

山地河道における淵の形成に関する数値シミュレーション

Simulation on formation of pool in a mountain river

道上正規²・檜谷治³・池見拓⁴・永瀬恭一⁵

Masanori MICHIE, Osamu HINOKIDANI, Taku IKEMI and Kyoichi NAGASE

1. はじめに

近年、多自然型川づくりが盛んになってきている。この多自然型川づくりの例として、河道に巨石等を設置して河床に変化を与え、瀬や淵などの様々な河床形態を創出しようとするものがある。河床に変化ができると、流況も様々に変化するため、生態系にとってもより良い環境となり、これは有用な工法であると考えられる。この工法は、流れが緩やかで、土砂水理学的な解析が十分進んでいる河川下流部においては、比較的良好な結果が得られているが、河床勾配が急である山地河道においては、洪水時に急激な河床変動を伴うため、投入した巨石の流出あるいは造成した淵の埋没等が生じている例が報告されている¹⁾。

本研究では、このような河川上流部での特に淵の形成機構を明らかにすること目的とし、常・射流が混在する場での2次元河床変動の数値解析法の開発を行うとともに、その計算法を実河川スケールに適用しようとするものである。数値計算法としては、常・射流混在下で有用とされている MacCormack 法を用い、形成される淵の形状および洪水時と平水時の水深、流速等の水理量の変化について環境面から検討を行う。

2. 数値計算法の概要

2. 1 基礎式および計算法

1) 基礎方程式

使用する基礎式は、2次元流れの連続式、運動方程式、流砂の連続式であり、それぞれ以下のようなものである。

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial E}{\partial x} + \frac{\partial F}{\partial y} = C \quad (1)$$

ここに、

$$U = \begin{pmatrix} h \\ u h \\ v h \\ z \end{pmatrix}, \quad E = \begin{pmatrix} u h \\ u^2 h + \frac{1}{2} g h^2 \\ u v h \\ \frac{q_{Bx}}{1-\lambda} \end{pmatrix}, \quad F = \begin{pmatrix} v h \\ u v h \\ v^2 h + \frac{1}{2} g h^2 \\ \frac{q_{By}}{1-\lambda} \end{pmatrix}$$

1 キーワード：山地河川，淵，数値実験，多自然型川造り

2 鳥取大学教授 鳥取大学工学部土木工学科（〒680 鳥取市湖山町南4-101）

3 鳥取大学助教授

4 (株)フジタ技術研究所 土木研究部主任研究員

5 (株)フジタ技術研究所 土木研究部

$$C = \begin{pmatrix} 0 \\ g h (I_x - I_{fx}) + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \varepsilon \frac{\partial (u h)}{\partial x} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \varepsilon \frac{\partial (u h)}{\partial y} \right\} \\ g h (I_y - I_{fy}) + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \varepsilon \frac{\partial (v h)}{\partial x} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \varepsilon \frac{\partial (v h)}{\partial y} \right\} \\ 0 \end{pmatrix}$$

である。ただし、 h :水深、 u : x 方向の平均流速、 v : y 方向の平均流速、 I_x : x 方向の水路勾配、 I_y : y 方向の水路勾配、 I_{fx} : x 方向のエネルギー勾配、 I_{fy} : y 方向のエネルギー勾配、 ε :水平方向の渦動粘性係数、 q_{Bx} : x 方向単位幅流砂量、 q_{By} : y 方向単位幅流砂量、 z :河床高、 λ :空隙率である。なお、上式中の流砂量に関しては、芦田道上式²⁾および長谷川式³⁾を用い、また、本研究では河床砂として混合砂を対象としており、粒度分布の計算は平野式⁴⁾を用いた。

以上の式を使用し、MacCormack法を用いて混合砂礫河床上の流れおよび河床変動計算を行なう⁵⁾。なお、粒度分布の計算では5粒径に分割した。

2) 境界条件と初期条件

側壁に関しては、SLIP条件を採用し、実験0.4条件で上・下流端では共に射流であるので、上流端で流量および等流水深(実験水深)を与えた。また、初期条件に関しては、平坦河床上での定常流をあらかじめ計算し、得られた水深 h 、 x 方向流速 u 、 y 方向流速 v を初期条件とした。

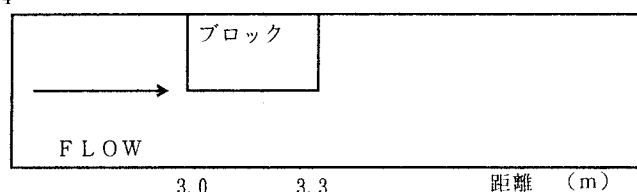


図-1 実験水路及びブロック

3. 実験結果およびその数値シミュレーション

3.1 実験の概要

実験は、長さ7m、幅0.4m、深さ0.4mの矩形水路を用いて行った。本研究では、山地河道に形成される淵の中で、狭窄部あるいは巨石周辺に形成されるものを対象としており、河床勾配を1/25とし長さ0.3m、幅0.2mのブロックを図-1に示すように水路左岸に設置した。河床材料は、図-2に示すように最大粒径20mm、平均粒径9.0mmの混合砂である。水理条件等を表-1に示す。実験は、初期状態を平坦河床とし、静的平衡状態における河床変動特性を見たものであり、基本的に狭窄部の影響範囲外では砂の移動が生じない条件となっている。

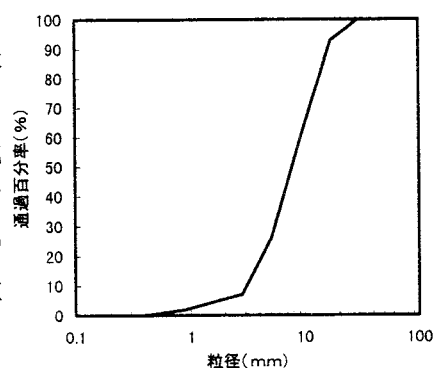


図-2 河床砂の粒径加積曲線

表-1 実験条件等

Δx (cm)	2.0
Δy (cm)	2.0
Δt (sec)	0.008
流量 (l/sec)	6.35
水路幅B (m)	0.4
水路勾配	1/25
平均粒径 d_m (mm)	9.0
粗度係数 n	0.034
人工粘性係数	2.5

3.2 実験結果および数値シミュレーション結果

まず、実験で得られた河床高のコンター図を図-3に示す。狭窄部ではブロック先端での局所的な洗掘も

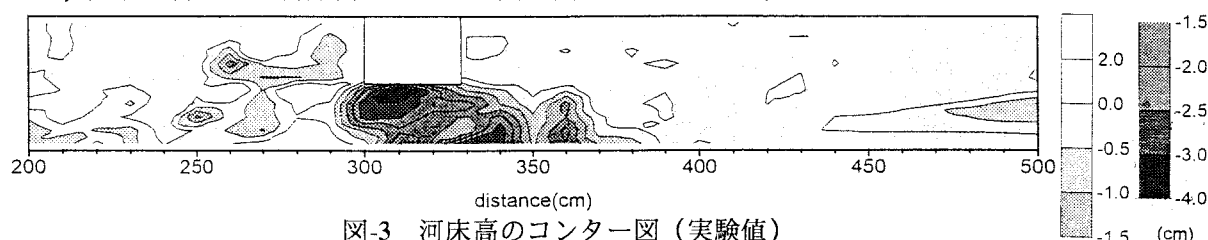


図-3 河床高のコンター図(実験値)

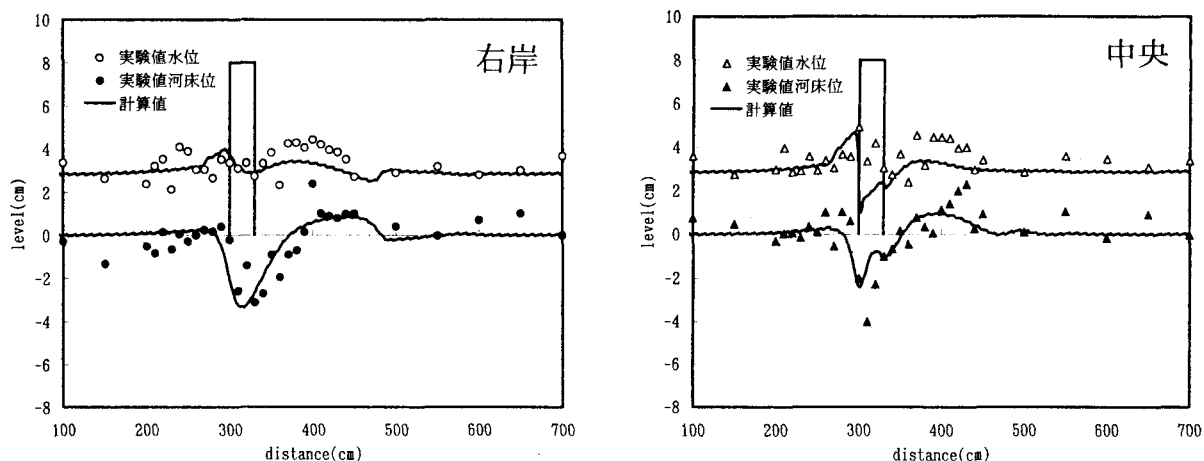


図-4 水位及び河床高の縦断形状に関する比較

見られるが、狭窄部上流端から下流域に大きな洗掘孔が生じており、淵が形成されている。つぎに、実験結果を再現した計算結果を図-4 に示す。図は水路右岸および中央部の水位および河床の縦断図で示したものであるが、ブロック先端部の局所的な洗掘を除いて良く実験値を再現できていることがわかる。

4. 現地スケールへの適用

上述した数値シミュレーションの結果、急勾配水路での河床変動がある程度の精度で数値解析によって再現できることが分かった。そこで、本シミュレーション法を実河川スケールに適用して考察する。

計算では、直線水路の平坦河床上に種々のブロックを設置して、河床変動計算を行い、平衡状態の河床形状特性と、平衡河床上的平水状態の流れを検討する。なお、この計算では河床砂を一樣砂とした。計算条件としては、ブロックの大きさと設置位置を様々に変化させたが、大きく分けると、2 ケースになる。CaseA はブロック設置位置を河道の左岸側とし、ブロックの大きさを流下方向と川幅方向に変化させたもの、CaseB はブロックを河道中央に設置し、同様に大きさを変化させたものである。

計算に用いる河床条件および水理条件等は、千代川の支流での水理量を参考とし、流量としては5年確率洪水流量である $20.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ と平水流量として $1.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ を採用した。表-2 に計算に用いた条件を示す。なお、計算メッシュは、流下方向・横断方向とも 0.5 m である。

表-2 計算条件

$\Delta x \text{ (m)}$	0.5
$\Delta y \text{ (m)}$	0.5
$\Delta t \text{ (sec)}$	0.04
洪水時流量(m^3/sec)	20.0
平水時流量(m^3/sec)	1.0
川幅 $B \text{ (m)}$	10.0
河床勾配	1/20
平均粒径 $d_m \text{ (m)}$	0.246
粗度係数 n	0.035
人工粘性係数	2.5

4. 1 平衡状態の淵の形状特性

まず、淵の形状を検討するにあたって使用する記号を図-5 のように定義する。図中の点線の領域は平均粒径 d_m 以上に河床が洗掘されている領域で、洗掘孔（面積：AA）と定義する。また、洗掘孔が存在する領域を洗掘域（面積：A）とする。最大洗掘深は Z_b で、洗掘域の流下方向の長さは L_b である。狭窄部上流域と下流域の洗掘域長さで洗掘域の検討を行うため、ブロック（水制）上端からの距離を L_1 、ブロック下端からの距離を L_2 と定義する。

CaseA と CaseB で得られた結果を表-3 および表-4 に、代表的なケースにおける元河床からの変動量のコンター図と水面形状を図-6 に示す。また図-6 に対応する流速ベクトル図を図-7 に示す。

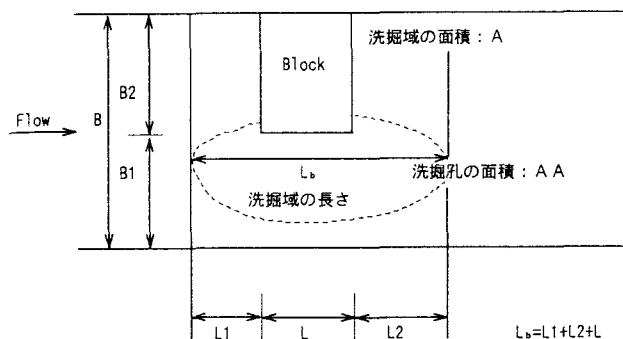


図-5 淵の形状の定義

表-3 CaseA での計算結果

Case	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	A-6	A-7	A-8	A-9	A-10	A-11	A-12
アノック幅B2 (m)	2.5	2.5	2.5	2.5	5.0	5.0	5.0	5.0	7.5	7.5	7.5	7.5
アノック長L(m)	2.5	5.0	7.5	10.0	2.5	5.0	7.5	10.0	2.5	5.0	7.5	10.0
最大洗掘深Z ₁ (m)	0.590	0.599	0.590	0.583	1.208	1.229	1.231	1.243	2.279	2.231	2.349	2.387
上流側洗掘域長さL1(m)	0.75	0.75	0.75	0.75	1.75	1.75	1.75	1.75	2.25	2.25	2.25	2.25
下流側洗掘域長さL2(m)	7.25	5.25	7.25	7.25	16.25	14.75	12.75	10.75	23.25	22.75	23.25	24.25
全洗掘域長さL ₁ (m)	10.5	11.0	15.5	18.0	20.5	21.0	21.5	22.5	28.0	30.0	33.0	36.5
洗掘域面積A(m ²)	98.75	97.50	136.25	155.00	192.50	190.00	182.50	175.00	261.25	262.50	273.75	290.00
洗掘孔面積AA(m ²)	40.00	42.00	51.25	58.50	92.00	93.00	98.25	105.25	118.75	123.50	128.25	135.25

表-4 CaseB での計算結果

Case	B-1	B-2	B-3	B-4	B-5	B-6	B-7	B-8	B-9	B-10	B-11	B-12
アノック幅B2(m)	2.0	2.0	2.0	2.0	5.0	5.0	5.0	5.0	7.0	7.0	7.0	7.0
アノック長L(m)	2.5	5.0	7.5	10.0	2.5	5.0	7.5	10.0	2.5	5.0	7.5	10.0
最大洗掘深Z ₁ (m)	0.363	0.382	0.401	0.411	1.025	1.054	1.070	1.081	1.413	1.395	1.347	1.285
上流側洗掘域長さL1(m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.75	0.75	0.75	0.75	1.75	1.75	1.75	1.25
下流側洗掘域長さL2(m)	6.25	4.25	2.25	0.25	7.75	7.25	6.75	6.25	7.75	7.75	7.25	6.75
全洗掘域長さL ₁ (m)	9.0	9.5	10.0	10.5	11.0	13.0	15.0	17.0	12.0	14.5	16.5	18.0
洗掘域面積A(m ²)	85.00	85.00	85.00	85.00	97.50	105.00	112.50	120.00	102.50	110.00	112.50	110.00
洗掘孔面積AA(m ²)	29.50	32.75	36.50	39.75	65.00	76.75	78.00	97.25	54.50	59.50	65.75	71.00

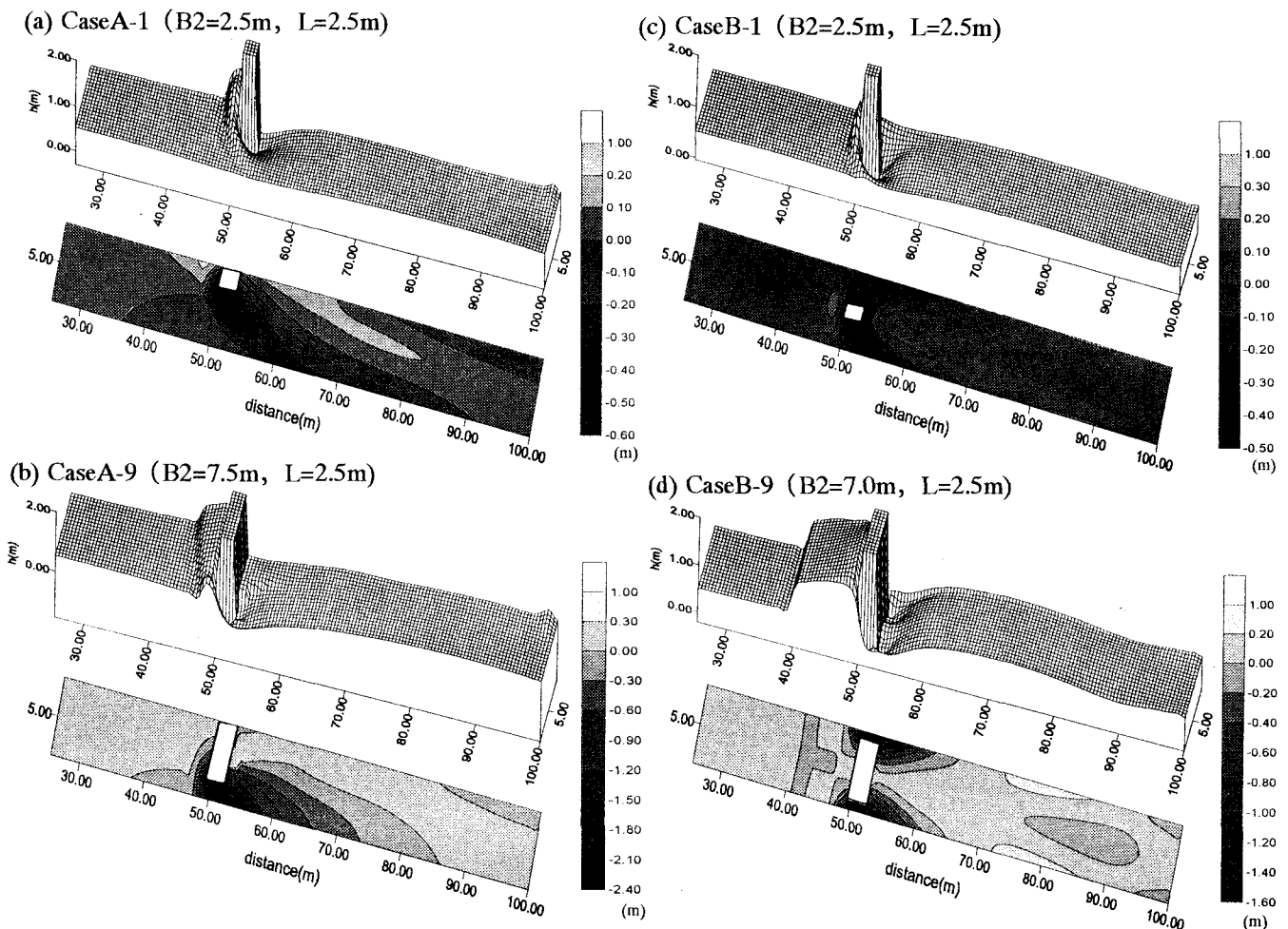
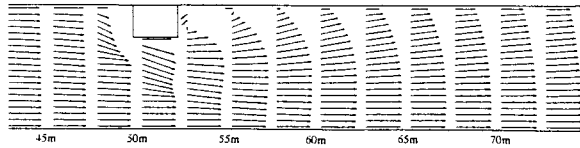
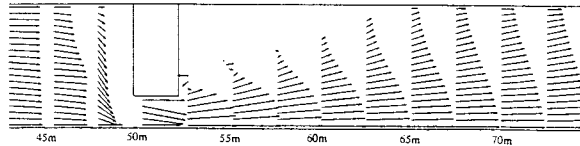


図-6 代表的なケースにおける水位と河床変動分布

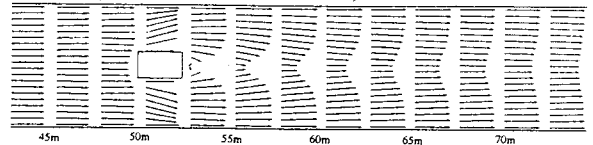
(a) CaseA-1 (B2=2.5m, L=2.5m)



(b) CaseA-9 (B2=7.5m, L=2.5m)



(c) CaseB-1 (B2=2.5m, L=2.5m)



(d) CaseB-9 (B2=7.0m, L=2.5m)

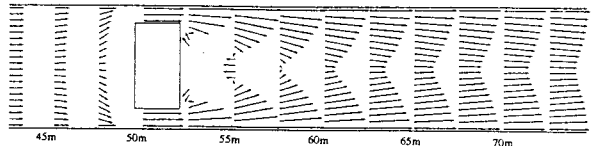
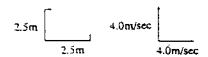


図-7 代表的なケースにおける平均流速ベクトル図



1) 最大洗掘深について

道上ら⁶⁾は、図-8 に示す直線河道の兩岸に非越流型不透水制を連続的に設置した場合の水制設置区間の元河床からの変動量 ΔZ に関する推定式として次式を提案している。

$$\frac{\Delta z}{h} = \left[\left(\frac{B l}{B} \right)^{-4/7} - 1 \right] + (0.5 F r^2) \left[\left(\frac{B l}{B} \right)^{-6/7} - 1 \right] \quad (2)$$

上式は、本研究と同様に狭窄部での平均的な河床低下量を推定する式としても使用できるため、式(2)から得られる平均河床低下量と計算結果で得られた最大洗掘深をを比較して図-9 に示す。まず、計算結果について見ると最大洗掘深はブロックの長さ L にほとんど影響されていないことがわかる。つぎに、式(2)と比較すると両ケースとも、ブロック幅が大きくなると理論値よりやや小さくなっているが、ブロック幅が小さく $B1$ が B の50%以上のときはほぼこの推定値と一致している。

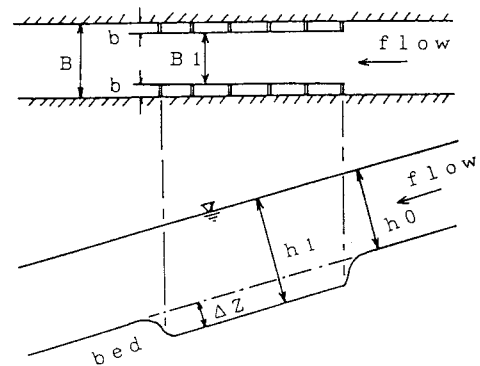
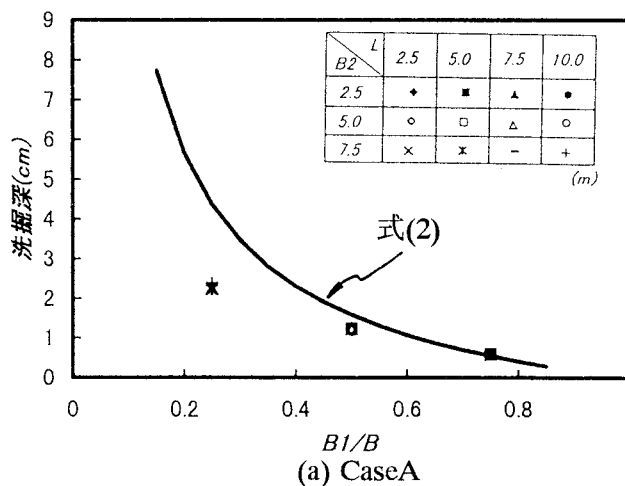


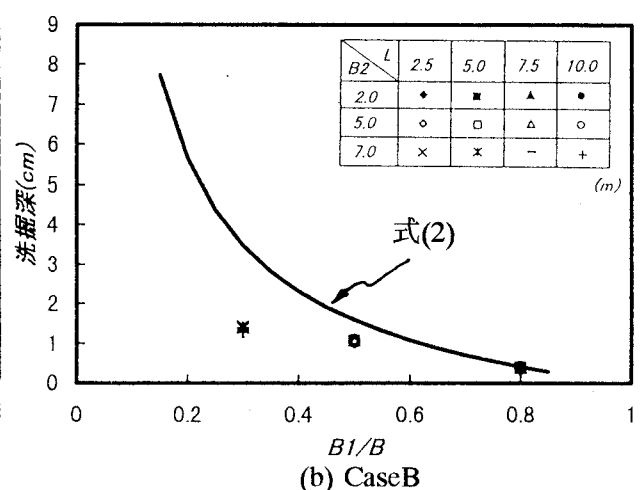
図-8 狭窄部の概要

2) 洗掘域について

洗掘域については、ブロック上端より上流側の洗掘域長さ $L1$ とブロック下端より下流側の洗掘域長さ $L2$ とに分けて検討した。この $L1$ および $L2$ を最大洗掘深で無次元化したものをそれぞれ図-10 および図-11 に示す。まず、上流側の洗掘域長さは両 Case とともに最大洗掘深と同様 L によっては変化しないが、CaseB の場合の方が全体的に CaseA よりも値が小さくなっている。値としては CaseA の場合、最大洗掘深の 1.2 倍程度、CaseB の場合は 0.8 倍程度の値で評価できると考えられる。



(a) CaseA



(b) CaseB

図-9 最大洗掘深（計算値）と平均河床低下量（理論値）との比較

つぎに、下流側の洗掘域長さは、上流側洗掘域長さと同様に CaseB の方が CaseA よりも小さい値をとっている。また CaseB で $B1/B$ が 0.8 の場合を除いて、 L による $L2$ の値の変化は見られず、CaseA の場合は最大洗掘深の 10 倍程度、CaseB の場合は 8 倍程度の値で評価できることがわかる。したがって、洗掘域長さは、ブロックを河岸に接続させて設置した方が長くなることがわかる。なお、CaseB で $B1/B$ が 0.8 の場合は、ブロック長 L に反比例して $L2/Z_b$ が小さくなっているが、この原因は L が長くなると狭窄部領域での流れが流下方向に整流されるためと考えられる。

4. 2 水深分布と流速分布特性

1) 水深分布

洪水時および平水時の水深分布をそれぞれ図-12 および図-13 に示す。洪水時の場合、両 Case 共にブロック幅 $B2$ が川幅 B の 25% 以下のときはある水深領域の割合が大きくなっている。これは、洗掘形状が局所的であるためであると考えられる。洗掘深等の洗掘形状が L によって変化していないため、これらの分布も L の大きさの違いによる変化は見られない。また、 $B2$ が大きくなると洗掘深が大きくなるため分布の幅も広がっている。さらに、洪水時でも両 Case 共にブロック背後に干上がっている領域が生じていることがわかる。全体的に見ると、中央にブロックを設置した CaseB の場合の方がやや多様性の程度が高いと言える。

2) 流速分布

同様に洪水時と平水時の流速分布を図-14 および図-15 に示す。まず、洪水時であっても流速が 1m/s 未満の流速が遅い死水域が存在しているのが分かる。また、死水域の全体に占める割合は、 $B2$ が大きくなるに従って増加しているが、洪水時における死水域の存在は、魚類等の避難場として重要であると考えられているため、注目すべき点の一つである。一方、平水時では、 $B2$ が大きくなるに従ってより多様化しているが、それに伴って最大流速が大きくなっており、魚類の遡上等を考えると一概には良好な環境とはいえない。

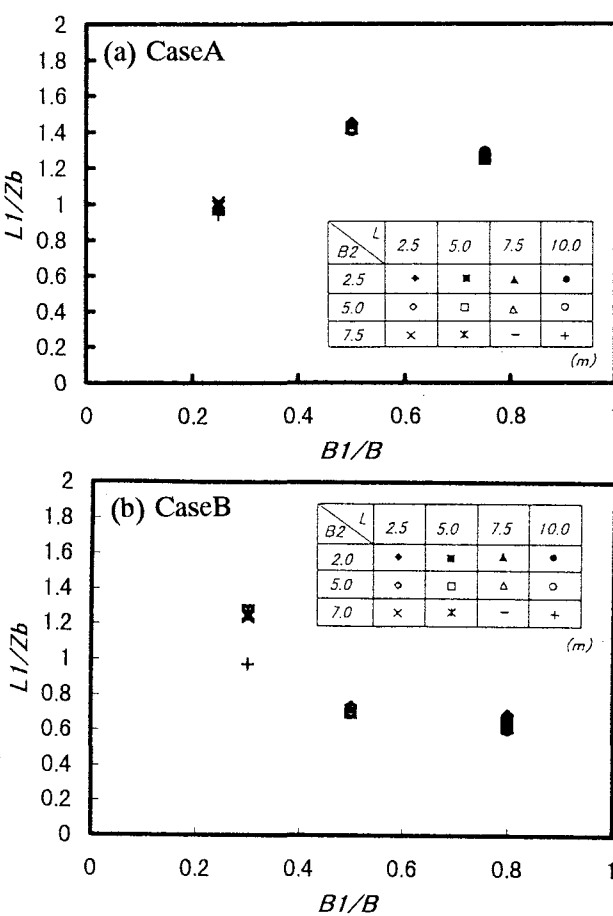


図-10 ブロック上流側の洗掘孔長 $L1$

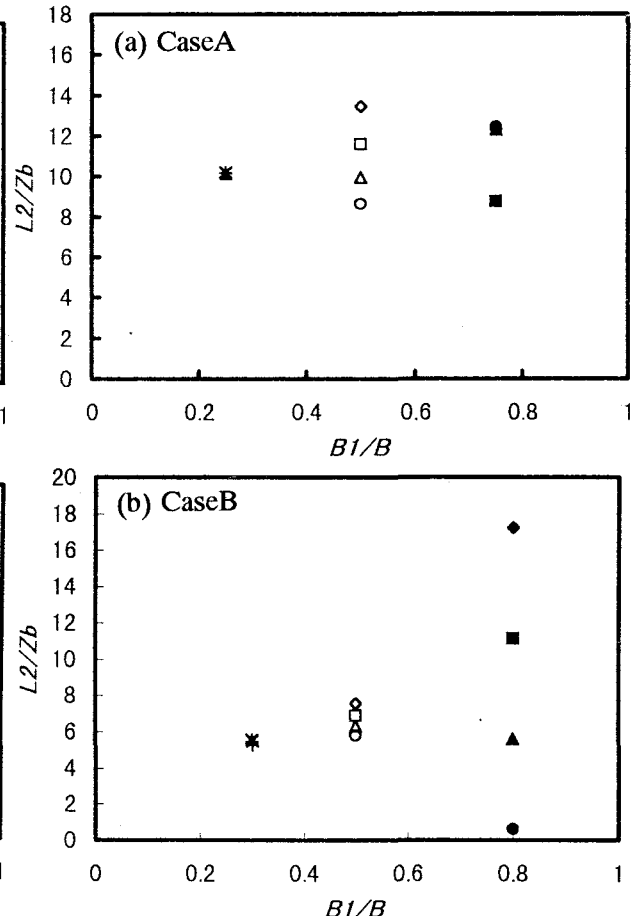


図-11 ブロック下流側の洗掘孔長 $L2$

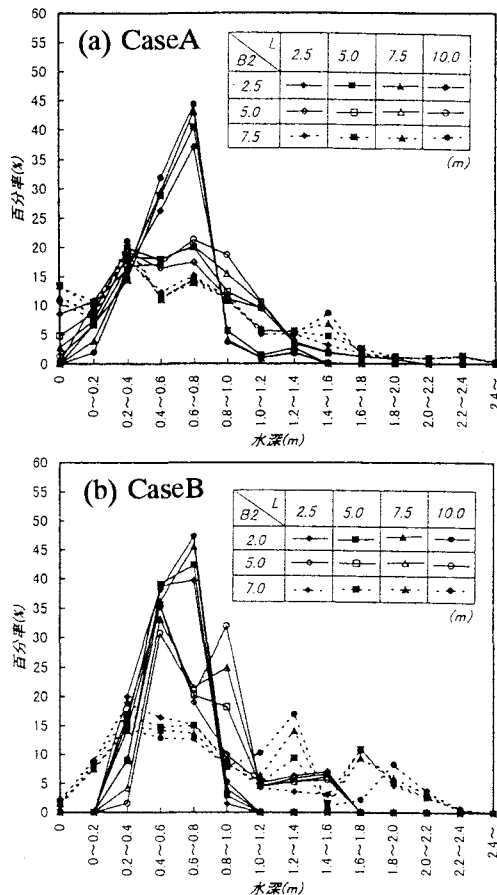


図-12 洪水時の水深分布特性

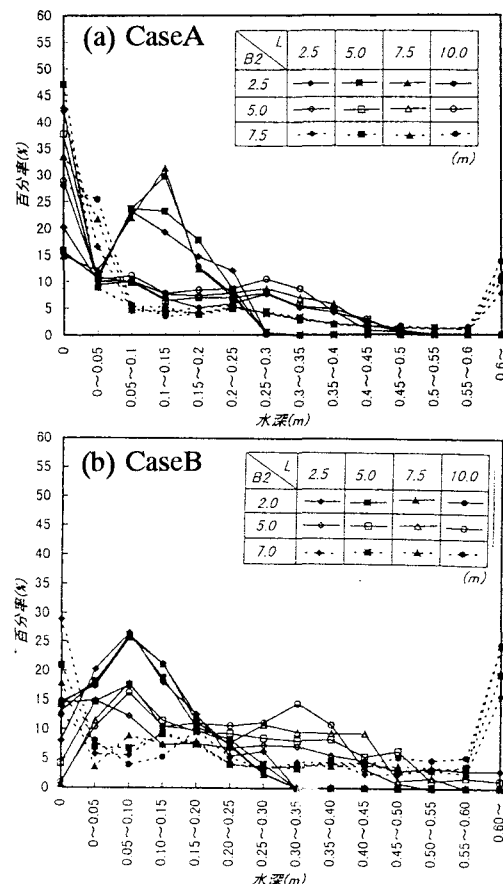


図-13 平水時の水深分布特性

5. 山地河道の淵の形成に関する提案

本研究では、河川上流部を想定し、直線河道の平坦河床上にブロックを設置することによって淵の特性に関して、実河川スケールでの数値実験に基づいて検討した。また、淵内の洪水時と平水時の水深や流速などの分布に関しても検討を行った。対象とした河川が直線水路で、設置したブロックは長方形、河床材料は一樣粒径という限られた条件下での数値解析であるが、本研究で実施した計算条件下で得られた結果を示すと以下の通りである。

- 1) 用いた数値計算法は局所的な洗掘を除いて実験値を再現できることがわかった。
- 2) 形成される淵の最大洗掘深、上流側洗掘域長さおよび下流側洗掘域長さはブロックの流下方向の長さにはほとんど関係しないが、ブロック幅によって変化する。また、多少の変動はあるものの狭窄部下流の淵の長さは最大洗掘深の約 10 倍程度で評価できる。また、最大洗掘深に関しては、ブロック幅が比較的小さい場合従来の狭窄部での平均河床低下量の推定式で評価できる。
- 3) 形成された淵では水深・流速ともに多様性が創出され、特にブロック背後では魚類の避難場となる死水域の存在が確認できた。

以上が主要な結果であるが、このような数値計算を用いることによって以下の情報が得られることがわかる。

- 1) 直線河道であってもブロック等を河道内に設置することによってどのような淵が形成されるかを推定することが可能である。また、この情報に関しては従来の推定式を利用してもある程度予測できる。
- 2) 淵が形成された後の洪水時あるいは平水時の水深分布・平均流速分布（検討は十分行っていないが粒度分布も含む）を予測することができる。

実際に河道内に巨石やブロック等によって淵を形成させようとする場合、1) 治水上安全であるか、2) 長期的に安定な河道であるか、3) 水性生物等にとって良好な環境であるか、4) 景観等の人間から見た親

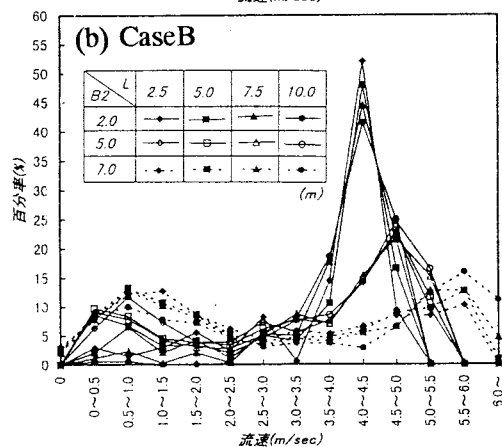
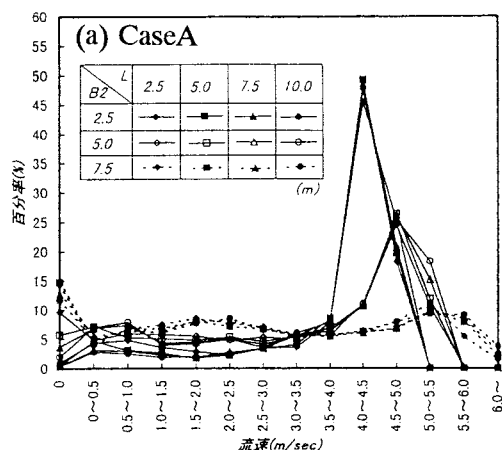


図-14 洪水時の流速分布特性

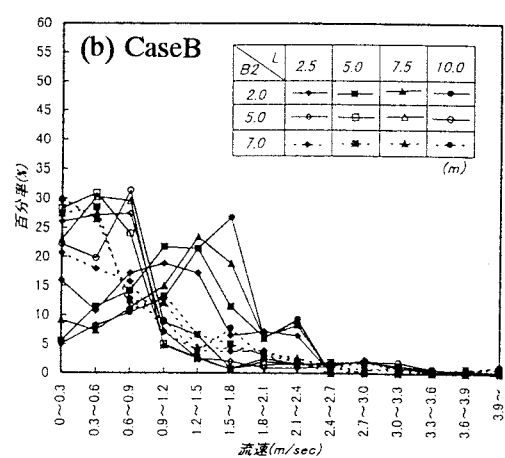
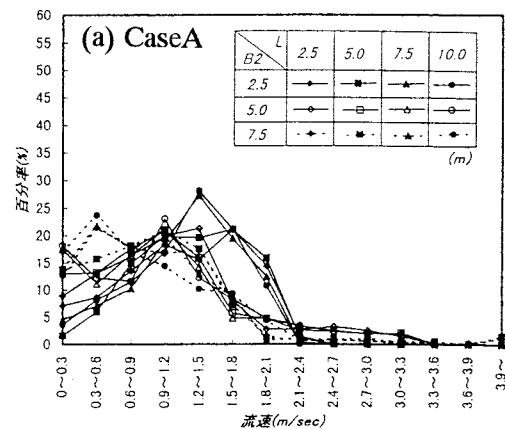


図-15 平水時の流速分布特性

水性を持っているかどうか等によって、個々の河川の特徴に合わせて検討されるべきであると思われる。1) および 2) に関しては、あらかじめ対象とする河川における土砂水理学的特性が明らかな場合、上述したような数値計算法を利用することによってある程度満足する河道を設計することが可能であると思われる。しかしながら、3) に関しては現在多方面で検討されているが、どのような土砂水理学的環境が影響を及ぼしているかが不明であるとともに、それらのパラメータの空間的・時間的な定量的評価が現在のところ十分ではない。たとえば、本研究では流速に関して頻度分布を示したが、水深方向の平均流速で十分であるかどうか。さらに、分布形は図-5 で定義した洗掘域内の値であり、この分布形状は対象とする領域が変化すれば当然変わってくるものである。したがって、どのような領域で評価するか等の問題があると思われる。

山地河道は通常では河床が変化せず、数年あるいは数十年に一回の洪水によって河床が変動するため、このような洪水時の河床変動を考慮することによって長期的に安定でかつ安全な河道を設計することが可能であると考えられるが、生態系や親水性にも配慮した河道設計を行うためには、上述したようなパラメータの評価が必要であると思われる。

なお、本研究は、大学院生大丸雄一郎氏（現在大成建設㈱）および 4 年生一ノ瀬明子氏（現在㈱ウエスコ）の協力を得て実施されたことを記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 山口：河川の自然環境を保全し創造する河川技術，河川，第536号，pp.42-49，1991。
- 2) 芦田・道上：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究，土木学会論文集，第206号，pp.59-69，1972。
- 3) 長谷川：非平衡性を考慮した側岸侵食量式に関する研究，土木学会論文集，第316号，pp.37-50，1981。
- 4) 平野：Armoringをとまなう河床低下について，土木学会論文集，第195号，pp.55-65，1971。
- 5) 永瀬・道上・檜谷：狭窄部を持つ山地河川の河床変動計算，水工論文集，第40巻，887-892，1996。
- 6) M.Michiue, K.Suzuki and O.Hinokidani: Formation of low-water bed by spur-dikes in alluvial channels, Proc. of 4th Cong. of APD-IAHR, pp.685-698, 1984。