

LSPIV法による水制周辺部の平水時および洪水時 流れに関する検討

VELOCITY MEASUREMENTS AROUND NON-SUBMERGED AND SUBMERGED SPUR DYKES BY MEANS OF LARGE-SCALE PARTICLE IMAGE VELOCIMETRY

藤田一郎¹・武藤裕則²・嶋津良郎³・椿 涼太³・綾 史郎⁴

FUJITA Ichiro, MUTO Yasunori, SHIMAZU Yoshiro, TSUBAKI Ryota and AYA Shiro

¹正会員 学博 神戸大学助教授 都市安全研究センター (〒657-8501 神戸市灘区六甲台 1-1)

²正会員 Ph.D 京都大学助手 防災研究所附属災害観測実験センター (〒612-8235 京都市伏見区横大路下三栖東ノ口)

³学生会員 神戸大学大学院自然科学研究科前期課程 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台 1-1)

⁴正会員 博(工) 大阪工業大学教授 工学部都市デザイン工学科 (〒535-8585 大阪市旭区大宮 5-16-1)

Field observations on the surface flow were carried out in a straight reach of the Uji River. Velocity distributions on the water surface were obtained based on the captured video images by means of large-scale particle image velocimetry (LSPIV). Flow structures around spur dykes are studied for both non-submerged and submerged cases.

It is clearly seen that, for both cases, the dykes are working as an additional roughness. Their effect on channel conveyance capacity is estimated in terms of the effective channel width calculated from the velocity distributions. It is also of interest that the maximum velocity filament appears at a different position as the water depth varies in case of the channel with single-side dykes such as studied here. In addition, large-scale boils shedding from the submerged dykes are clearly observed and their origin and advection mechanisms are also evaluated.

Key Words: Field observation, velocity measurements, large-scale particle image velocimetry (LSPIV), spur dyke, flooding, channel conveyance capacity, boil

1. はじめに

河道, 特に水際部における環境面の機能を保全・復元する方策として, 緩斜面を含む変化に富んだ地形を創出することが試みられている. そのような方策の1つとして, 近年水制やわんどが注目され, 従来からあるものの整備や新たな施工が各地で進められている. これらは主として水制やわんどによる流速低減効果を期待してのことであるが, その治水面に与える影響は十分に検討されているとは言えない. また, 水制周辺部やわんど内部の流況は水深に応じて変化し, 特に洪水時にはその流況は複雑な三次元性を呈するため, 局所的な土砂動態や河道における河床変動に与える影響も大きいにもかかわらず, この面での検討は未だ十分ではない.

水制を対象とした最初の系統的な実験は秋草ら¹⁾によって実施されたが, その後は河川工法の変化に伴い長らく本格的な検討対象とはならなかった²⁾. この間, 彎曲部における側岸浸食対策として水制工の配置に関する検討³⁾などがなされているが, 再度脚光を浴びるのは上述の環境意識の高まりを背景とした近年になってからである. そこでは, 非越流時の水制を対象とした流れと交換現象⁴⁾や乱れと水面変動⁵⁾, 越流時における流れ⁶⁾や河床変動^{7, 8)}, あるいは単一わんどを対象とした検討^{9, 10, 11)}などが主と

して実験的に進められている. しかしながら実河川における水制周辺部の流れを対象としたものは二, 三の例^{12, 13)}を除いて数少なく, 平水・洪水といった水理条件の変化をも考慮したものはあまり見られない.

本研究では, 片岸に水制群を有する河道直線部において, 非越流状態(平水時)と越流状態(洪水時)の両者を対象として表面流の観測を行い, LSPIV法¹⁴⁾によって得られた詳細な速度分布に基づいて, 水制周辺部の流れの構造について検討を行った. 同一地点における平水時と洪水時の流況の差異を詳細に吟味するのみならず, 洪水時に水制後流部に発生するボイルの挙動についても検討を行った. また, 水制の存在によって河道が受ける影響について主として疎通能の観点から検討した.

2. 観測および解析手法

(1) 観測地点および観測方法

観測は淀川水系宇治川 42.8kp 付近(京都市伏見区)において行われた. 観測地点は, 図-1 に示すように緩やかな彎曲部に続く直線部であり, 低水路右岸沿いに天端長さ 10m の石積水制が 40m の間隔で 4 基設置されている(図-2). 観測区間における河道断面の比高は図-3 に示すとおりである. 観測は, 平水時

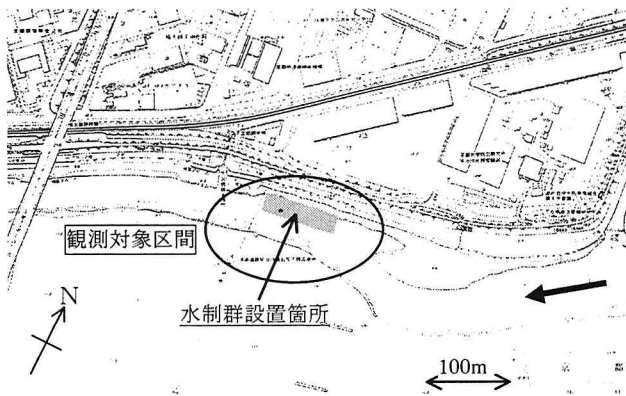


図-1 現地観測地点の概要（宇治川 42.5kp~43.3kp）



図-2 現地観測地点の概要（第2～第4水制）

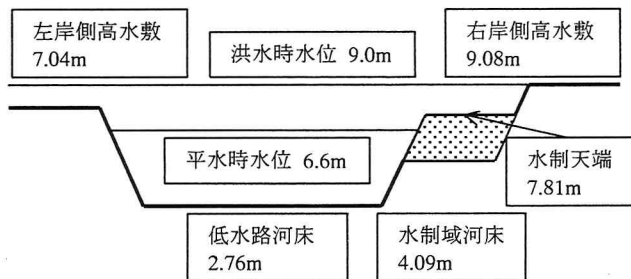


図-3 観測区間における標準断面比高（数値はO.P.+）

（2002年7月3日）にはトレーサ（Vフォーム）¹⁵⁾を用いて表面流況を可視化し、観測地点の北側に隣接する京都大学宇治川水理実験所敷地内の気象観測鉄塔（高さ55m）の高さ28mおよび40mに設置したビデオカメラにより撮影した。洪水時（2002年7月11日）にはトレーサを散布するのが困難であったため、水面の微少な凹凸に伴う反射光の差異を利用したイメージを用いることで解析を行っている。観測時の流量は平水時が約 $91\text{m}^3/\text{s}$ 、洪水時が約 $398\text{m}^3/\text{s}$ （いずれも向島水位流量観測所データ）、水深は水制域における平均で平水時が約2.5m（水位O.P.+6.6m）、洪水時が約4.9m（水位O.P.+9.0m）であった。したがって、洪水時における水制のかぶり水深は約1.19mとなり、相対水深（＝かぶり水深／水制域水深）は0.24となる。なお、観測は第2～第3水制間および第3～第4水制間を対象に行ったが、本研究では主として第2～第3水制間の解析結果について示す。図-4に座標の定義を示す。

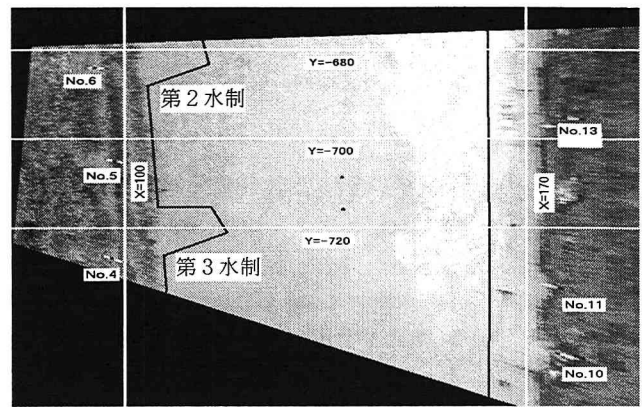


図-4 座標の定義

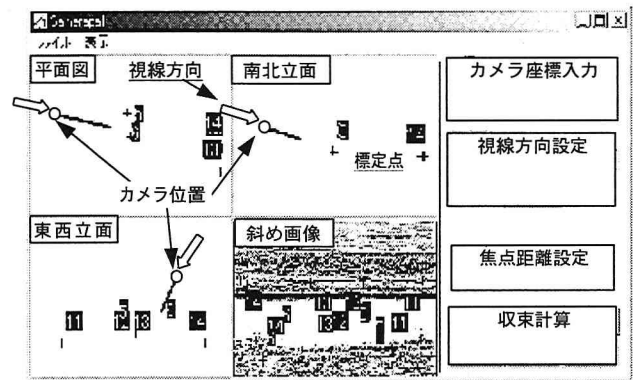


図-5 カメラパラメータの設定

(2) 画像変換係数算定法の改良

本解析では画像変換の精度を改善するために、画像変換パラメータの算出法に改良を加えた。すなわち、従来は実空間 (X,Y,Z) と CRT 座標 (x,y) における標定点座標の情報のみから画像変換パラメータを算出していたが^{16, 17)}、この方法では、標定点座標の配置状況やわずかな計測誤差が結果に大きな影響を与える場合があった。そこで、本解析ではカメラ座標 (X_0, Y_0, Z_0) 、焦点距離 (c) 、およびカメラの角度 (α, β, γ) を用いた画像変換式を利用することとした。その際、適宜、拘束条件を与えながら最適値を求めることができるように工夫した結果、非現実的な解を避けることができるようになった。図-5にユーザーインターフェイスを示す。その他のPIV解析アルゴリズム等については既報¹⁴⁾と同様である。

3. 水制周辺部の流れに関する検討

(1) 平均速度分布

15Hzでサンプリングした900枚の画像（60秒間）から算出した水表面における平均速度分布をベクトルで図示したものを図-6に示す。なお図には、流下方向成分の大きさもコンターで同時に示している。

(a) 平水時には、流下方向成分の顕著な主流部とそうではない停滞域との境界は図に示された水制先端部よりやや離れた位置に形成されている。これは、水制本体が台形断面を有しており、水面下においても主流部方向へかなり張り出しているため、その影

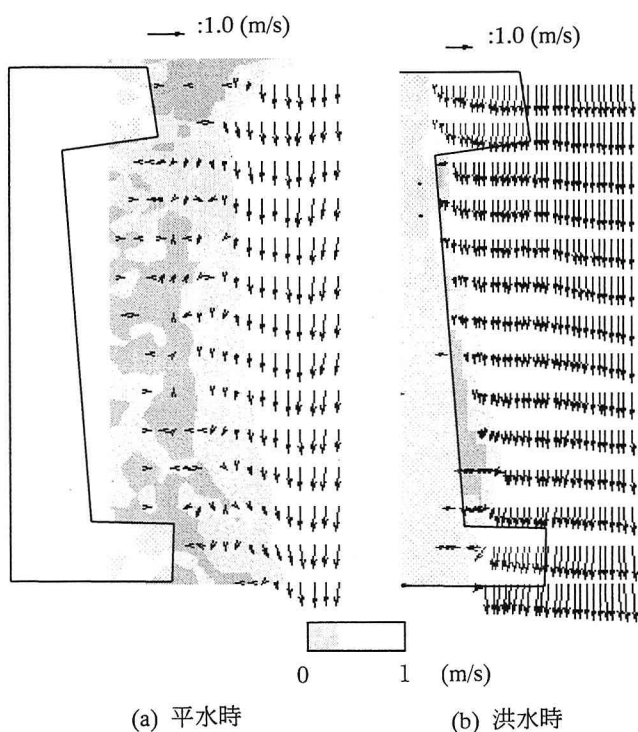


図-6 水制周辺部における速度分布(平水時：X=112～131m, Y=-678～-719m, 洪水時：X=100～120m, Y=-680～-720m)

響を受けているものと思われる。水制域においては速度は概して非常に小さく、水制の存在によって大きな停滞域が形成されている様子がうかがわれる。これまで複数の実験結果より、非越流時の水制域には、水制域ほぼ全域を占める大きな循環流と、隅角部に形成される複数の逆流渦の存在が指摘されてきたが、ここに示した結果からはそのような明確な構造が見られない。これは、カメラの俯角の関係で河岸沿いの流れが十分に撮影できなかったこと、トレーサの分布が均一でなかったこと、微流速部分におけるトレーサに対する局所的な風の影響が考えられる。

一方(b)洪水時には、ほぼすべての領域において速度ベクトルは流下方向にほぼ平行である。水制を乗り越える流れは、局所的な水深の減少に伴って加速されている様子が明確である。これに対し水制域内の流れの速度は主流部の流れに対してやや小さく、主流部のその5～6割程度である。また、流下方向へ進むにしたがって速度低減の率が大きくなる他、その範囲も横断方向へ拡大している。このことは、水制が流れに対する阻害要因としてかなりの影響を及ぼしていることを示している。水制による河道有効幅の減少については4章でさらに詳細に検討する。

(2) 洪水時の水面ボイルの挙動に関する検討

洪水時には、水制が水没することに伴い、水制先端のみならず水制頂部からもはく離渦が発生することが容易に察せられるが、そのようなはく離渦が水面に達し大規模なボイルとなる様子をかなり安定的に観察することができた。本節ではこの大規模ボイ

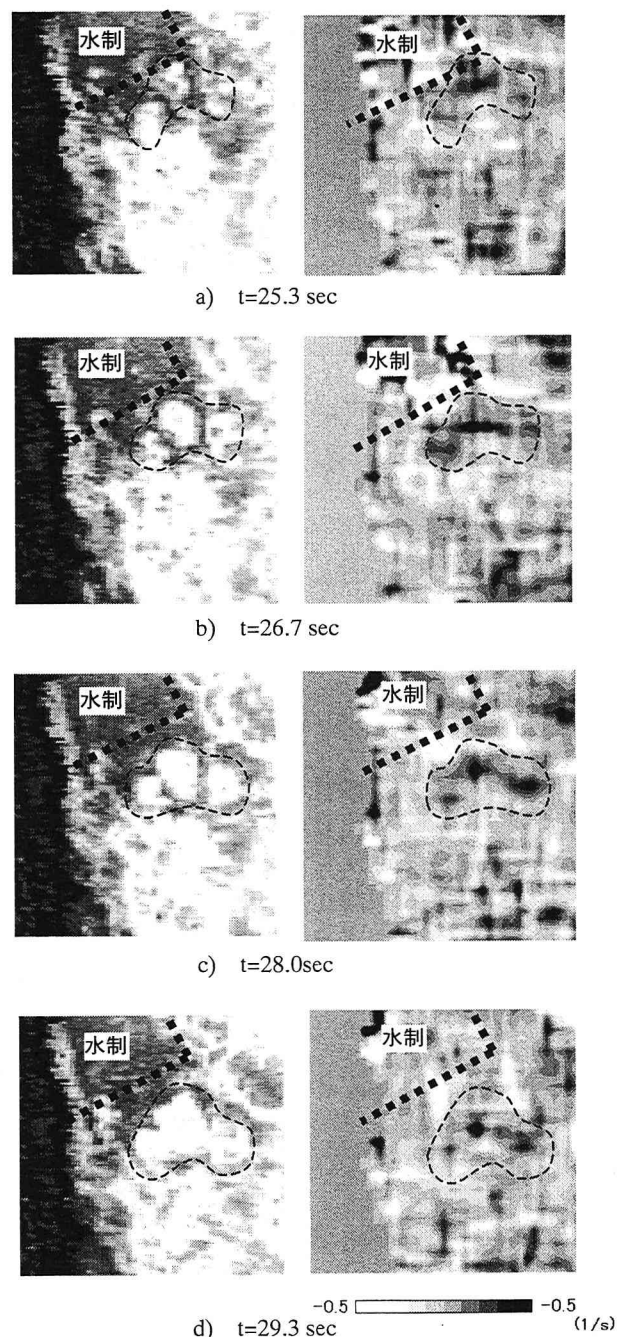


図-7 大規模ボイルの発生状況(左：強調画像, 右：発散値, 領域=20×20m, X=100～120m, Y=-680～-700m)

ルに着目し、その挙動について検討する。

図-7は、第2水制直下流における大規模ボイルの発生とその移流の様子を図示したものである。図中左側の図面は、ビデオ画像のコントラストを強調して示したものである。一方右側の図面は、PIV法によって得られる速度分布から二次元発散を計算したものである。なお、ボイルの発生が最も顕著であった水制直下流を含む20m×20mの範囲を対象としている。可視化結果(強調画像)a)には水制直下流に円状の高輝度部分(白色)が明瞭に観察される(図中点線で囲んだ箇所)。この部分は、上昇流が水面に到達したことに伴う水面の盛り上がりによって周囲

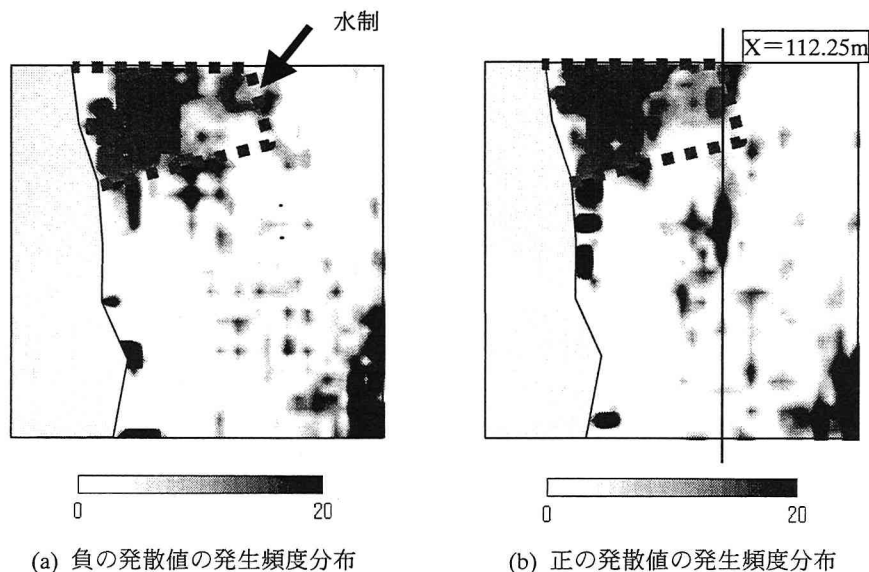


図-8 水制とボイル渦発生位置の関係（発散のしきい値 $=\pm 0.5(1/s)$ ，解析対象領域は図-7に同じ）

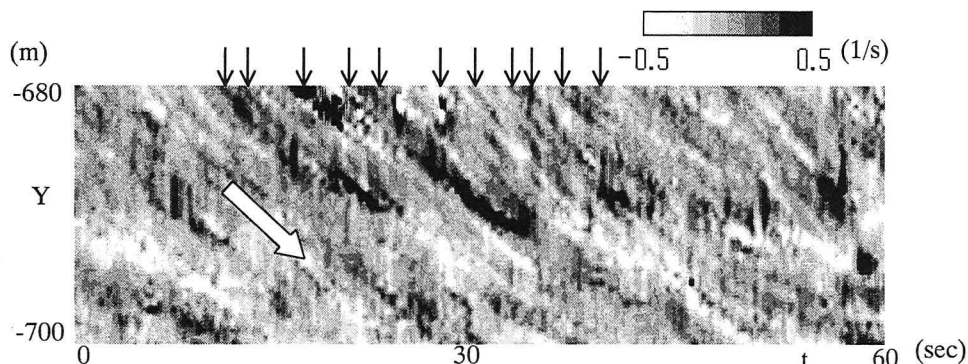


図-9 発散値の時空間プロット（ $X=112.25m$ ）

とは異なった反射光を示していると考えられ、ボイルの存在を示唆するものである。この領域は b)以降の図面において下流側へと移流している様子がうかがえる。以上のことは、二次元発散の計算結果では正值を持つ顕著な領域としてより明確に確認される。

図-8 は、水制とボイルの発生位置の関係について検討するために、あるしきい値（ $\pm 0.5 1/s$ ）以上の発散値の発生頻度を見たものである。解析範囲は図-7と同様である。図より、正または負の発散値が空間的にかなり安定して分布している様子がうかがえる。水制直下流では、河岸側から正→負→正→負・・・と交互に並んでいる。また、水制先端部から約 5m 程度下流において正の発散が卓越する領域が見られる。この部分に見られるボイルを仮に水制先端頂部から発生したものと仮定すれば、流下速度（平均流速）約 $1.2m/s$ ，水制のかぶり水深約 $1.2m$ として、その上昇速度は約 $30cm/s$ となる。

図-9 は、 $X=112.25m$ の測線（水制先端部）上を対象に、発散値の時空間分布を図示したものである。図では、縦軸に流下方向距離 Y を、横軸に時間を取っている。図より、水制先端部（ $Y=-680m$ ）近傍で発生したボイルが、時間経過とともにどのように下流側へと移流していくか（図中白矢印の方向）が明瞭に示されている。すなわち、右下がりの 1 本の黒

縞が 1 つのボイルの発生および移流過程を示すこととなる。この黒縞の傾きは移流速度を表し、その値は約 $1.2m/s$ で移流経路上の平均速度にほぼ等しい。発散値が明瞭なピークを持つ場合、速度こう配は局所的にかなり大きなひずみを有することが推測されるため、今回のようなボイルの移流速度が何らかの影響を受けることが考えられるが、今回の結果からはそのような影響はほとんどないものと言える。一方、黒縞の横軸方向の間隔はボイルの発生間隔を示すこととなるが、図からは約 3.3 秒となる。ボイルの発生周期は一般に $T \cdot U_{max}/h = 2 \sim 3$ と表される¹⁸⁾が、仮に U_{max} と h に先ほどと同じ流下速度とかぶり水深を用いれば $T=2 \sim 3sec$ となる。これらの値は、先述した水制先端頂部から発生した上昇流が水面に到達するまでに要する時間約 4 秒とほぼ同じオーダーであり、1 つの上昇流が水面に到達しボイルとして移流されると同時に次の上昇流が水制頂部から発生する、との構造の存在がうかがわれる。

4. 主流部に関する検討

本章では、主流部を含む河道（低水路）全体が水制が存在することによってどのような影響を受けるかを、河道有効幅すなわち疎通能の減少、および速度分布の変形の 2 点に着目して検討する。

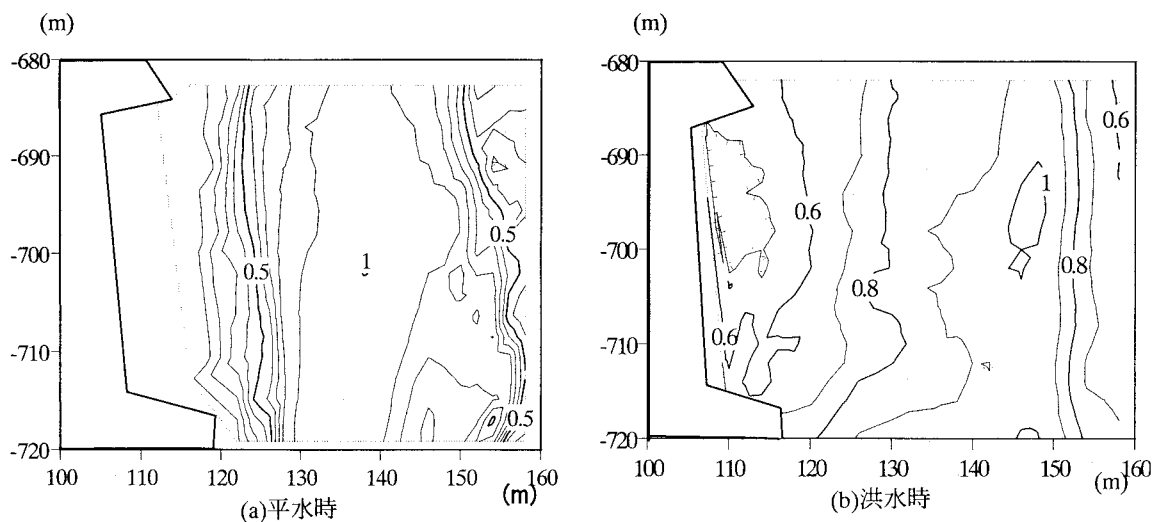


図-10 流下方向速度の分布（最大速度による無次元化表示）

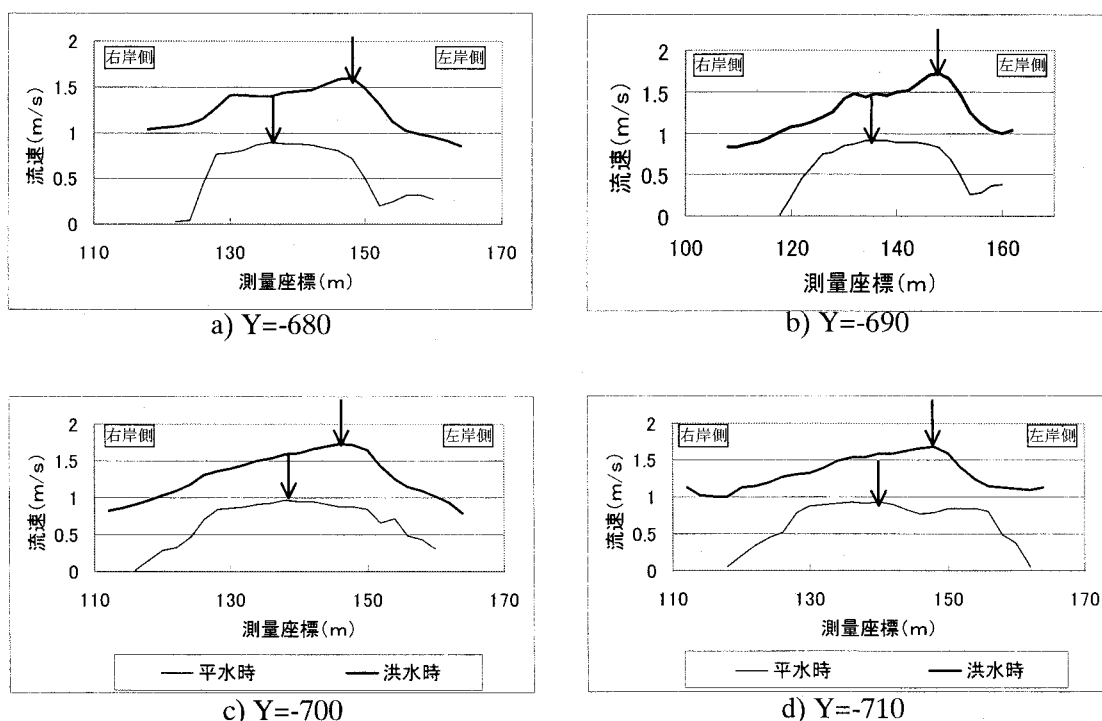


図-11 主要測線上における流下方向速度の横断分布

(1) 水制による障害効果

図-10は、第2～第3水制間を含む低水路全体における流下方向速度の分布をコンターで示したものである。なお、流速値は各ケースごとに対象範囲内で観測された最大値によって無次元化されている。

(a)平水時には、 $X=140\text{m}$ 付近を軸として、 $X=120\sim 160\text{m}$ の範囲にほぼ線対称状の速度分布が観察される。平水時には、図の右端 ($X=160\text{m}$) は左岸側水際線とほぼ一致しており、また左岸側における速度欠損は純粋に側岸の影響のみによってもたらされたものであるから、疎通に有効な河道幅（以下有効幅と呼ぶ）を考える場合、右岸側で同様の速度分布構造が見られる箇所をもって境界と見なすことができるであろう。左岸側水際線から 4m 程度 ($\approx 1H$) 離れた位置に $U/U_{\max}=0.5$ のコンターが見られるが、

右岸側で同様のコンターが観察されるのは $X=124\text{m}$ 付近であり、これより有効幅の境界は $X=120\text{m}$ 付近となる。実際、この境界より X が小さい範囲では $U/U_{\max}<0.1$ であり、河道の有効な疎通にほとんど寄与していない。実際の右岸側水際線は $X=110\text{m}$ 付近に存在することから、有効幅の減少は約 10m と水制長にほぼ等しく、この区間の河道幅 ($X=110\sim 160\text{m}$ より約 50m) の 20% 程度にまで及ぶこととなる。

一方(b)洪水時には、平水時に見られるような線対称状の速度分布は観察されない。最大速度を含むいわゆる速度コア部より左岸側ではコンターは密であり側岸へ向かって速度は急激に減少するのに対し、右岸側ではコンターは疎であり水制域へ向かって速度は緩やかに減少している。仮に水制が存在しないと仮定すれば低水路の中央である $X=135\text{m}$ 付近を

軸として速度分布は対称となるはずであるから、この仮定上の速度分布と実際のそれとを比較して算定される速度欠損分が河道有効幅の減少分となる。算定の結果、速度欠損は約13%となり、河道幅約50mに対する減少として見積もれば6.5mとなる。

以上の考察より、水制は平水時・洪水時いずれの場合にもかなり大きな阻害効果をもたらしていることが明らかとなったが、その要因としては、平水時には水制自身によって流れが側岸から遠ざけられるいわゆる水刎ね効果であるのに対し、洪水時は水没した水制による速度分布の変形すなわち粗度効果によるものであり、両者の構造は全く異なると言える。

(2) 主流速の横断方向分布に与える影響

既に図-10に見られるように、河道内の速度分布は、平水時・洪水時にかかわらず、水制の存在によって大きく歪められているが、河川管理上は、最大洗掘深の発生箇所との関連から、最大速度が河道のどの位置に発生するかが重要である。

図-11は複数の測線における主流速の横断方向分布を平水時と洪水時について同時に示したものである。図中の矢印は、最大流速の発生位置を示している。平水時の場合、前節で見たように低水路の有効幅は $X=120\sim160\text{m}$ と見なされるが、最大流速はそのほぼ中心である $X=140\text{m}$ 付近で見られる。低水路の地形的な中央は $X=135\text{m}$ 付近であるため、したがって水制の存在によって流心は約5m左岸側へと追いやられていることとなる。一方洪水時には、最大流速は $X=150\text{m}$ 付近で見られ、平水時よりさらに10m程度左岸側へと移動している。最大流速値がこの位置に発生する理由については、上流側の河道地形の影響が考えられるが今のところ明らかではない。いずれにせよ発生位置が平水時とでは異なることは重要である。なお、最大流速値の発生箇所は水深に応じて横断方向にその位置を変えることが予測されるが、今回の観測ケースは洪水時については1ケースのみのためその関係はつまびらかではない。

5. おわりに

得られた主な成果を以下に列挙する。

- 1) 水制群を有する河道を対象として表面流況の観測を平水時および洪水時に行い、LSPIV法によって速度分布を得た。同一地点における平水時と洪水時の流況を同一の手法によって比較することで、水深による流れの構造の差異を明確にすることができた。LSPIV法は、洪水時における速度計測法として有用であることが示された。
- 2) 洪水時に水制後流域で安定して発生するボイルについて検討した。その結果、水制頂部から発生する上昇流と水面で観察されるボイルとに密接な関係のあることが示唆された。ボイルの移流速度はその移流経路上の周囲流体の平均速度にほぼ等しく、また発生間隔は水制のかぶり水深と上昇速度で規定される時間スケールにほぼ等しい

ことが示された。

- 3) 水制の存在に伴う河道の疎通能の減少は、平水時の場合、水制自身による水刎ね効果によってもたらされ、その程度は水制長/河道幅のオーダーとなる。一方洪水時の場合、水没した水制による付加粗度効果によりもたらされるが、その程度は平水時よりは小さい。
- 4) 今回の観測地点のように水制群が片側にのみ配置された場合、主流部における最大速度の位置が水深によって変化することが示された。

洪水時の流れの内部構造が複雑な三次元性を呈していることは想像に難くない。このことは河床の変形を検討する上でも重要であるが、洪水時に内部流況を知ることは非常に困難であり、今回用いた手法による検討にも限界がある。今後は洪水時の内部構造に関して、その観測手法も含めて検討を進めたい。

謝辞：本研究を遂行するにあたり、国土交通省河川懇談会研究グループ「画像計測による河川環境の総合モニタリング技術の開発」メンバーには討議などを通じて様々なご助力を賜った。また現地観測にあたっては、国土交通省淀川工事事務所のご支援の他、前記研究グループに関連する5大学（神戸大学、近畿大学、大阪工業大学、大阪大学および京都大学）の学生諸氏に多大なるご協力を賜った。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 秋草、吉川、坂上、芦田、土屋：水制に関する研究、土木研究所報告107-6、1960。
- 2) 山本：日本の水制、山海堂、pp.209-215、1996。
- 3) 福岡、渡辺、西村：土木学会論文集、443/II-18、pp.27-36、1992。
- 4) 池田、吉池、杉本：水工学論文集、43、pp.281-286、1999。
- 5) 大本、平川：水工学論文集、46、pp.469-474、2002。
- 6) 富永、井嶋：水工学論文集、46、pp.475-480、2002。
- 7) 福岡、西村、岡信、川口：水工学論文集、42、pp.997-1002、1998。
- 8) 大本、平川、井手：水工学論文集、42、pp.1003-1008、1998。
- 9) 木村、細田、村本：水工学論文集、42、pp.1057-1062、1998。
- 10) 瀬津、鬼束、高橋、乙志：土木学会論文集、712/II-60、pp.1-10、2002。
- 11) Muto, Baba & Fujita: *RiverFlow2002*, pp.1213-1219、2002。
- 12) 松岡：水工学論文集、39、pp.773-778、1995。
- 13) 崇田、清水、板倉：水工学論文集、40、pp.799-804、1996。
- 14) Fujita, Muste, Kruger: *J. Hydr. Res.*, 36, 3, pp.397-414、1998。
- 15) 藤田：水工学論文集、42、pp.505-510、1998。
- 16) 藤田、椿：水工学論文集、46、pp.821-826、2002。
- 17) 藤田、綾、小澤：神戸大学都市安全研究センター研究報告、4、pp.97-105、2000。
- 18) Nezu & Nakagawa: *Turbulence in Open-channel Flows*, Balkema, p.217、1993。

(2002. 9. 30受付)