

1. はじめに 護岸工法として伝統的に用いられてきた水制が、流れに多様性をもたらす手法として再注目されている。また、蛇行した河床形状を創出することで、自然に近い形で瀬、淵を維持することが期待されている。本研究は、実験水路の両岸に交互に設置した水制によって発生する流れ構造、河床形状について検討したものである。

2. 実験の方法 固定床での水理計測実験、移動床での河床変動実験及び河床変動後の水理計測実験を行った。実験水路は長さ 13m、幅 60cm の直線開水路を使用し、水路勾配は 1/500 とした。固定床実験では底面に砂を散布することで粗度の均一化を行い、移動床実験では中央粒径 $D_{50}=0.571\text{mm}$ の一様砂を厚さ 11cm に敷き詰め実験を行った。

固定床実験では透過型、不透過型の 2 種類の水制、移動床実験では透過型水制のみを使用し、計 5 基の水制を等間隔に両岸に交互に設置して実験を行った。透過型水制の模型は、針金、金網で造った型枠に細礫を詰めて作成し、空隙率は体積比で約 22% である。不透過型水制の模型は、鉄磨き棒に亜鉛メッキを施して作成した。水制の大きさは長さ 10cm、幅 10cm とし、固定床実験では高さ 5cm とした。移動床実験では高さ 10cm の水制を砂の中に 5cm だけ埋め、砂面からの高さが 5cm になるように設置した。水制間隔 d は 100cm、80cm、60cm とし、流量 Q は $0.007\text{m}^3/\text{s}$ (非越流)、 $0.013\text{m}^3/\text{s}$ (越流) とした。固定床、移動床での実験条件をそれぞれ表-1、表-2 に示す。

流速計測には 2 成分 1 型電磁流速計、水位計測にはデジタルポイントゲージを使用した。移動床実験では通水時間を 75min とし、通水後の河床形状をレーザー距離計により計測した。また、河床変動後の水理計測は規定時間通水後の河床をセメントによって固定して

から行った。

3. 流量の違いによる影響 (河床変動前) 図-1、図-2 にそれぞれ case3、case4 の $z=2.0\text{cm}$ における流速ベクトル、流下方向流速 u コンターを示す。水制の前方には堰上げのため水面の上昇と共に流速の低下が見られ、水制側方では水はねと水面低下のため流速が増加している。水制の後方は剥離域となり流速は低下している。case4 は case3 と比較して水制背後に入り込む流れが大きくなっているため、剥離域は縮小している。しかし、水制直後の逆流は case3 と比較して大きくなっていることから、水制を越流した際に下降流が発生し、横断方向に軸を持つ渦が生じていることが確認できる。また、主流域での流速は下流に進むにつれて上昇しており、その原因としては後に示す水位 H の縦断分布において、下流に進むにつれて H が減少してい

表-1 実験条件 (固定床実験)

ケース名	透過性	水制間隔 d [cm]	流量 Q [m^3/s]	水深 h [cm]	断面平均流速 u_m [cm/s]	フルード数 Fr
case1	透過	100	0.007	5.0	23.60	0.337
case2			0.013	7.1	31.09	0.374
case3		80	0.007	5.1	23.34	0.332
case4			0.013	6.9	31.80	0.387
case5	不透過	60	0.007	4.9	23.89	0.343
case6			0.013	6.9	31.98	0.390
case7		100	0.007	5.1	23.00	0.324
case8			0.013	7.1	30.88	0.370
case9	80	0.007	5.0	23.45	0.334	
case10		0.013	7.0	31.22	0.376	
case11	60	0.007	4.9	23.95	0.345	
case12		0.013	6.8	32.09	0.392	

表-2 実験条件 (移動床実験)

ケース名	透過性	水制間隔 d [cm]	流量 Q [m^3/s]	水深 h [cm]	断面平均流速 u_m [cm/s]	フルード数 Fr
case1	透過	100	0.007	4.8	24.62	0.359
case2			0.013	6.8	32.05	0.391
case3		80	0.007	4.7	24.97	0.367
case4			0.013	6.8	32.39	0.398
case5	60	0.007	4.7	25.12	0.370	
case6		0.013	6.8	32.24	0.395	

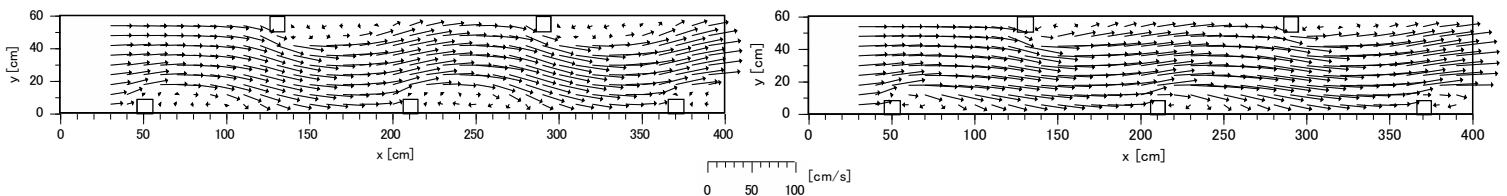


図-1 流速ベクトル (左: case3, 右: case4)

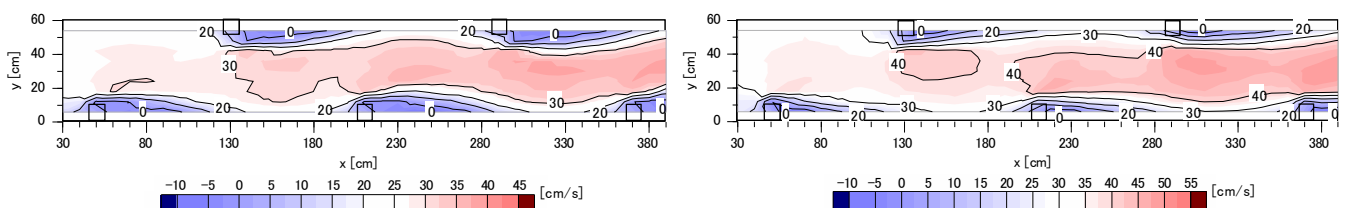


図-2 流下方向流速 u コンター (左: case3, 右: case4)

ることが挙げられる。

図-3 に $z=2.0\text{cm}$ における case3, case4 の横断方向流速 v コンターを示す。水制前方から側方にかけての v の絶対値は、第1, 3, 5水制より第2, 4水制で大きくなっているが、更に多くの水制を設置すれば、左岸側と右岸側で v の絶対値は近い値になることが予想される。case4 は case3 と比較して全体的に v の値が小さくなっていることから、流速が増加することによって v は低下し、より直線的な流れになっていると考えられる。

図-4 に case3, case4 の無次元底面せん断応力 τ_{bx}/τ_{bx30} コンターを示す。 τ_{bx30} は $x=30\text{cm}$ における τ_{bx} の平均値である。 τ_{bx}/τ_{bx30} は流速が増加し水面が低下する水制の斜め後方で卓越しており、水面が元の高さに戻るにつれて小さくなると考えられる。また、case4 では case3 と比較して τ_{bx}/τ_{bx30} は全体的に小さい。これは case3 に比べ水制背後に入り込む流れが強くなり、再付着点距離が短くなったことにより剥離域の幅が縮小し、縮流域の幅が拡張したためであると考えられる。

4. 透過性の違いによる影響 (河床変動前) 図-5,

図-6 にそれぞれ case9 の $z=2.0\text{cm}$ における流速ベクトル、無次元底面せん断応力 τ_{bx}/τ_{bx30} コンターを示す。case9 では case3 と比較して、流速の分布傾向に大きな違いは見られないが、水制後方の再付着点距離が短くなっている。ここで表-3 に Q が $0.007\text{m}^3/\text{s}$ のケースの再付着点距離と剥離域の割合を示す。case9 の τ_{bx}/τ_{bx30} が case3 と比較して全体的に低下しているのは、不透過型水制を用いることによって再付着点距離が短くなったことが原因と考えられる。

5. 水制間隔の違いによる影響 (河床変動前) 図-7

に横断方向流速 v の横断面平均 v_{ave} を示す。各ケース、水制の前方で絶対値が大きくなっており、値の正負は交互に現れている。 Q が $0.007\text{m}^3/\text{s}$ のケースでは第3-5水制の前方の v_{ave} は d が 80cm のケースで最大となっている。 Q が $0.013\text{m}^3/\text{s}$ のケースでも透過型水制を用いたケースで同様の結果となっており、 v は d が 80cm のケースで最も大きくなっていることが分かる。

図-8 に case5 の無次元底面せん断応力 τ_{bx}/τ_{bx30} コンターを示す。case5 の τ_{bx}/τ_{bx30} は case3 と比較して全体的に増大していることが分かる。これは表-3 で

表-3 再付着点距離, 剥離域の割合

ケース名	水制間隔 d [cm]	縮小率 [%]	再付着点距離 L_y [cm]	縮小率 [%]	剥離域の割合 $(L_y/2d) \times 100$ [%]
case1	100		65		32.5
case3	80	20	55	15.4	34.4
case5	60	25	45	18.2	37.5
case7	100		55		27.5
case9	80	20	45	18.2	28.1
case11	60	25	35	22.2	29.2

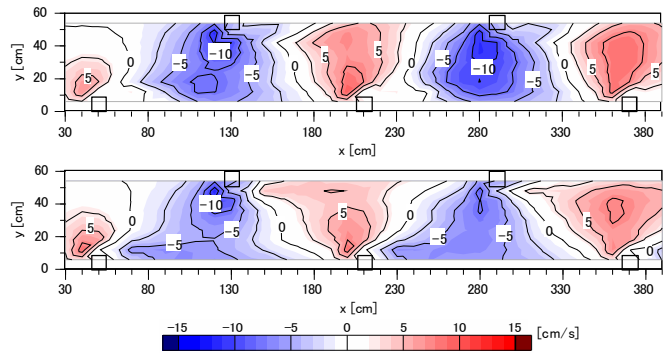


図-3 横断方向流速 v コンター (上: case3, 下: case4)

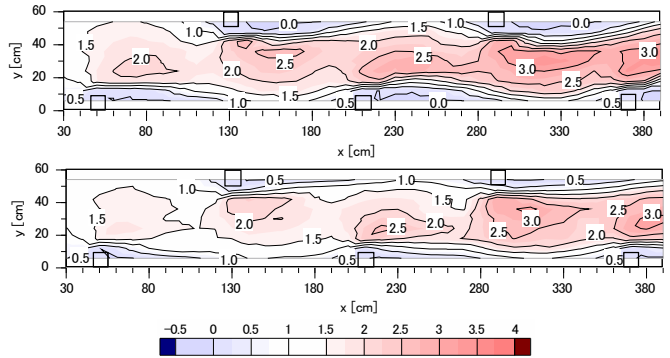


図-4 無次元底面せん断応力 τ_{bx}/τ_{bx30} コンター (上: case3, 下: case4)

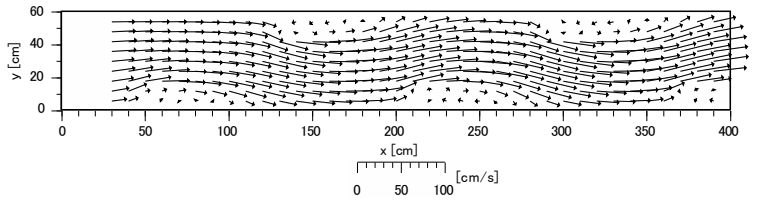


図-5 流速ベクトル (case9)

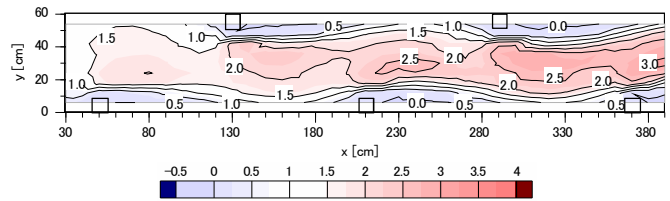


図-6 無次元底面せん断応力 τ_{bx}/τ_{bx30} コンター (case9)

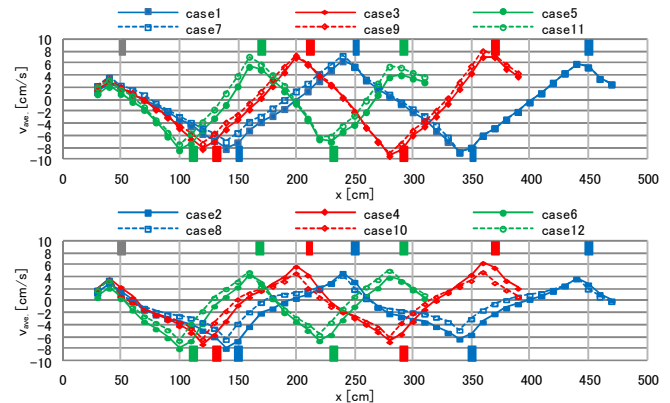


図-7 横断方向流速の横断面平均 v_{ave} (上: $Q=0.007\text{m}^3/\text{s}$, 下: $Q=0.013\text{m}^3/\text{s}$)

示した通り、 d が小さくなったことによって剥離域の水制域全体に占める割合が増加し、縮流域の幅が縮小したためであると考えられる。

図-9に実験及び数値計算から得られた case1, case3, case5 の $y=30\text{cm}$ における水位 H の縦断分布とその近似曲線 (水面勾配 I_s) を示す。数値計算の基礎方程式には、水深平均された開水路平面 2 次元流れの運動方程式及び連続式を用い、乱流モデルには $k-\varepsilon$ model を使用した。また、透過型水制の抗力 F_x を次式で表す。

$$F_x = \frac{1}{2} \rho C_D \lambda h u^2 \quad (1)$$

ここで、抗力係数 C_D と密集度 λ の積 $C_D \lambda$ は 400 とした。各ケース、 H は水制の設置されている横断面の上流側で上昇し、下流側で減少している。また、 d が小さくなるにつれて H の振幅は小さくなり、 I_s は大きくなっている。ここで、 d が小さくなるにつれて I_s が大きくなっていることが、図-8 において case3 と比較して case5 で下流に進むほど τ_{bx}/τ_{bx30} が大きくなっている主な原因だと考えられる。数値計算に関しては、 H の振幅の大きさ、位相に多少の違いは見られるが、 I_s はほぼ一致しているため、水制の抵抗特性については概ね再現できたものと考えられる。また、流れ構造は良好に再現されているものの、横断方向流速は過大評価される傾向が見られた。

6. 河床変動実験の結果と考察

図-10 に case1 と case3 の規定時間通水後の河床変動コンター、河床変動後の流速ベクトルを示す。各ケース、水制周辺に洗掘が現れ、水制の前方から側方にかけては局所洗掘域となっており、局所洗掘域から流下方向には洗掘域が伸びている。また、水制のやや下流側から堆積が発生し、少しずつ主流域方向に傾きながら流下方向に長く堆積している。また、 d が 100cm である case1 と比較して d が 80cm である case3 の方が洗掘、堆積共に大きくなる結果となっている。ここで、図-11 に以下の式を用いて算定した平均洗掘深 z_s 、平均堆積高 z_d を示す。なお、 z_c は初期河床からの変動高さ、 A_s は総洗掘面積、 A_d は総堆積面積を表す。

$$z_s = \frac{1}{A_s} \int_{A_s} z_c dA_s : (\text{if } z_c < 0) \quad (2)$$

$$z_d = \frac{1}{A_d} \int_{A_d} z_c dA_d : (\text{if } z_c > 0) \quad (3)$$

図-11 よりケース間の比較を行うと、 Q が $0.007\text{m}^3/\text{s}$ のケースと比較して $0.013\text{m}^3/\text{s}$ のケースでは z_s 、 z_d 共に大きくなっている。これは Q が増加することによって掃流力が上昇したためであると考えられる。また d の違いに注目すると、 d が 80cm のケースで z_s 、 z_d 共に最大

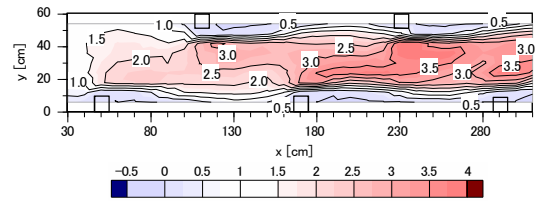


図-8 無次元底面せん断応力 τ_{bx}/τ_{bx30} コンター (case5)

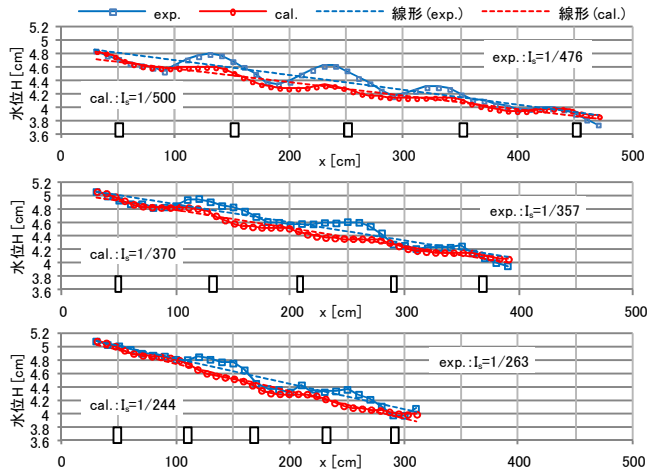


図-9 水位 H の縦断分布 (上から case1, case3, case5)

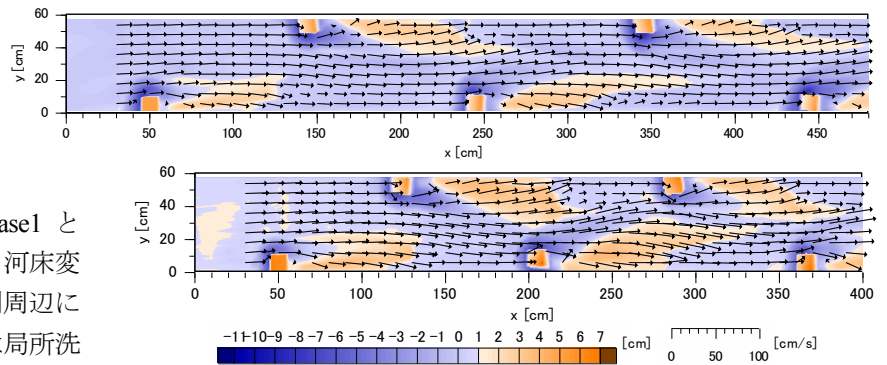


図-10 河床形状コンター, 流速ベクトル (上: case1, 下: case3)

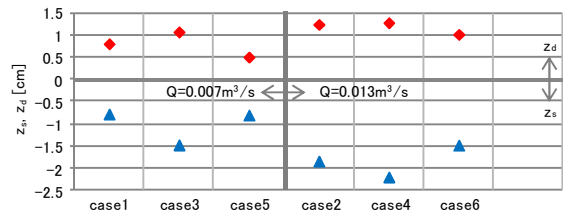


図-11 平均洗掘深 z_s , 平均堆積高 z_d

となっている。この原因については、後の河床変動後の v で示す。

図-10 の流速ベクトルより河床変動後の流れを検査すると、河床変動前の流れと比較して水制後方の剥離域が大きく縮小しており、逆流もほとんど見られない。また、河床変動前の流れでは水制の 40~50cm 前方から流向に変化があり、水制の対岸付近まで水はねによる影響が見られたが、河床変動後の流れでは水制前方

の近い領域を除いて流向に変化はない。そして、水制と対岸付近の流れにも堆積域の影響を除いて流れに変化は見られない。このように、河床変動前は水制による水はねのみに影響を受けて流れが決定していたが、河床変動後の流れは河床の低い領域を通過する流れと堆積域を乗り越える流れによって支配され、流れに対する抵抗を減らすように河床形状が創出されていると考えられる。そのため、河床変動が発生することで河床変動前に存在していた水制後方の大きな剥離域は縮小され、低速域は水制周辺の洗掘域と、堆積域の先端に現れる段差の部分のみとなる。

図-12 に次式で算定される傾斜度 I_{sp} を示し、蛇行形状の評価を行う。

$$I_{sp} = \frac{1}{b^3} \int_b (z - \bar{z})(y - y_c) dy \quad (4)$$

ここで、 b : 河床幅、 \bar{z} : 平均河床高、 y_c : 水路中央の y 座標 (=30cm) である。 I_{sp} は河床の横断方向の傾斜の程度を表す指標である。全ケースを通して、水制付近の横断面で I_{sp} は大きくなっており、その値は Q が $0.007\text{m}^3/\text{s}$ のケースより $0.013\text{m}^3/\text{s}$ のケースで大きい。また、 Q が $0.007\text{m}^3/\text{s}$ 、 $0.013\text{m}^3/\text{s}$ のケース共に、 d が 80cm のケースで I_{sp} は最大となっている。これは d が 80cm である case3 の水制周辺の洗掘が最も大きく、且つ対岸側での堆積も大きいということを表しており、横断方向の傾きが最も大きいと言える。

図-13 に case1 と case3 の河床変動後の横断方向流速 v コンターを示す。河床変動後の v は河床変動前と比較して全体的に絶対値が小さく、横断方向への流れが減少している。このことから横断方向の流れを低減させるように河床変動が生じていると考えられる。また case1 では、値の正負の境界線が水制と次の対岸水制の前方を繋ぐように現れていることから、流速ベクトルからも分かるように水制によってはねられた流れが次の対岸水制に到達する前に、流速の横断方向成分を失っていることが分かる。一方 case3 では、値の正負の境界線が水制と次の水制を繋ぐように現れていることから、水制によってはねられた流れが次の対岸水制に到達していることが分かる。これが先に述べたように、 d が 80cm のケースでの z_s 、 z_d が、ケース間の比較で共に最大になった大きな要因であると考えられる。

図-14 に横断方向流速 v と河床変動、 I_{sp} の相関図を示す。横軸に v_{ave} の絶対値の縦断平均 $|v_{ave}|_{ave}$ 、縦軸に z_s と z_d の絶対値の和 z_{s+d} 、 I_{sp} の絶対値の平均 $|I_{sp}|_{ave}$ を表示している。 Q が $0.007\text{m}^3/\text{s}$ のケースでは、データ間にはそれぞれ大きな相関が見られ、 v が大きくなるにつれて大きな河床変動、蛇行が生じていることが分かる。 Q が $0.013\text{m}^3/\text{s}$ のケースでは、case6 において v の大き

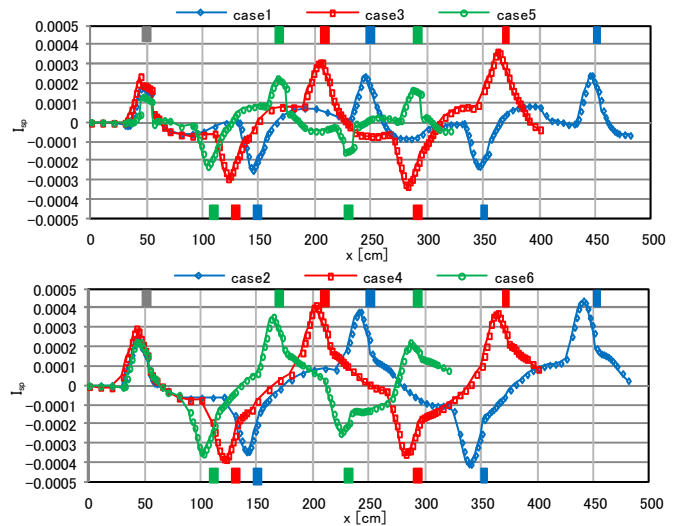


図-12 傾斜度 I_{sp} (上 : $Q=0.007\text{m}^3/\text{s}$, 下 : $Q=0.013\text{m}^3/\text{s}$)

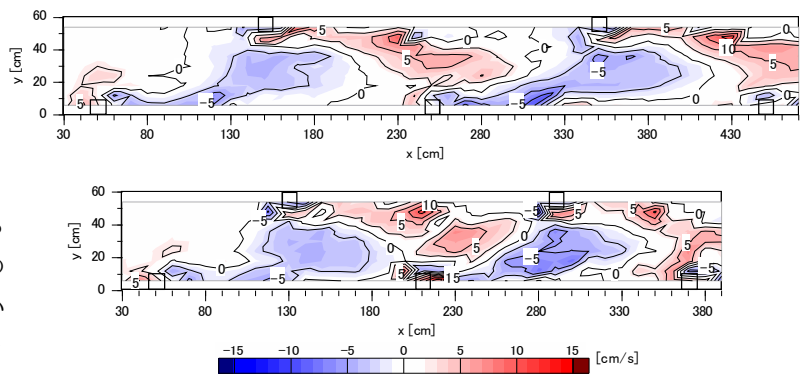


図-13 横断方向流速 v コンター (河床変動後)
(上 : case1, 下 : case3)

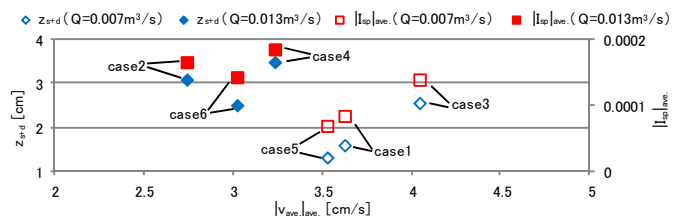


図-14 横断方向流速 v と河床変動、傾斜度 I_{sp} の相関図

きの割りにそれほど大きな河床変動、蛇行が生じなかったため図のような結果となった。

5. おわりに 水制を河道の両岸に交互に設置することで、河床の横断方向の傾斜を交互に変化させ、蛇行流路を形成することができた。そして、その傾斜が最大となる d を示すことができた。

また、出水時に安全に水を流すという面においては、変動後の河床の方が安全性を期待出来ることが分かった。一方で、河床変動が発生することによって多くの低速域が失われることが分かった。出水時に安全に水を流しつつ、河床変動後も水生生物の休憩場所を如何に維持するかが、実用化に向けての課題である。