、計算値と実験値はよく一致している。 $w/B=0.25$ の場合、計算値は実験値より少々大きくなっている。このことについては、データを増やして、検討中である。つづいて、堆砂段丘が本川ダムに達した後の流量配分比 κ についてみると、表-2(b)のようになる。計算では横断方向の平均河床(実験値)を与えている。 $w/B=0.25$ 、 $w/B=0.5$ のいずれにおいても計算値と実験値はよく一致している。

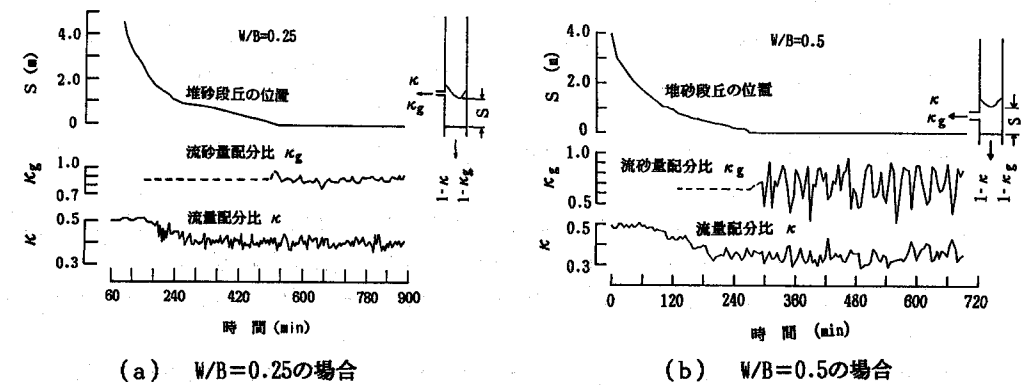


図-8 堆砂の前進と流量・流砂量配分比

表-2 流量配分比の計算値と実験値

(a) 通水初期の場合

	W/B=0.25		W/B=0.50	
	計算値	実験値	計算値	実験値
κ	0.640	0.50	0.523	0.50
κ_g		0.8~0.9		0.55~0.85

(b) 平均河床(実験値)を用いた場合

	W/B=0.25		W/B=0.50	
	計算値	実験値	計算値	実験値
κ	0.337	0.40	0.397	0.35
κ_g		0.8~0.9		0.55~0.85

表-2には流砂量配分に関する計算値は示していないが、堰前面の水深と等流近似から得られる掃流力を用いると、越砂量は実験値よりもかなり小さく推定されることを付記しておく。

5. 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ことを示すとともに、損失係数の大まかな値を示した。
- (3) 全流量横越流の場合、流量変化に伴う越砂量の変化を明らかにするとともに、その算定に一次元解析が適用できることを確かめた。
- (4) 分流の場合、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一致し、 $\kappa_g \approx 2\kappa$ となることを示した。

今後、横越流・分流に伴うエネルギー損失をさらに調べるとともに、一次元解析法の適用性についてさらに検討を進めるつもりである。

参 考 文 献

- 1) 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。
- 2) 芦田和男・江頭進治・里深好文：床止めの侵食制御機構に関する研究、京都大学防災研究所年報第32号B-2、pp.503-515、1989。
- 3) Rouve G.・H. Indlekofer : The Influence of Secondary Motion on the Sediment Distribution in Channel Branches of Mild Slope Flows, IHR, Istanbul Turkiye, A-63, pp.517-527、1973。
- 4) Committee on Sedimentation of the Hydraulics Division : Sediment control Methods, Proc. of ASCE, HY-9, pp.1647-1687、1972。
- 5) 道上正規・村雲治：分岐水路における土砂配分、土木学会32回年講第2部、pp.313-314、1976。
- 6) 田中祐一朗・川合茂：移動床分水工に関する一実験、土木学会30回年講第2部、pp.275-276、1975。
- 7) 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。
- 8) 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。