

## 河川湾曲部の礫河原におけるカワラハハコ群落の レフュージアの水理特性について

### On Hydraulic Characteristics of Refugia of *Anaphalis Margaritacea* Community on a Cobble-Bar in a Bend of River

川 谷 健                      浅 見 佳 世  
Takeshi Kawatani              Kayo Asami

#### 1. はじめに

礫河原は、河川の生物多様性が保たれるために不可欠な場である。十分に発達した礫河原には、「カワラ-」と名のつく固有の動植物が多く生息・生育している。そして、このような礫河原が維持されるためには、表層の細粒土砂や草本類を流出させる規模の出水が適当な頻度で起こる必要がある。中小規模の出水時に細粒土砂が礫原表層に堆積し、その後、草本類が密生することになると、植物体による被陰やリターの堆積による流砂の捕捉なども加わり、細粒土砂の堆積が一層進み、高植被率の植生が広がることで、礫河原が消失することになる。

「カワラ-」と名のつく代表的な植物としてカワラハハコがある。カワラハハコは、乾燥した砂礫堆上に固有なキク科の多年草で、植物社会学では礫河原という特殊な立地に成立する植生の標徴種と位置づけられ<sup>1)</sup>、その生育により識別される植生がヨモギ-カワラハハコ群団（以下、カワラハハコ群落と呼ぶ）である。すなわち、カワラハハコは礫河原特有の環境に対する感受性のよい指標植物である。

出水の攪乱によって礫河原が維持され、カワラハハコ群落が他群落に遷移するのが抑制され、あわせて群落の主要構成種の実生定着の場となる裸地が作られる<sup>2)</sup>ことは、上述のとおりである。しかしその一方で、出水の擾乱が大き過ぎ、礫河原特有の植物が完全に流失してしまうと、当該河原でのそれら植生の回復が危うくなる<sup>3)</sup>だけでなく、種子の供給源が失われることでセグメントスケールでの種の絶滅も起こり得る。そのため、大きな攪乱を受けてもなお、カワラハハコなど群落の主要構成種が残存し得る分布地（レフュージア）を保全することが必要となる<sup>4)</sup>。

揖保川の宍粟市山崎町平見地区にある湾曲区間（河口からの距離  $L=25.2\sim 25.6$  km）の砂礫堆には、カワラハハコ群落の成立する礫河原がある。この砂礫堆は明治時代から存在し、1948 年以降の航空写真により、そこに自然裸地や草本群落の成立が確認されており、出水の攪乱によって裸地化や植生遷移が繰り返されてきたと考えられる。そして、この遷移の繰り返しの中で、カワラハハコ群落も増減してきたと推察される。

ここ 10 年程では、カワラハハコ群落の消長に影響した出水は、2004 年 8 月 31 日の出水 ( $L=29.5$  km にある山崎第二観測点でのピーク流量  $1515\text{ m}^3/\text{s}$ )、2009 年 8 月 10 日の出水 (同  $1582\text{ m}^3/\text{s}$ ) および 2011 年 9 月 3 日 (同 約  $1300\text{ m}^3/\text{s}$ ) であり、これら出水の前後にはカワラハハコ群落の動態調査が行われている。2004 年の出水では、出水前には礫原全体に広がっていたカワラハハコ群落が礫原中央部に残るだけとなった。その後、2009 年の出水前には、カワラハハコ群落は礫原全体に生育するまでに回復していたが、この出水により分布地の大半が裸地化した<sup>4)</sup>。そして回復途中で 2011 年の出水を受け、カワラハハコは約 10 個体が残存するだけとなったが、2013 年時点で、カワラハハコは再び礫原全体に広がって、植生が分布を回復しつつあることが確かめられている<sup>5)</sup>。これら 3 つの出水では、当該礫河原内にカワラハ

ハコ群落のレフュージアが存在し、出水後の当該礫河原でのカワラハハコ群落の植生回復に大いに寄与した。

本研究では、2009年8月10日の出水をとりあげ、当該湾曲区間の礫河原を含む約1kmの河川区間(L=24.8~26.0 km)を解析対象として、平面2次元流の数値シミュレーションを行い、カワラハハコのレフュージアの水理特性について調べる。湾曲あるいは蛇行する実河川の流れを数値シミュレーションする場合、その目的が例えば砂礫堆の形成や移動の機構・過程を調べることにあれば、流れの3次元構造が把握できる解析手法を採る必要があるが、それら手法は一般に計算容量・時間ともに非常に大きくなり、実河川への適用を困難なものとしがちである。これに対して、本研究は湾曲区間の礫原上の流況把握が主な目的であるので、礫原が冠水しても、冠水深が主流部の水深と比べてかなり小さいため、そこでは流れの3次元性が相対的に小さいことを考慮して、平面2次元流の数値シミュレーションを採ることとした。

## 2. 数値シミュレーション手法

物理平面  $(x, y)$  における浅水流方程式を計算平面  $(\xi, \eta)$  の方程式に変換<sup>6) 7) 8)</sup>すると、連続の式は

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{J} \left[ \frac{\partial(Uh)}{\partial \xi} + \frac{\partial(Vh)}{\partial \eta} \right] = 0$$

となる。運動方程式は

$$\begin{aligned} \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{1}{J} \left[ \frac{\partial(UM)}{\partial \xi} + \frac{\partial(VM)}{\partial \eta} \right] - \frac{1}{J} \left\{ \frac{\partial}{\partial \xi} \left[ \epsilon J \left( q_{11} \frac{\partial M}{\partial \xi} + q_{12} \frac{\partial M}{\partial \eta} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial \eta} \left[ \epsilon J \left( q_{12} \frac{\partial M}{\partial \xi} + q_{22} \frac{\partial M}{\partial \eta} \right) \right] \right\} \\ + \frac{gh}{J} \left[ y_{\eta} \frac{\partial(h+z_b)}{\partial \xi} - y_{\xi} \frac{\partial(h+z_b)}{\partial \eta} \right] + \frac{\tau_{bx}}{\rho} = 0 \end{aligned}$$

および

$$\begin{aligned} \frac{\partial N}{\partial t} + \frac{1}{J} \left[ \frac{\partial(UN)}{\partial \xi} + \frac{\partial(VN)}{\partial \eta} \right] - \frac{1}{J} \left\{ \frac{\partial}{\partial \xi} \left[ \epsilon J \left( q_{11} \frac{\partial N}{\partial \xi} + q_{12} \frac{\partial N}{\partial \eta} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial \eta} \left[ \epsilon J \left( q_{12} \frac{\partial N}{\partial \xi} + q_{22} \frac{\partial N}{\partial \eta} \right) \right] \right\} \\ + \frac{gh}{J} \left[ -x_{\eta} \frac{\partial(h+z_b)}{\partial \xi} + x_{\xi} \frac{\partial(h+z_b)}{\partial \eta} \right] + \frac{\tau_{by}}{\rho} = 0 \end{aligned}$$

となる。ここに、 $t$  = 時間変数、 $h$  = 水深、 $M = uh$ 、 $N = vh$ 、 $u, v = x, y$  方向の水深平均流速成分、 $\epsilon$  = 渦動粘性係数、そして座標変換に伴う諸量は

$$\begin{aligned} \xi_x = \frac{\partial \xi}{\partial x}, \quad \xi_y = \frac{\partial \xi}{\partial y}, \quad \eta_x = \frac{\partial \eta}{\partial x}, \quad \eta_y = \frac{\partial \eta}{\partial y} \\ x_{\xi} = \frac{\partial x}{\partial \xi}, \quad x_{\eta} = \frac{\partial x}{\partial \eta}, \quad y_{\xi} = \frac{\partial y}{\partial \xi}, \quad y_{\eta} = \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{aligned}$$

$$J = x_{\xi} y_{\eta} - x_{\eta} y_{\xi}, \quad q_{11} = \xi_x^2 + \xi_y^2, \quad q_{12} = \xi_x \eta_x + \xi_y \eta_y, \quad q_{22} = \eta_x^2 + \eta_y^2$$

であり、 $U, V$  = 反変速度は次式で与えられる。

$$U = J(\xi_x u + \xi_y v), \quad V = J(\eta_x u + \eta_y v)$$

また、 $\tau_{bx}, \tau_{by} = x, y$  方向の底面せん断応力成分であり、次式で与えられる。

$$\tau_{bx} = \frac{\rho g n^2}{h^{1/3}} u \sqrt{u^2 + v^2}$$

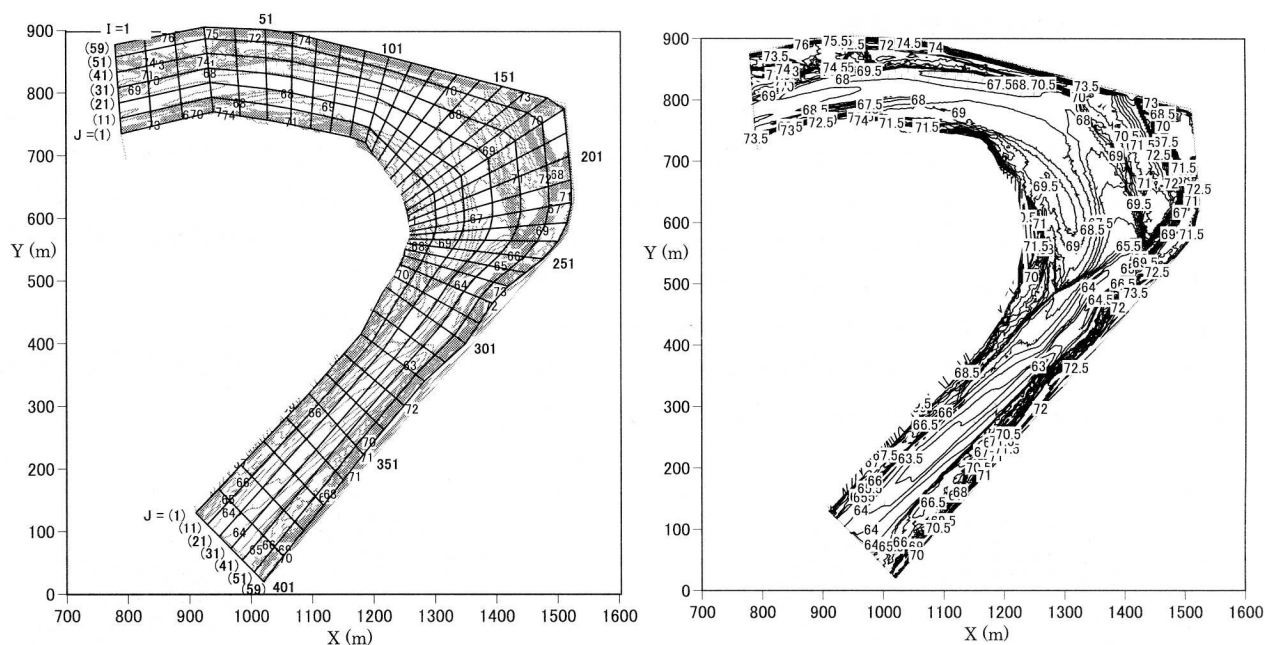
$$\tau_{by} = \frac{\rho g n^2}{h^{1/3}} v \sqrt{u^2 + v^2}$$

ここに、 $\rho$  = 水の密度、 $g$  = 重力加速度、 $n$  = 粗度係数である。

流れ場のシミュレーションは、デカルト座標系の計算平面で集中格子を設定し、3重対角行列解法 (TDMA)<sup>9)</sup>を用いて実行する。

### 3. シミュレーションの条件

計算対象区間の計算格子と河道地形を図-1に示す。この河川区間は、河口からの距離(L)がおよそ24.8~26.0 kmである。格子の横断幅は、湾曲部で最大約300 m、それ以外の区間で約125~160 mである。湾曲部の計算格子には左支川の一部が含まれているが、これを除く本川部分の格子の横断幅は最大約210 mである。格子点は、縦断方向に401点、横断方向に59点、計23,659点である。格子点間距離は縦・横断方向ともに最大が約5.3 mである。



シミュレーションに採用する出水ハイドログラフは、山崎第二観測点 (L=29.5 km) での2009年8月9日21時～11日1時の観測値 (図-2) である。ハイドログラフの初期流量は302 m<sup>3</sup>/sであり、その4時間後にピーク流量1582 m<sup>3</sup>/sに達している。このピーク流量は上述の2004年および2011年の出水時より大きく、再現期間は10数年とされている。シミュレーションでは、上流境界の流量としてこのハイドログラフを与え、上流境界の水位は横断方向で一定とし、そこでのH-Q式より算定した。下流境界の水位は、境界直上流の横断面と下流境界の間の水面勾配が前者断面での流量と平均水位から一般断面の不等流計算法<sup>1)</sup>により算定される動水勾配と等しいものとして与えた。

支川からの流入はないものとした。このため、シミュレーションでは、支川区間は本川水位が上がると湛水することになる。

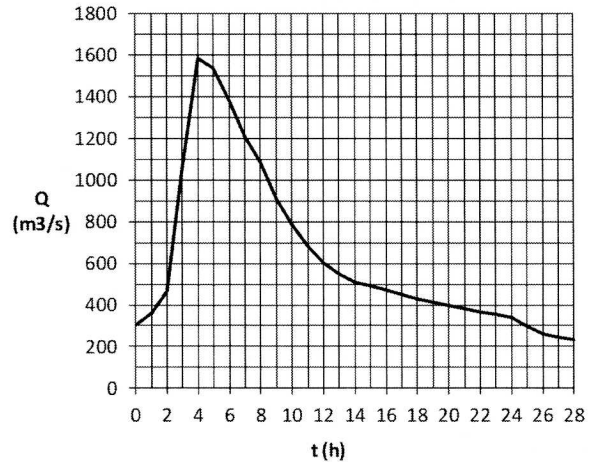


図-2 シミュレーションに用いるハイドログラフ

#### 4. シミュレーション結果と考察

ハイドログラフのピーク流量および波形には、流下過程において有意な変化がみとめられなかった。また上・下流境界における流入流量と流出流量の差は小さく、例えば増水期で、流量500 m<sup>3</sup>/s程度のときに差は約20 m<sup>3</sup>/s、流量1350 m<sup>3</sup>/s程度のときに差は約35 m<sup>3</sup>/sであった。これは、全長が約1200 mの流路でピーク流量時の主流の流速が4～5.5 m/sであり、流下時間が4～5分程と短いのに対し、流量波形が、3時間に約1300 m<sup>3</sup>/sからピーク流量約1600 m<sup>3</sup>/sに増水し再び約1300 m<sup>3</sup>/sに減水する比較的緩やかな変化の波形であるためと考える。

図-3に、流入流量がQ=700 m<sup>3</sup>/sおよびピーク流量 (図中、Q=1600 m<sup>3</sup>/sと表示) のときの流速分布を示す。図中、左右岸に記す「301」は計算格子の横断面番号 (上流境界が1、下流境界が401) であり、またW(301)maxは301横断面 (以下、Sec. 301と表記。他の横断面も同様) における流速の最大値を表す。

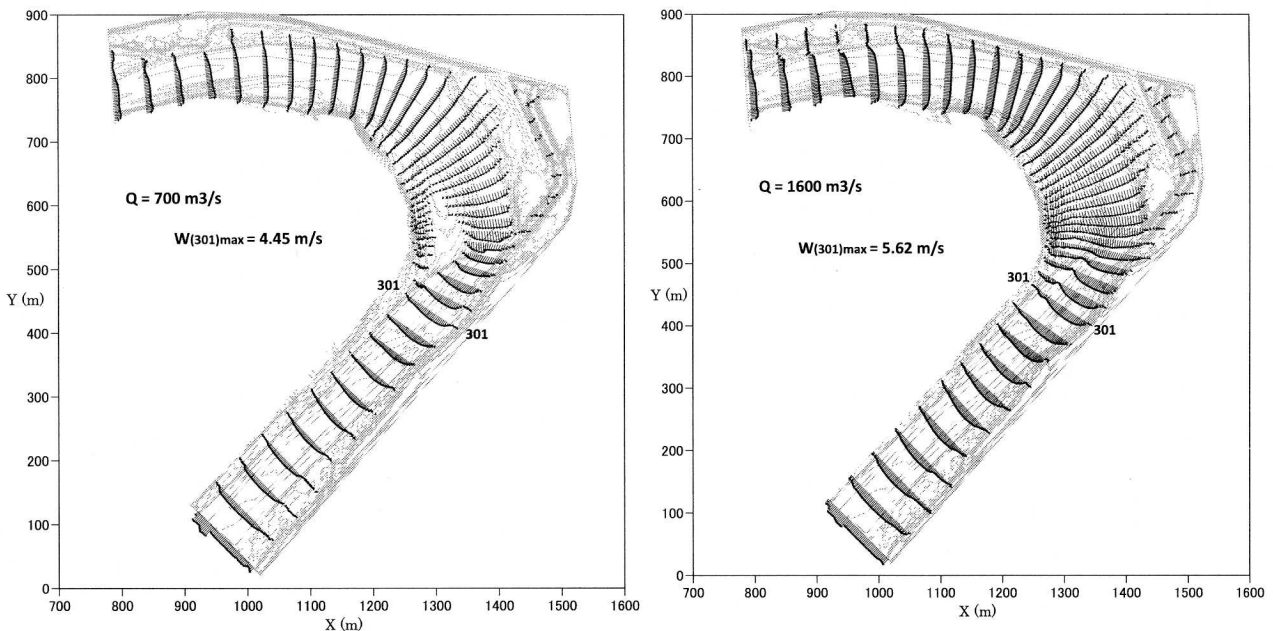


図-3 流量Q=700 m<sup>3</sup>/sおよび1600 m<sup>3</sup>/s (ピーク流量の概略値) のときの流速分布

Q=700 m<sup>3</sup>/s のとき、砂礫堆右縁のショートカット流路にも流れがあるが、砂礫堆のうち下流側の中央部は冠水していない。流れは、上流区間で河道全幅に広がり砂礫堆上を流れたのち、主流とショートカットの流れに分かれる。このため、冠水していない砂礫堆に沿う流路区間では流れの集中がみられ、横断方向の速度変化が大きい。ピーク流量時には砂礫堆全体が冠水しており、主流の横断方向の速度変化は Q=700 m<sup>3</sup>/s のときに比べて緩やかである。

2009 年の出水前にカワラハハコ群落が生育していた分布域は、図-4 の破線で囲まれた領域である。一方 2009 年の出水後、カワラハハコの個体が残存していた地点を図-5 に示す。地点ごとの残存個体数にばらつきがあるが、ほとんどの地点で 1~4 個体、最大 9 個体であり、全数は 107 個体である。残存個体数が多い地点はほとんど図-4 の分布域に含まれる。

流量が約 1000 m<sup>3</sup>/s のとき、砂礫堆全域の冠水が起こる。流量 Q=1000 m<sup>3</sup>/s、1200 m<sup>3</sup>/s および 1600 m<sup>3</sup>/s (ピーク流量) のときのカワラハハコ群落分布域付近の流速分布を図-6、図-7 および図-8 に示す。図中、201、211 … 301 の数字は計算格子の横断面番号である。また W(291)max は、Sec. 291 における流速の最大値を表す。

砂礫堆上の流れは、いずれの流量においても、流下するにしたがって砂礫堆の尾根筋の左右に分かれ、左の流れは主流に加わり、右の流れはショートカットの流れに加わる。このため、砂礫堆前縁線に沿って、主流の流速と砂礫堆上の流速に大きな差が生じている。この大きな流量差は、流量が小さいほど、より上流側で見られるようになる。

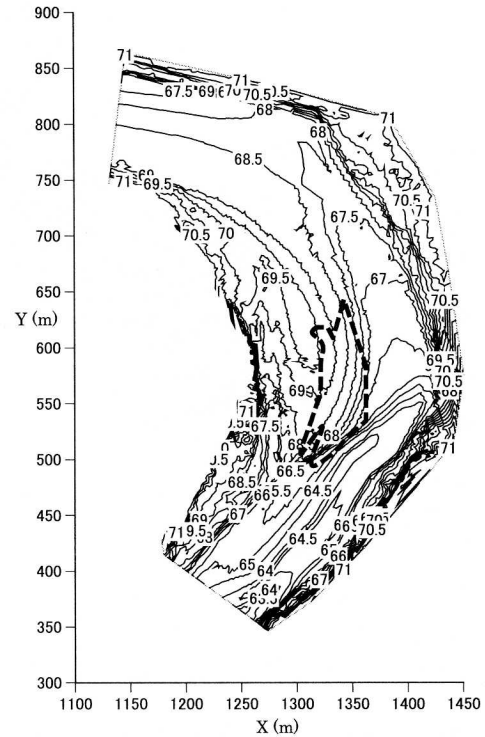


図-4 カワラハハコ群落の分布域 (破線で囲む領域) (2009 年の出水前)

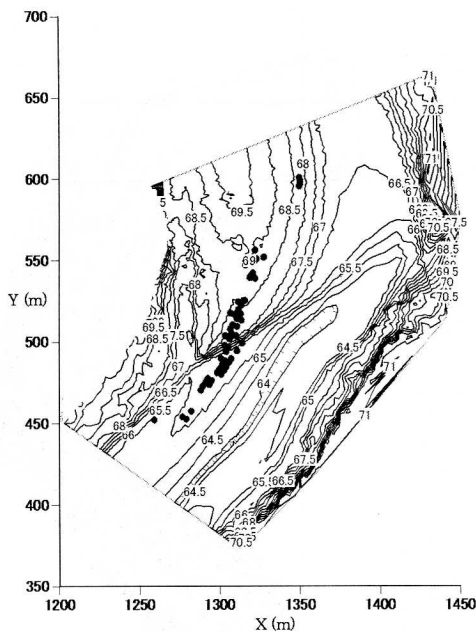


図-5 カワラハハコの個体残存地点 (2009 年の出水後)

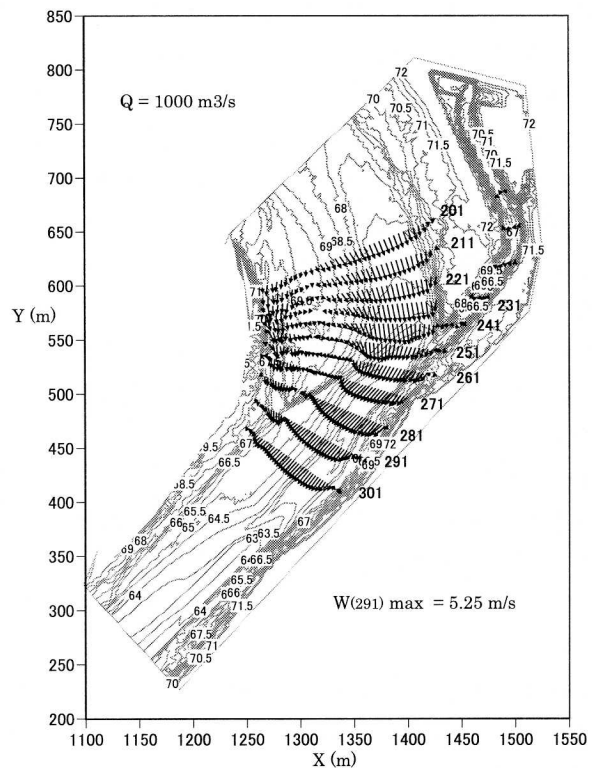


図-6 カワラハハコ群落分布域付近の流速分布 (Q=1000 m<sup>3</sup>/s のとき)

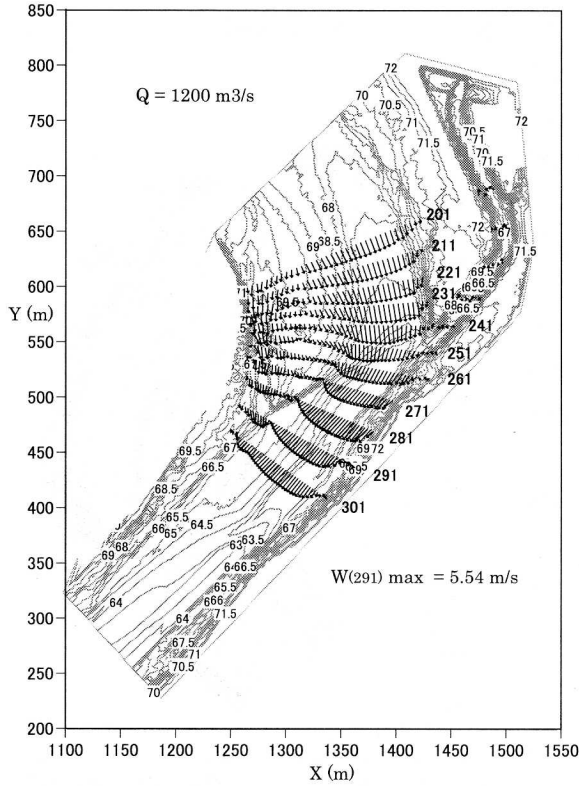


図-7 カワラハハコ群落分布域付近の流速分布 (Q=1200 m³/s のとき)

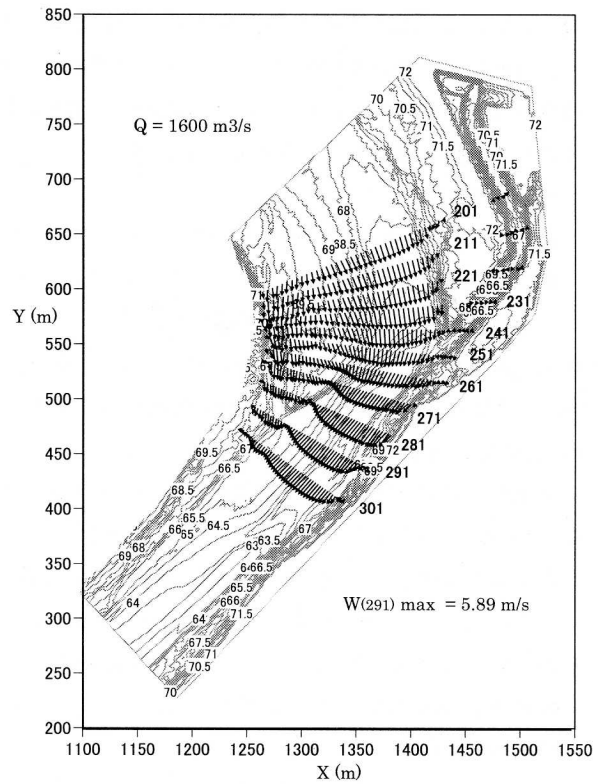


図-8 カワラハハコ群落分布域付近の流速分布 (Q=1600 m³/s のとき)

図-9、図-10 および図-11 に、砂礫堆上および主流での浮子の流跡 (5 秒間隔での浮子の位置) を、流量  $Q=1000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $1200 \text{ m}^3/\text{s}$  および  $1600 \text{ m}^3/\text{s}$  のときについて示す。浮子は、Sec. 81 と Sec. 82 の間にある各計算格子内に横断方向に等間隔で 4 個を配置し、そこから同時に流下し始めるものとした。浮子の全数は、流れの無い所に配置したものも含め、232 個である。図中、凡例の F35、F48 などは浮子の番号を表し、連続する番号の浮子は横断方向に隣り合う浮子である。

流量  $Q=1000 \text{ m}^3/\text{s}$  で、砂礫堆の冠水が始まったばかりのときには、隣り合う浮子 F48 と F49 が砂礫堆の尾根筋で左右に分かれ、F49 は主流に入り、一方 F48 は F35 が流下してきたショートカット流路に合流する。

流量  $Q=1200 \text{ m}^3/\text{s}$  に増えると、F49 も砂礫堆前縁付近でショートカット流路に合流するようになるが、その隣の F50 や F51 は尾根筋の右側を流下するもののショートカット流路に入らず主流に合流する。

流量  $Q=1600 \text{ m}^3/\text{s}$  のとき、砂礫堆上でも流速が増して流れの直進性が増すため、F52 は尾根筋の右側を流下するがショートカット流路に向かわず主流に入り、また F52 より左側で砂礫堆上を流れる浮子はやや主流に向かいつつも砂礫堆前縁にまで達している。

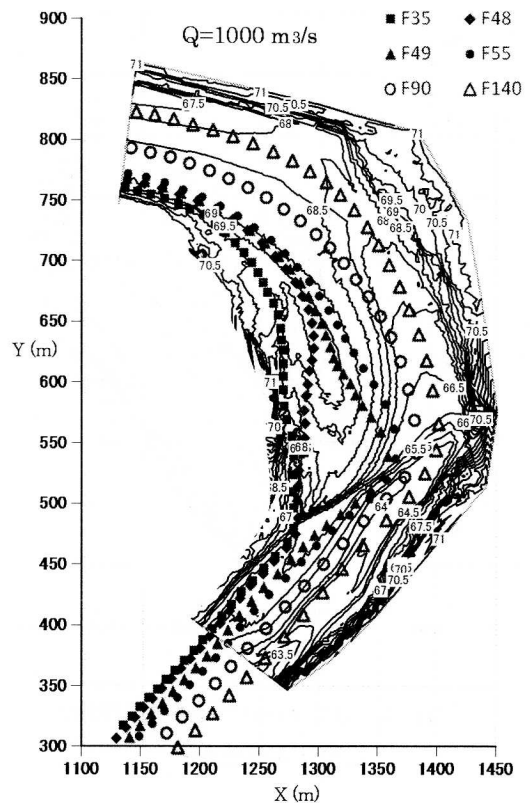


図-9 浮子の流跡 (Q=1000 m³/s のとき)

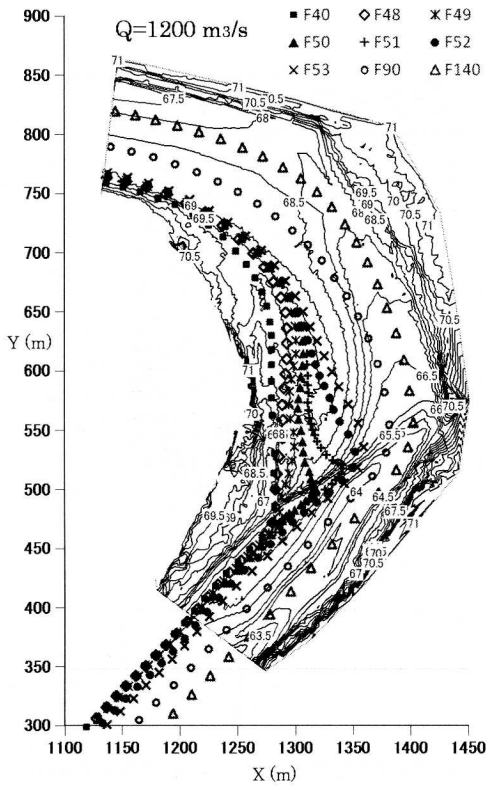


図-10 浮子の流跡 ( $Q=1200 \text{ m}^3/\text{s}$  のとき)

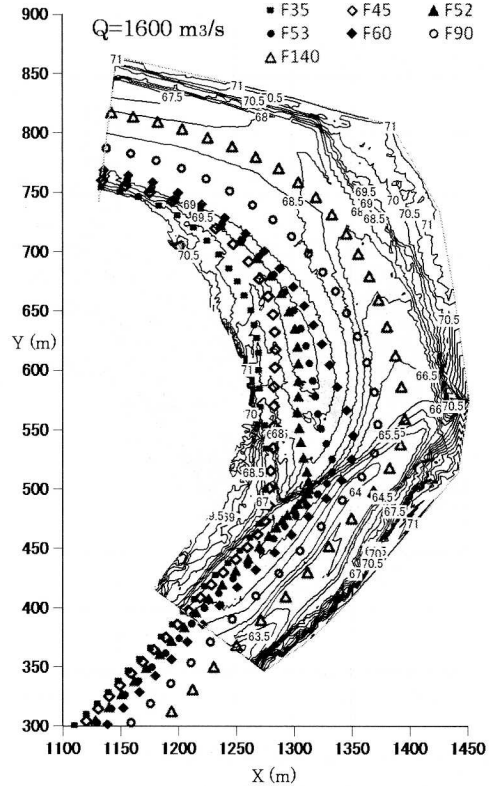


図-11 浮子の流跡 ( $Q=1600 \text{ m}^3/\text{s}$  のとき)

図-12 と図-13 に、流量  $Q=1200 \text{ m}^3/\text{s}$  および  $1600 \text{ m}^3/\text{s}$  のときの、カワラハハコ個体の残存地点を含む本川の底面せん断力分布を示す。底面せん断力は  $T_b = (\rho g n^2 / h^{1/3}) W^2$  (ここに  $W = \sqrt{u^2 + v^2}$ ) により算定した。図中、● はカワラハハコの残存が 3 個体～9 個体の位置であり、その大きさは個体数の多少を大まかに示している。また  $T_b(291)_{\text{max}}$  は、Sec. 291 における底面せん断力の最大値を表す。残存個体が多い地点は砂礫堆の尾根筋のやや左に位置しているが、流量  $Q=1200 \text{ m}^3/\text{s}$  のとき、Sec. 251～Sec. 291 の間で、残存地点の底面せん断力が他領域と比べて非常に小さくなっている。流量がピーク流量  $Q=1600 \text{ m}^3/\text{s}$  に達しても、残存個体が多き砂礫堆前縁の先端部付近では、底面せん断力は小さいままである。

砂礫堆上の底面せん断力は、冠水中、洪水流量の増減に伴って時々刻々変化する。この経時変化を、図-14 の計算格子と格子点番号を参照して、図-15～図-20 に示す。これらの図中、縦軸 J は図-14 の横断方向格子点番号 (右岸→左岸、 $J=1\sim 59$ )、横軸は出水の始まりからの経過時間であり、底面せん断力の経時変化は Sec. 231 より下流の幾つかの横断面において示す。カワラハハコの残存個体数が大きい地点は、およそ Sec. 255～Sec. 295 の間で  $J=20\sim 30$  の領域にある。底面せん断力の大きさ (単位: Pa) は、凡例のとおり濃淡で示す。

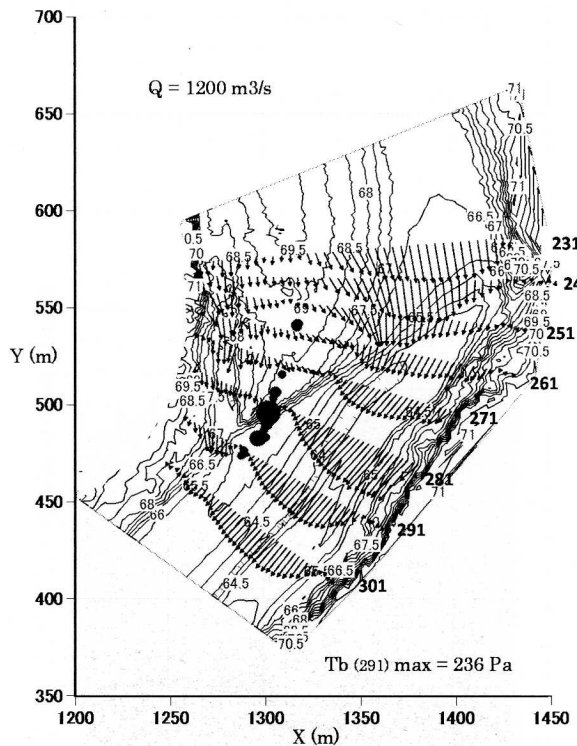


図-12 カワラハハコ個体の残存地点付近の底面せん断力分布 ( $Q=1200 \text{ m}^3/\text{s}$  のとき)

