

# 千代川における河川環境に関する研究

## 要 約

1. 緒論
2. 淫の分類と千代川における分布
3. 千代川の淕の構造と魚類の生息
4. 階段状河床形態の淕
5. 山地河川の流れと河床変動
6. 山地河川の局所流と局所洗掘
7. 結論

京都大学 大学院農学研究科 藤田 正治  
鳥取大学 工学部 道上 正規  
鳥取大学 工学部 檜谷 治



## 要 約

本研究では、河川環境の一つの要素である淵と瀬の構造に着目して、淵周辺の河道特性が上流から下流でどのように変化するのかを鳥取県の千代川において現地調査し、その中で生息している魚類の生息調査もあわせて行った。つぎに、山地溪流に見られる階段状河床形態の連続する淵を対象にして、その発生条件および形状特性について土砂水理学的に検討するとともに、淵の破壊についても実験的に考察した。また、河川環境造りにおいて、局所的な流れや河床変動を予測することはこれから益々重要になってくるものと思われる。そこで、2次元の流れや河床変動の計算方法を構築するとともに、それを使った局所洗掘の形成過程のシミュレーションを行った。本報告書は、以上の調査研究を取りまとめたもので、内容はつきのようである。

第2章では、淵瀬構造に及ぼす諸要因を明らかにするとともに、淵の分類を土砂水理学でいう局所洗掘という観点的から、階段状河床型、落差型、弯曲型、砂州型、局所洗掘型、湛水型に分類した。千代川においてこれらの淵の分布を調べた結果、弯曲型の淵は上下流全体に分布しているのに対し、砂州型の淵は河口から30km上流までの範囲に発生しており、とくに20km上流までに集中していることがわかった。また、階段状河床型の淵は河口から30kmより上流に見られることがわかった。

第3章では、千代川の淵の構造とそこに生息する魚類について調査した結果、河川上流部の弯曲型の淵の個所は、流速や水深のみならず河床材料も平面的に顕著に変化するため、多種多様な魚類が生息できる環境が備わっていることがわかった。また、河川下流部にできる砂州型の淵では、弯曲型の淵に比べて流速、水深、河床材料などの変化が少ないが、護岸にブロックを置いたり、流れの中心に捨て石を沈めておくと多様な魚類の生息地になり得ることが示された。

第4章では、様々な淵のうち、山地河川でよく見られる階段状河床型の淵の間隔、形状、材料特性について現地調査に基づいて明らかにするとともに、その形成過程および破壊過程について理論的に検討した。その結果、階段状河床形態の淵は過去の流量履歴によって形成と破壊を繰り返し現在の姿になったと思われるが、発生条件や淵の間隔の点から考えると、約5年確率の洪水に対する階段状河床形態とよく対応している。また、一旦形成された淵は、河床波による形状損失とアーマーコートの発達のために、ある程度の洪水には耐えることができ、数十年確率の洪水で破壊されることが推察された。

第5章では、山地河川の河床変動を計算するための手法をマッコーマック法により開発した。この方法によると、簡単なアルゴリズムで従来の計算法と同程度の精度で計算できることがわかった。

第6章では、5章で提案された計算法を山地河川の局所洗掘の形成過程に適用した。ブロック周辺の洗掘現象について再現計算を行ったが、洗掘形状の再現性に関してはやや悪いが、洗掘位置あるいは洗掘深はほぼ実験値を再現できた。

## 1. 緒論

河川の環境整備の要望が高まる中、多自然型河川工法が取り入れられるようになり、河川周辺の環境は以前のものとかなり変わってきた。しかし、環境整備によって造られたものが生態系の保全・育成や親水性の改善に十分寄与してきたとは言い難く、むしろ多くの問題点を抱えたまま試行錯誤的に実施してきたというのが現状であろう。河川環境を構成している諸要素には、生物的なもの、河川形態的なもの、水質水量に関するもの、景観に関するものなど多岐にわたるので、今後これらの側面からさらに河川環境というものを見直し、その成果を環境整備に取り入れていくことが重要である。

色々な側面があるなかで、河川形態的な側面から魚類の生息環境について考えてみよう。いま、魚類の生息環境として河川を見た場合、河川を線としてだけでなく、面として扱わなければならない。なぜなら、流速、水深、水質、水温、河床材料、河床形状など魚類の生息に影響を与えると思われる水理学的または土砂水理学的要因はマクロにみると上流から下流に線的に変化しているが、ミクロにみると面的にも著しく変化しているからである。そこで、千代川に生息する代表的な魚としてヤマメ、オイカワを取りあげ、生息環境<sup>1),2)</sup>を線的な位置（源流→上流→中流→下流→河口）、面的な位置（トロ→淵→平瀬→早瀬）、河床材料（細砂→粗砂→細礫→粗礫）の三つの要素から整理し、成魚の生息場所と産卵場所別を示すと図1・1のようになる。この図のように、生息環境は魚種によって線的な位置だけでなく面的な位置も異なっていることがわかる。また、一般的に産卵は生息領域の中の特定の場所を選んで行われているようである。したがって、多くの魚類が生息できる環境をもつ河川とは、流速や河床材料が線的にも面的にも変化するような河川である。淵・瀬の構造が魚類の生息に重要であると言われているのは、淵や瀬の周辺で面的に流速、水深、河床材料が変化し、そのような場は色々な種類の魚類が生息できる環境を提供するものだと考えられるからである。近年の河川整備では、河道を一様化して治水機能の充実を図ったために、河川環境が悪化したと言っても過言ではない。

以上のように、河川環境造りを進めていくうえで、河川形態の非一様化を造り出すことがポイントになると考えられるが、たとえば単に淵と瀬を適当に造ればよいわけではなく、土砂水理学的に秩序のある構造を持ったものを造らなければ、生物の生息には適さないだろうし、洪水に対する強度も十分得られないものと考えられる。したがって、土砂水理学的に見て安定な非一様な河道はどのようなものかを探ることが重要である。土砂生産があまり活発でない山地渓流では、通常の洪水では多少の河床変動はあっても淵や瀬の構造骨格が変化するような場合が少ない。長年経験した洪水によって、河道がより安定なものへと変化したものと考えられるが、そのような場における淵の構造の調査は有用な情報を提供してくれるであろう。また、今後、数値計算によって淵瀬構造の形成過程や変形過程をシミュレーションするということも、適切な淵と瀬の構造を決定するために重要な要素になってくるであろう。

本研究では、非一様な河川形態を造り出す重要な要素として“淵と瀬の構造”に着目して、淵周辺の河道特性が上流から下流でどのように変化するのかを鳥取県の千代川において現地調査し、その中で生息している魚類の生息調査もあわせて行う。つぎに、山地渓流に見られる階段状河床形態の連続する淵を対象にし

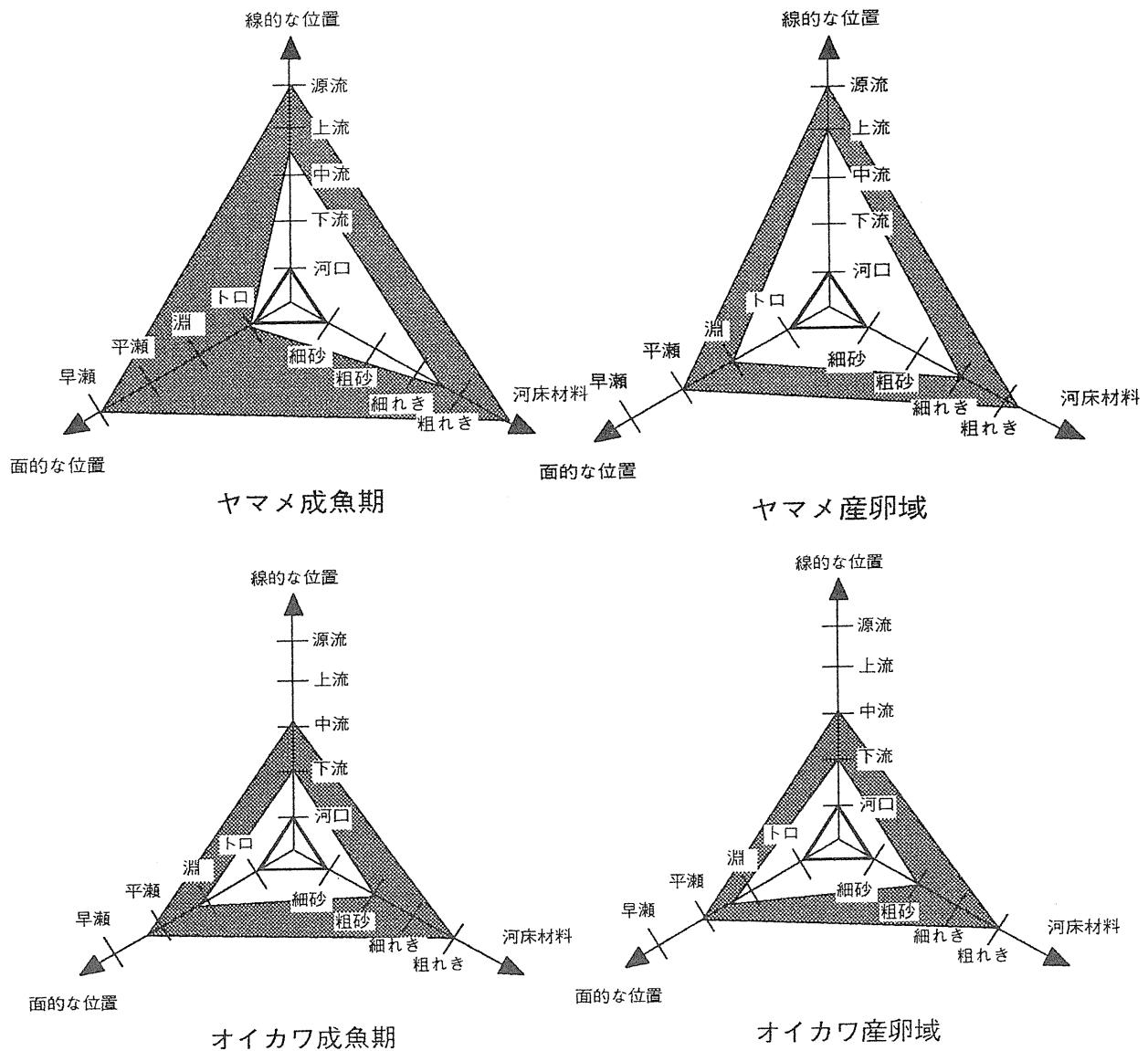


図1・1 ヤマメとオイカワの生息領域

て、その発生条件および形状特性について土砂水理学的に検討するとともに、淵の破壊についても実験的に考察する。また、河川環境造りにおいて、局所的な流れや河床変動を予測することは、これから益々重要になってくるものと思われる。そこで、2次元の流れや河床変動の計算方法を構築するとともに、それを使った局所洗掘の形成過程のシミュレーションを行う。

本研究の構成は以下のとおりである。まず、第2章では、淵瀬構造に及ぼす諸要因を明らかにするとともに、土砂水理学的に見た淵の分類と千代川におけるその分布について検討する。第3章では、千代川の淵の構造とそこに生息する魚類について調査した結果を示し、魚類にとって良好な淵の構造を考察する。第4章では様々な淵のうち、山地河川でよく見られる階段状河床型の淵の間隔、形状、材料特性について現地調

査に基づいて明らかにするとともに、その形成過程および破壊過程について理論的に検討する。第5章は山地河川の河床変動を計算するための手法を開発し、第6章では、5章で提案された計算法を山地河川の局所洗掘の形成過程に適用する。

## 2. 淫の分類と千代川における分布

### 2. 1 概 説

従来、淕の形成場所の違いに応じてS型、M型などのような淕の分類がなされているが<sup>3)</sup>、淕は河道に形成される局所洗掘と見ることができるので、土砂水理学的に形成要因が抽出され、それに応じて分類することができる。淕の形成や破壊過程等について検討するときこのような分類をしておくと、定性的かつ定量的な解析が土砂水理学を基礎として行えるので、ここでは、このような淕の分類と千代川におけるその分布について検討する。

### 2. 2 淕の分類

河川の代表的な淕は主に弯曲部や渓流部に形成されるが、移動床に形成されるものと固定床である基岩そのものが淕になっている場合がある。本研究では、とくに前者の移動床における淕を対象とする。また、淕の形成には図2・1のように河道条件、水文条件および土砂生産条件が影響しているが、しばしば人的なインパクトがそこに加えられる。人的なインパクトとは護岸、ダム、堰など河道条件に与えるインパクト、林道、山林の開発など土砂生産条件に与えるインパクトなどのことである。淕の形成や変化過程を検討するとき、つねにどのような人的なインパクトが加えられているかを認識しておくことが重要である。

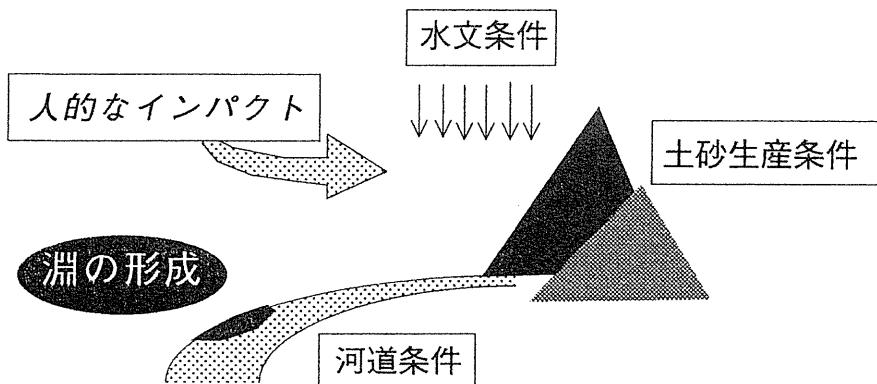


図2・1 移動床における淕の形成に関する要因

これまで、淵は図2・2のようにS型、R型、M型、D型に分類されている<sup>3)</sup>。S型は河床の固さが異なると、軟らかい方の部分がえぐられて蛇行点でもないのに生じる淵のことで、たとえば、堰や落差工直下の深掘れや滝壺がこれに当たる。R型は巨大な岩や橋脚部の周辺に生じる深掘れである。M型は河川の蛇行点にできる淵、D型は堰堤などの上流にできる淵である。このような分類は淵の形成を端的に表現しており

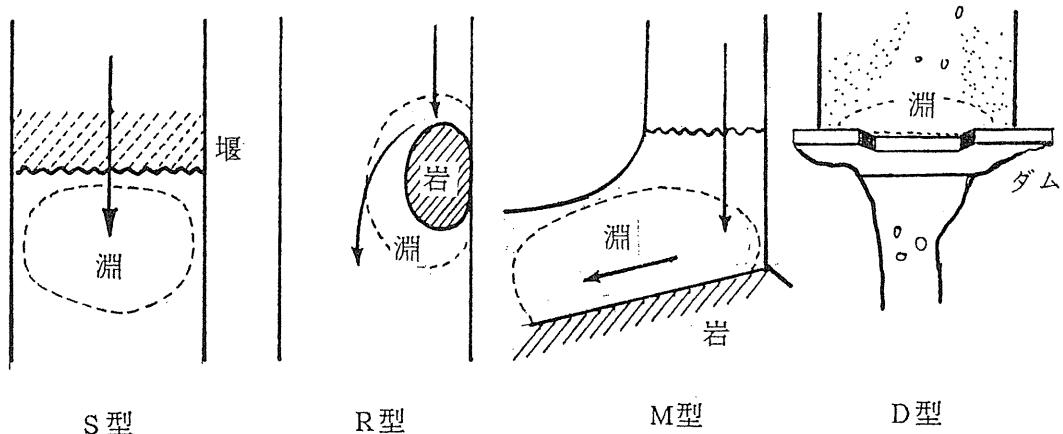


図2・2 淀の分類<sup>3)</sup>

実用的であるが、ここでは将来淵の周辺の流れや河床変動を解析するということを念頭において、土砂水理学でいう局所洗掘という観点的から図2・3に示すように、階段状河床型、落差型、弯曲型、砂州型、局所洗掘型、湛水型に分類した。以下、各々について簡単に説明する。

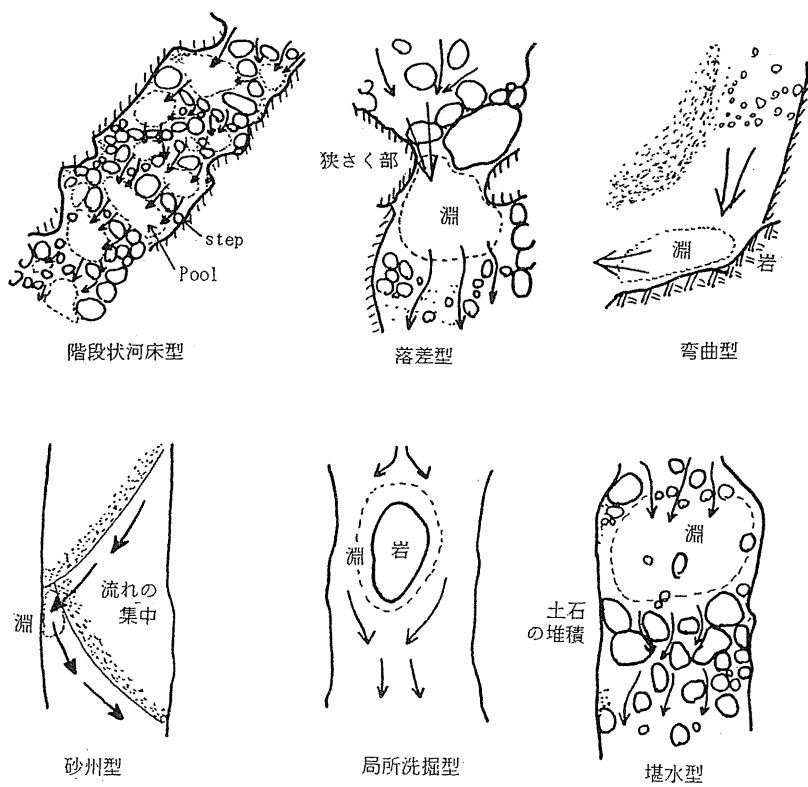


図2・3 土砂水理学の局所洗掘という観点から見た淵の分類

### (1) 階段状河床型

階段状河床形態は連続したステップとプールからなる山地河川の代表的な河床形態である。このプールの部分を階段状河床型の淵と定義する。写真2・1にその一例を示す。芦田、江頭ら<sup>4)</sup>によると、この河床形態は移動床において形成される反砂堆が発達したものであると考えられるので、図2・4に示すように流量、河床勾配、河床材料などが、その形成過程に影響する。



写真2・1 階段状河床型の淵の例

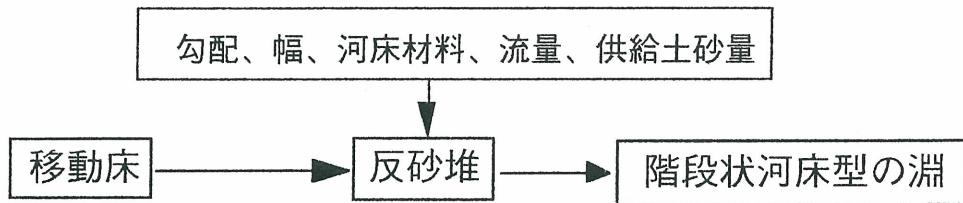


図2・4 階段状河床型の淵の形成過程

### (2) 落差型

位置エネルギーの大きい水脈が落下することによって形成される淵である。たとえば、山地河川で狭窄部や弯曲部に土石流が堆積すると巨石群の落差ができ、その直下流に大きな淵ができる。また、堰や砂防ダムのような人工的な落差構造物の下流にも淵が形成される。従来の分類のS型がこれにあたる。写真2・2にその一例、図2・5にその形成過程を示す。

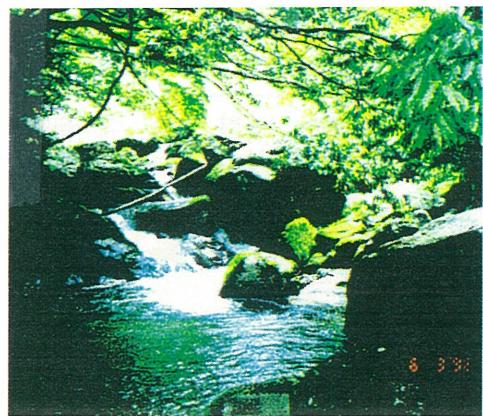
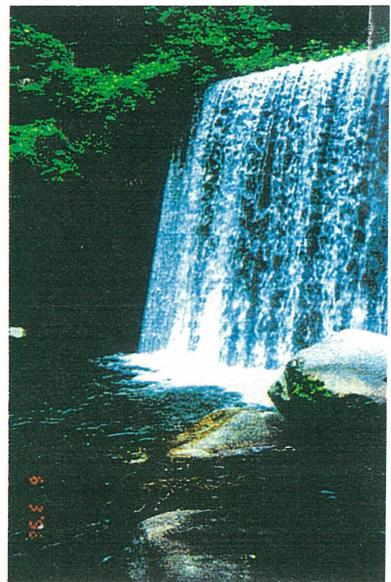


写真2・2 落差型の淵の例

上：右岸から迫り出した岩盤による狭窄部の上流に土石が堆積して落差を造り、その下流側に淵が形成

左：砂防ダムの下流に形成された淵

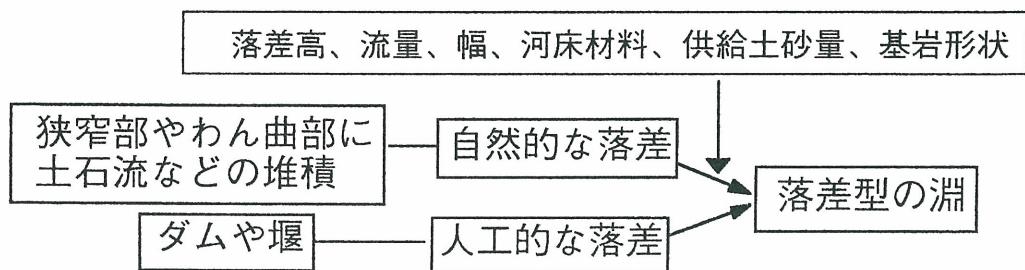


図2・5 落差型の淵の形成過程

### (3) 弯曲型

弯曲部には遠心力の影響で二次流が発生する。この働きにより外岸側は局所洗掘され、通常深い淵が生じる。M型の淵がこれに相当する。写真2・3は千代川の上流部の弯曲部にできた淵の一例を示したものである。写真手前側が内岸、流れは左から右へ向かっている。写真左側に砂礫堆が見られるが、これは洪水時に砂礫堆を形成しながら弯曲部に土砂が流入したもので、淵はこの下流側に形成されている。急勾配の場合には弯曲部にこのような形態の淵がしばしば見受けられる。図2・6に一般的な弯曲型の淵の形成過程を示す。



写真2・3 河川上流にできた弯曲型の淵

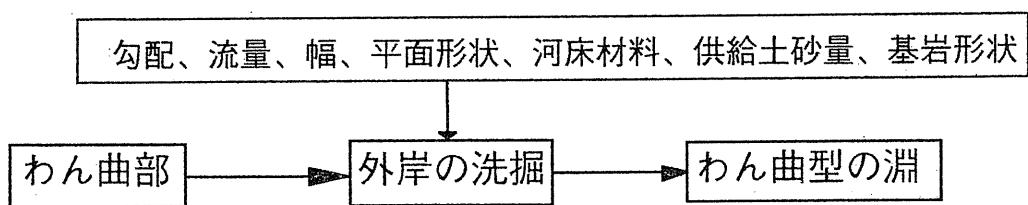


図2・6 弯曲型の淵の形成過程

#### (4) 砂州型

交互砂州上の流れは蛇行し、側岸付近に流水の集中部が生じる。減水時にはそのような水衝部には流水が集まり、比較的深い淵が形成される。

#### (5) 局所洗掘型

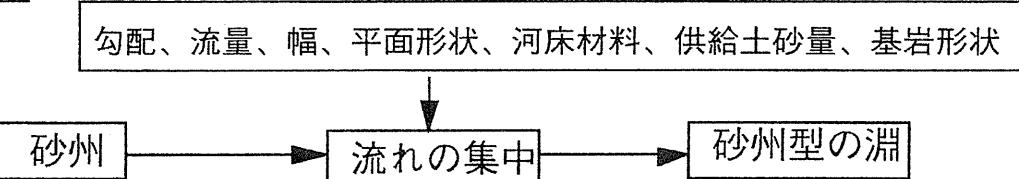
大岩、橋脚、水制等の周辺部は一般に局所洗掘が生じ、R型に対応する淵が形成される。

#### (6) 湛水型

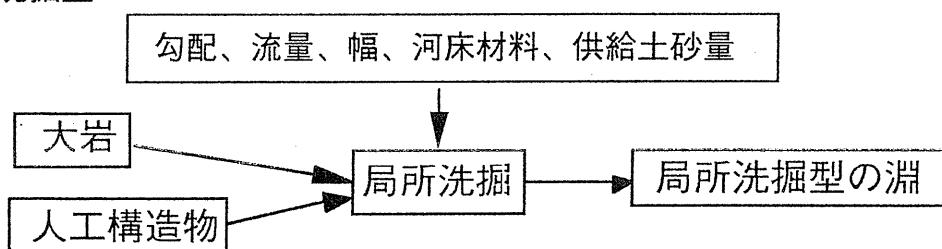
下流側が土石の堆積等によって堰止められてできた淵である。D型がこれにあたる。

図2・7に砂州型、局所洗掘型、湛水型の淵の形成過程をまとめて示す。

#### 砂州型



#### 局所洗掘型



#### 湛水型

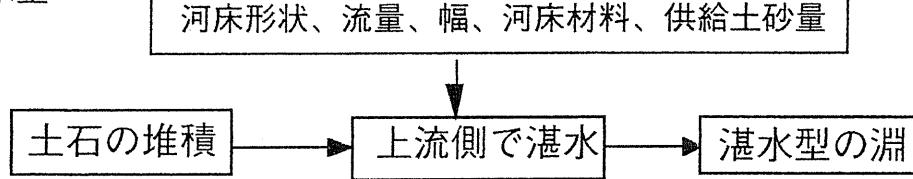


図2・7 砂州型、局所洗掘型、湛水型の淵の形成過程

## 2. 3 千代川における渦の分布

2. 2で述べたような渦が河川の縦断方向にどのように分布しているかを千代川において調査した。図2・8はその結果を示したものである。弯曲型の渦は主に河道の平面形状に起因しているので、上下流全体に分布しているのに対し、砂州型の渦は河口から30 km上流までの範囲に発生しており、とくに20 km上流までに集中している。また、階段状河床型の渦は河口から30 kmより上流に見られる。河川上流域では階段状河床形態と砂州が共存する場合もあるが、河川の上流では一般に階段状河床型の渦、中流下流では砂州型の渦が見られる。落差型の渦は主に取水堰の直下流に形成されている。調査区間にいわゆる源流域が含まれていないので、自然の落差による渦は見られなかった。湛水型の渦は取水堰の上流に形成されている。

● 発生位置

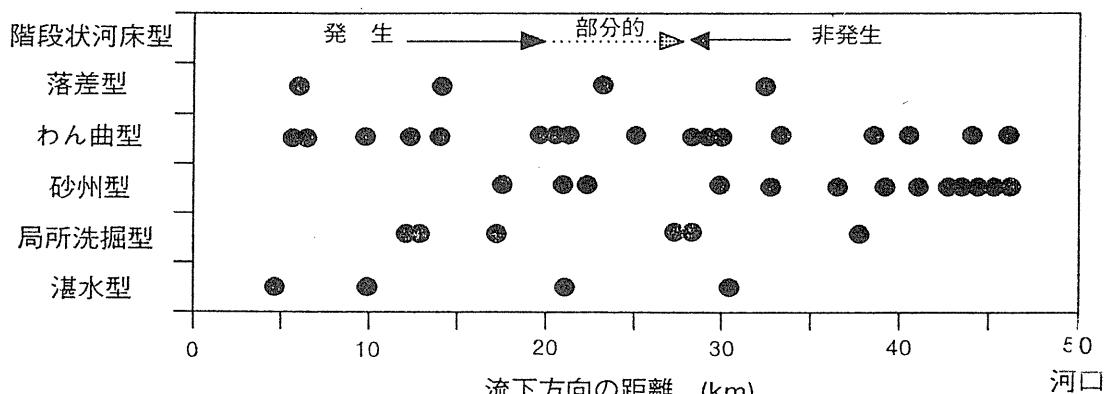


図2・8 千代川における渦の分布

## 3. 千代川の渦の構造と魚類の生息

### 3. 1 概 説

鳥取県の東部を流れる千代川は、沖ノ山に源を発し、流域面積 1,190 km<sup>2</sup>、流程 52 km の比較的急流な河川である。この河川の渓流域、上流域、中流域、下流域に見られる代表的な渦の構造と魚類の生息について調査した。その結果を示し、魚類にとって良好な渦の構造について検討する。

### 3. 2 渦周辺の河道特性と魚類の生息

#### (1) 渓流域

千代川支流の曳田川で河道形状および河床材料分布を調査した。図3・1は河道の平面形状および図中の測線A-A'に沿った縦断形状を示したものである。上流部の弯曲地点(2, B)付近には、粒径1 mから2 m程度の岩が堆積し、約2~3 mの落差を形成している。これは土石流のような巨石を含んだ流れが弯曲部に堆積して落差を作り、その下流に水深2 m程度の深くて大きい渦が生じたものと推察される。この

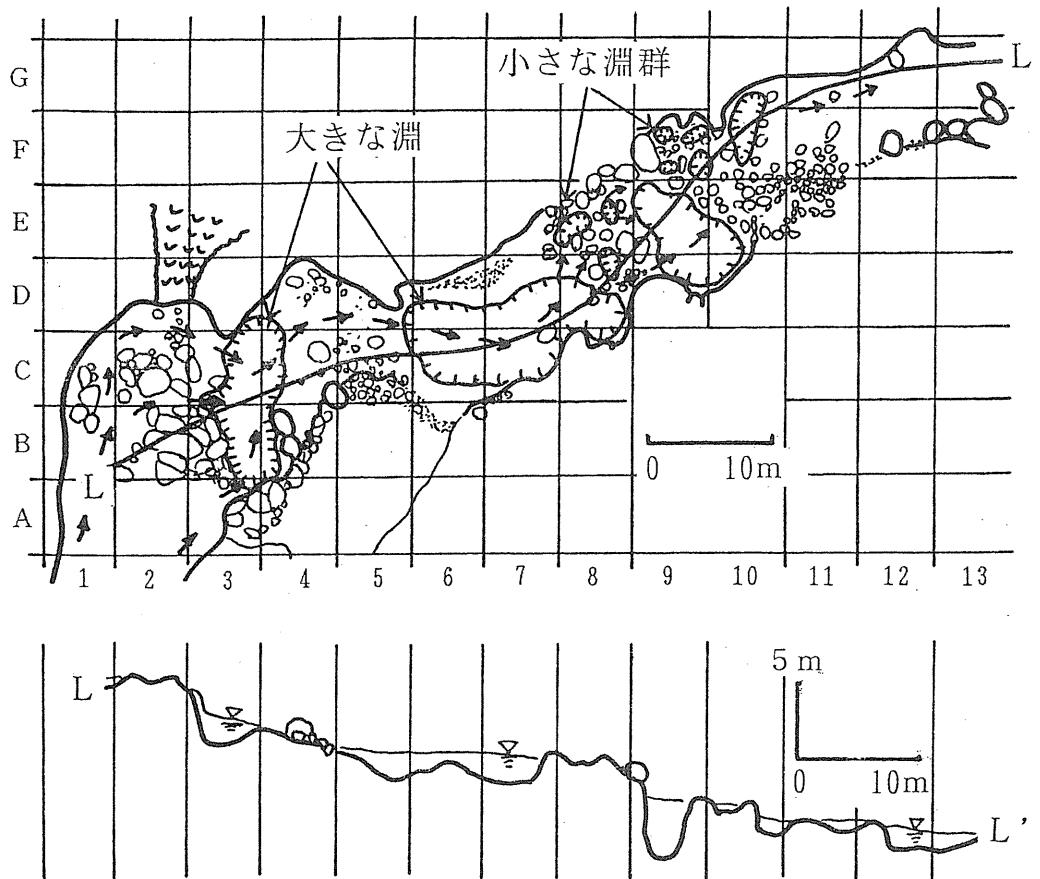


図3・1 溪流域の淵の構造

のような淵は2章で示した淵の分類の中の落差型の淵である。淵の中の河床材料は約2~3cmの礫である。その下流の(5, C)や(9, D)付近の狭く部にも数十cmの礫が堆積し、落差型の淵を構成している。ついで、(8, E)や(9, F)付近の瀬の部分には、小さな階段状河床形態の淵群が形成されている。このように自然渓流では、弯曲部や狭く部に粒径の大きな石や岩が堆積し、その下流に落差の大きな淵を形成する。また、淵と淵の間の勾配の急な部分には階段状河床形態の淵群が形成される。なお、この周辺では潜水調査によりヤマメの生息が確認されており、図示したような大小の淵が共存するこの地域は渓流魚の良好な生息域である。

## (2) 上流域

図3・2(a)は千代川上流の智頭町篠坂の弯曲部の淵周辺における等水深線と表面流速ベクトル、図3・2(b)は河床材料分布を示す。右岸は岩盤で水衝部になっており、水深4m以上の深い淵が形成されている。淵の河床材料は粗礫やコブルで構成されている。ここから左岸にかけてのいわゆるかけ上がり部では、河岸に向かって河床材料は細粒化している。淵に向かう流れの個所はコブルで形成されており、その右岸は砂で構成された淀みになっている。図3・2(c)はこの淵に生息する魚の分布を潜水調査により調べた結果を示したものである。流速や河床材料の大小に応じて、アユ、ヤマメ、ヨシノボリ、ウグイ、カワムツ、ドジョウなどが住み分かれている。このように、混合砂で構成された弯曲部に自然にできた淵においては、平面的に流速、水深、河床材料が著しく変化し、そのため多くの魚種が淵全体で生息することができる。

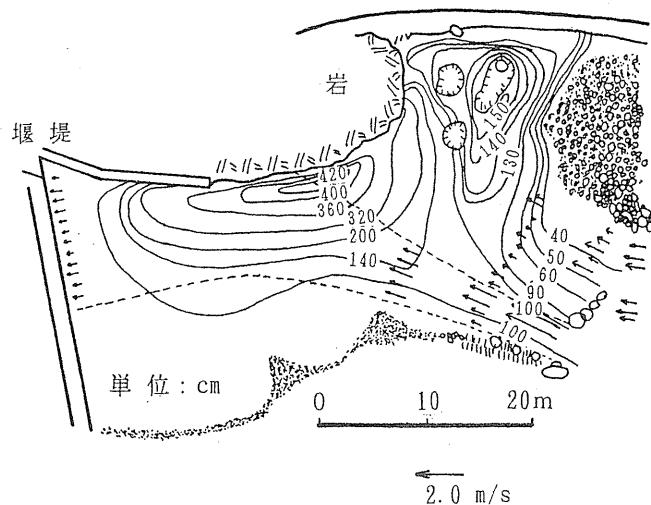


図3・2 (a) 上流域の弯曲部にできた渦の形状

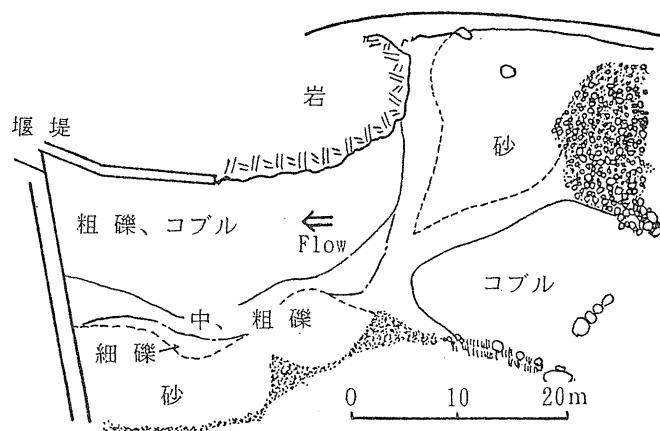


図3・2 (b) 弯曲部の渦の河床材料

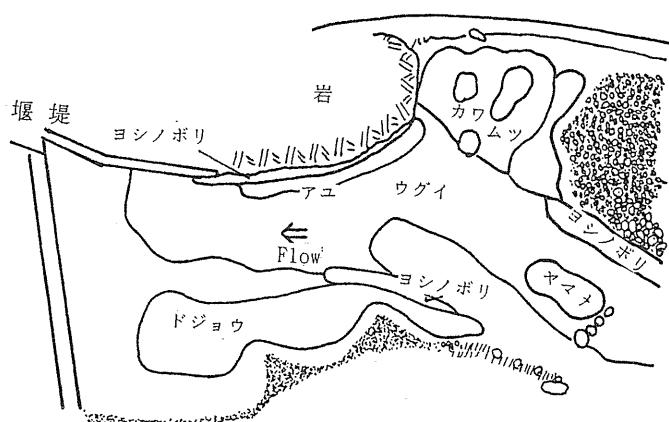


図3・2 (c) 弯曲部の渦周辺の魚類の生息

### (3) 下流域

図3・3 (a)、(b) は、下流域の砂州の水衝部に形成された淵の等水深線および魚類の生息分布と河床材料分布を示したものである。右岸には局所洗掘を防ぐため根固めブロックが入れられている。最深部で水深240cm程度であり、前述の弯曲部の淵よりは小規模な淵である。また、浅瀬が砂質土、深みが砂礫で構成されているが、それほど幅広い粒度分布にはなっていない。このようなあまり変化のない河道では多くの魚類の生息は望めないかもしれないが、ここには2個所に捨て石群が入れられており、この付近に多くの魚種が生息している。また、根固めブロックの周辺にも色々な魚類の生息が確認された。このように、下流域にできる淵の周辺では流速や河床材料が上流部ほど顕著に変化しないが、捨て石や根固めブロックを投入することにより流れに変化が生まれ、多くの魚類が生息できる環境を作り上げることができる。

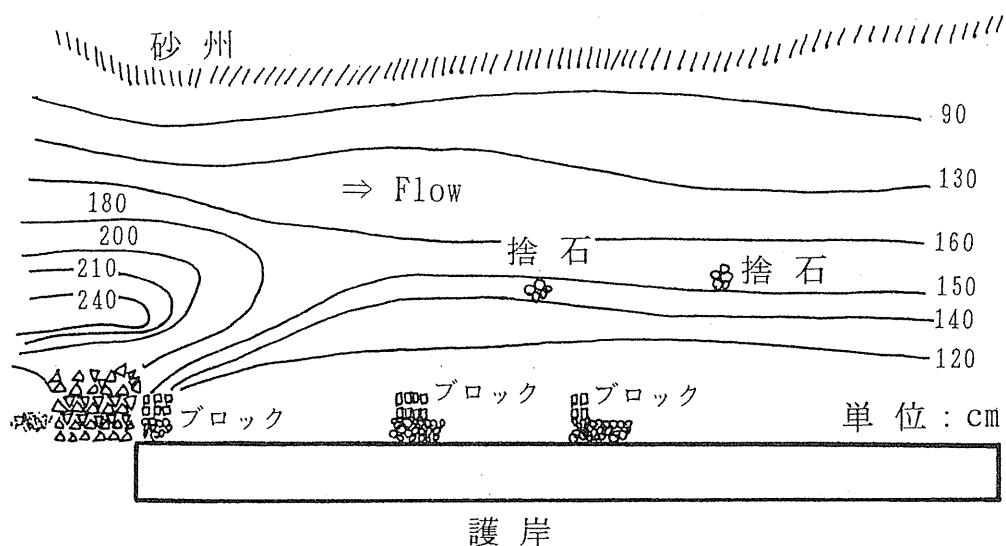


図3・3 (a) 砂州の水衝部の淵の形状

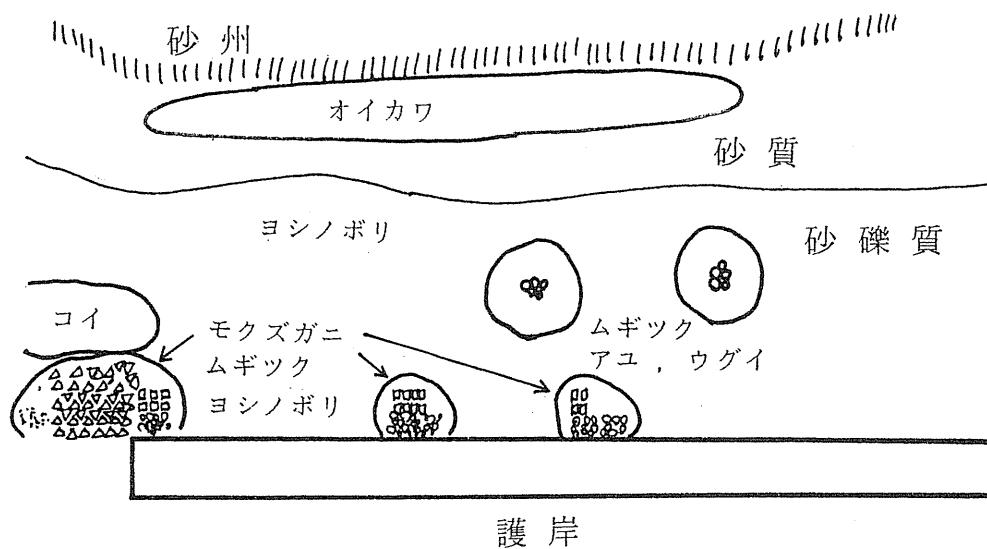


図3・3 (b) 砂州の水衝部の淵の河床材料と魚類の生息

## 4. 階段状河床形態の淵

### 4. 1 概 説

千代川には色々なタイプの淵が見られ、それぞれ魚類等の生物の生息に重要な役割を果たしている。ここでは、とくに河川上流部や山地渓流に見られる階段状河床形態の淵に着目して、その形状特性、形成条件、変形条件について現地調査と実験から検討する。調査したのは、千代川支流の八東川とその支川の糸白見川、加地川である。

### 4. 2 調査の概要

ここでは、千代川支流の八東川とその支川の糸白見川、加地川での調査の概要を示す。調査区間は八東川で6区間、糸白見川で9区間、加地川で9区間設定され、階段状河床形態の淵の間隔、形状および河床材料の粒度分布などが測定された。各々の河川の位置を図4・1に示す。一つの調査区間長は80mから160mであり、その区間の河床形態を簡単な測量によってスケッチし、淵の位置、淵の種類を明確にした。また、糸白見川の一箇所では、河床の平面形状を平板測量で詳細に測量した。

各区間の平均河床勾配、平均河幅および河床材料の平均粒径は表4・1のような範囲にある。ただし、河床平均粒径は八東川では各調査地点で実測した結果、糸白見川では1箇所の測定結果である。

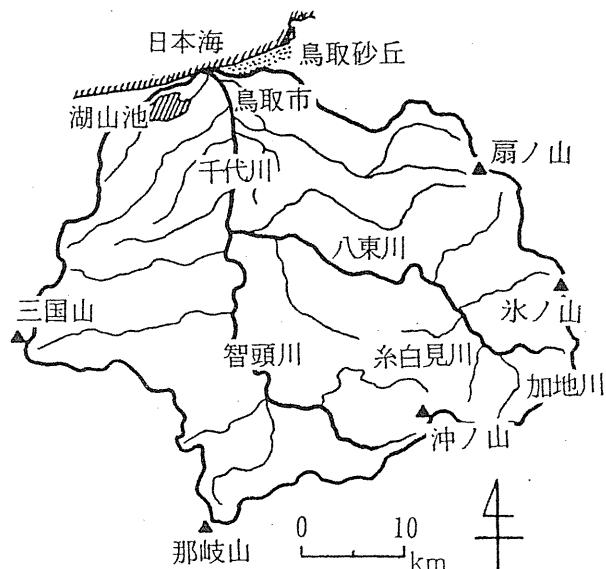


図4・1 調査河川の位置

表4・1 調査区間の概要

河川名 項目	勾 配	川 幅	河床平均粒径
		(m)	(cm)
八東川	1/320-1/30	25-78	7.1-32.5
糸白見川	1/14-1/5	3-9	24.6
加地川	1/34-1/7	3-11	測定せず

#### 4. 3 河床の粒度分布

図4・2は糸白見川の一つの区間の河床全体および階段状河床形態のステップ（段差の部分）の粒度分布を調べた結果を示したものである。渓流部の粒度分布を求めることは難しいが、ここでは、河道をステップの部分、粒径の大きな礫で覆われた部分、砂や礫で構成された部分に分け、土砂採集の不可能な前2者では巻尺による現地計測と写真撮影により粒度分布を求め、後者では淵と瀬で採取された土砂のふるい分け試験により粒度分布を求めた。その後、各領域の面積比を考慮して全体の粒度分布を算定した。ステップは河床材料の中の約80%粒径よりも大きな礫で構成されている。また、ステップの平均粒径は河床材料の平均粒径の約4倍、10%粒径は約2倍程度であり、ステップの最小粒径は河床材料の平均粒径とほぼ一致している。

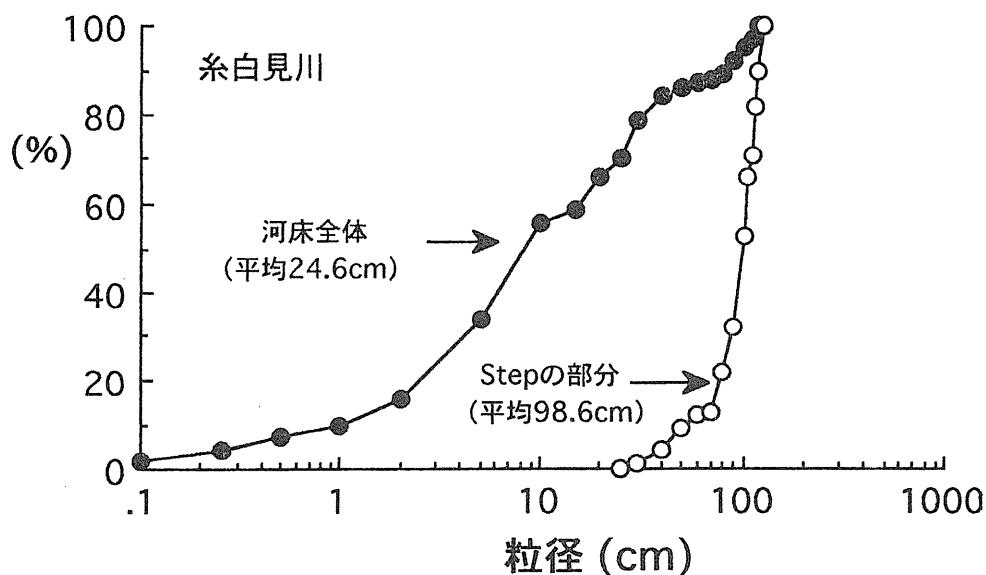


図4・2 河床材料の粒度分布

#### 4. 4 形状特性

各測定区間で河床形態を図4・3のようにスケッチし、観測された淵を第2章にしたがって分類した。また、淵の深さ、長さ、間隔なども測定した。ここでは、種々の形態のうち、階段状河床形態に着目して淵の形状を調査した結果について述べる。図4・4は階段状河床形態の淵の間隔（階段状河床形の波長に相当）の河川上流方向への変化を調べた結果を示したもので、階段状河床形が発生していないかったり、部分的に発生している地点はその位置のみが示されている。河口から約22km付近から上流に階段状河床形態が見られはじめ、約30kmより上流に明確な階段状河床形態の淵が存在している。この図からわかるように上流ほど淵の間隔は狭くなり、とくに八東川から両支川に入り河床勾配が増加すると間隔が急激に減少している。

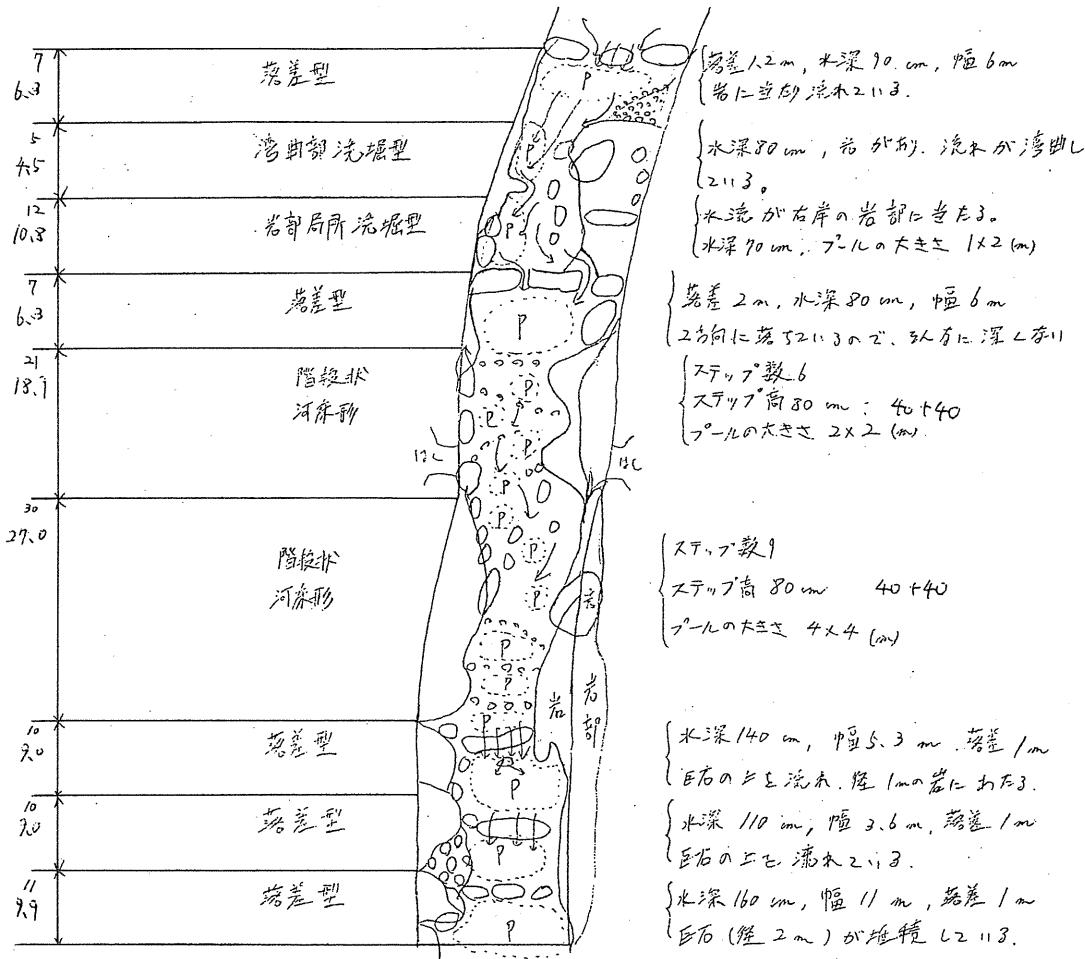


図4・3 河床形態のスケッチの例

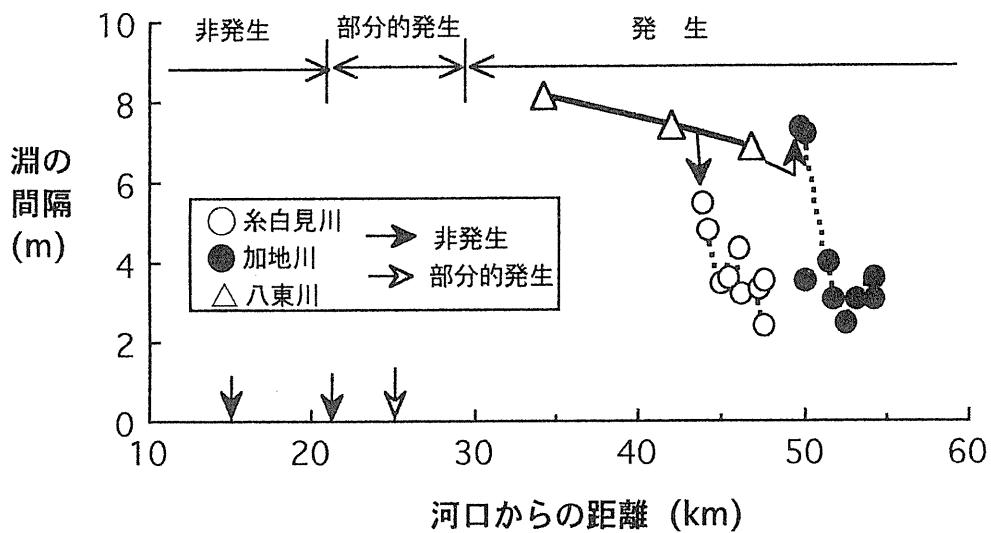


図4・4 淵の間隔の河川上流方向への変化

図4・5はある測定区間の階段状河床形態を平板測量を用いて描いたものである。ステップの部分が落差別に実線で示されている。この図からわかるように実河川ではステップは必ずしも帯状に形成されず、2つに分岐したり、合体して一つになったりしている。また、大きなステップの箇所と小さなステップの

箇所が見られ、色々な規模の淵が混在している。

ついで、淵の段差（ステップの部分の河床の段差）を河床材料の平均粒径で無次元化すると図4・6のように1から4の間の値になり、ステップの構成材料の最小粒径から平均粒径までの段差の淵が洪水の規模に応じて形成されるものと考えられる。図4・7は淵の落差（ステップから水面までの高さ）と淵の最大水深の関係を示したもので、落下水脈が高いほど大きな淵が形成されている。参考に落差型の淵の場合の結果も示しているが、ほぼ同様の傾向が見られる。図4・8は淵の長さと深さの比の値を測定位置での流域面積別に示したもので、階段状河床型および落差型で0.05から0.25の間ではらついているが、平均すると約0.1付近に集中しており、淵の形はほぼ相似形であるとみなせる。

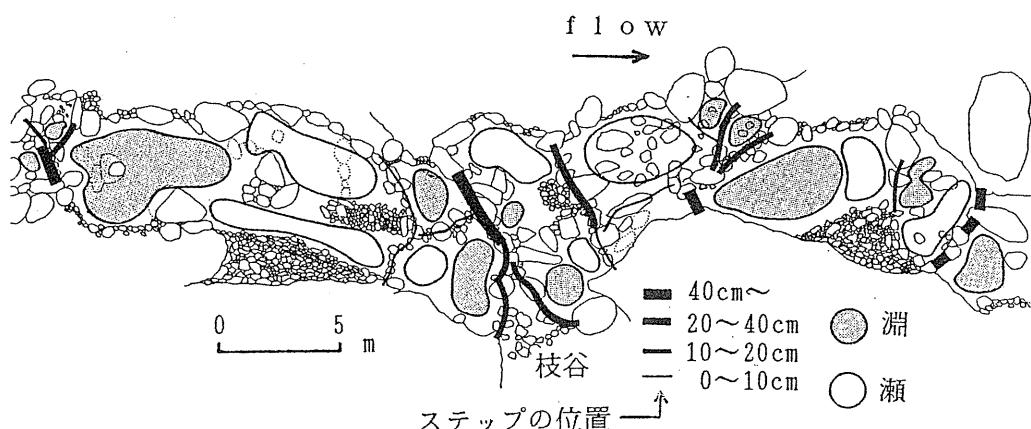


図4・5 階段状河床形態の平面図

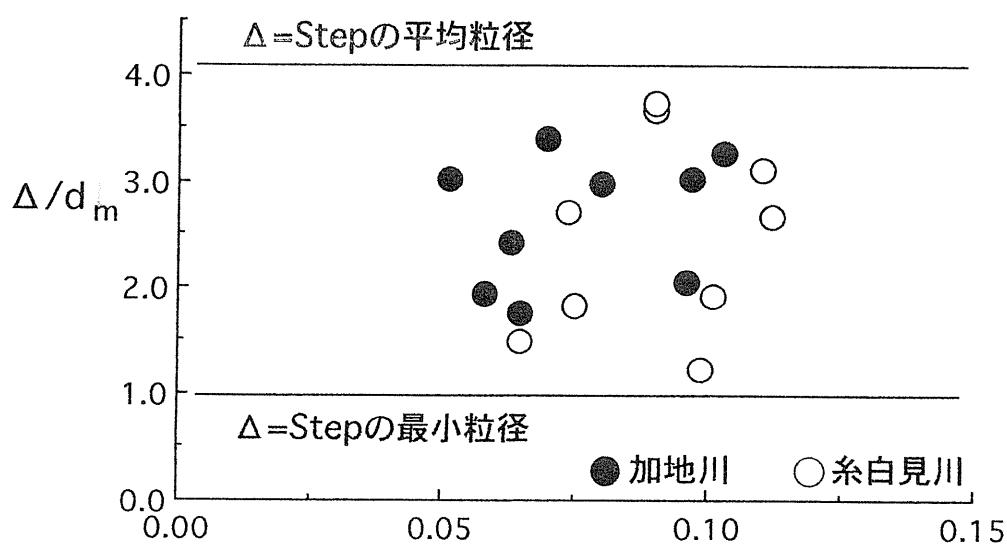


図4・6 階段状河床の波高

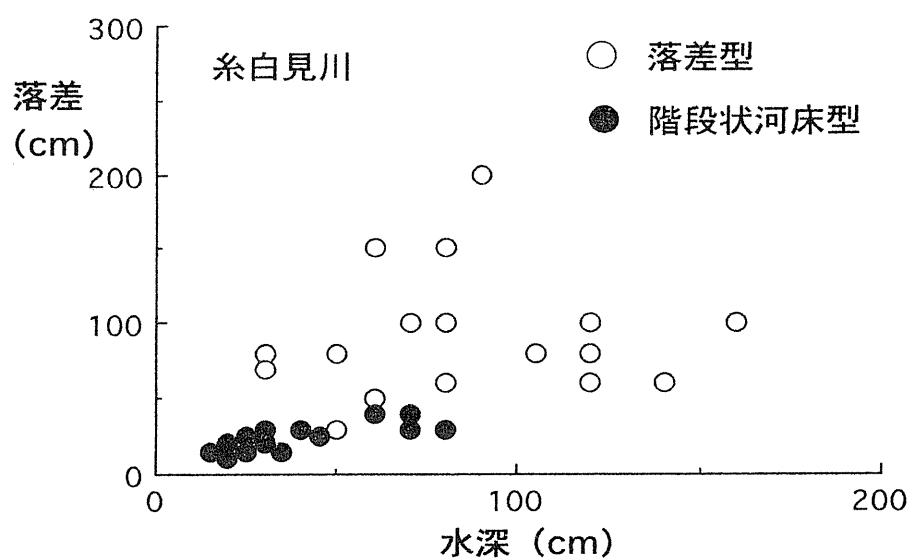


図4・7 淀の落差と水深の関係

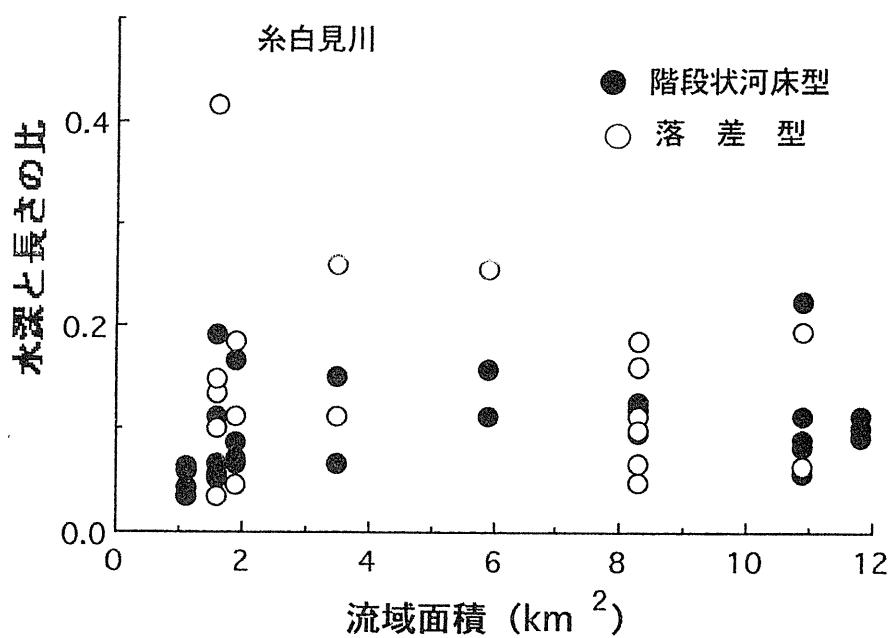


図4・8 淀の水深と長さの比

## 4. 5 形成過程

### (1) 従来の研究

芦田らの研究<sup>4)</sup>によると、階段状河床形の発生条件は、①河床材料が混合砂であること、②流れが射流であること、③初期河床の平均粒径  $d_m$ あるいはそれよりも大きい粒径  $\beta d_m$ の礫が移動して、分級現象が活発であること、④最大粒径程度  $\gamma d_m$ の礫は形成過程を通して停止することである。階段状河床型の淵の発生条件もこの考え方がそのまま適用できる。

②の条件はフルード数  $F_r > 1$  より次式のようになる。

$$\frac{h}{d_m} \leq \left[ 6.0 + 5.75 \log \frac{h}{\alpha d_m} \right]^2 s \tau_{*m} \quad (4.1)$$

ここに、  $h$  : 平均水深、  $d_m$  : 平均粒径、  $s$  : 砂礫の水中比重、  $\tau_{*m}$  : 平均粒径の砂礫の無次元掃流力、  $\alpha$  : 相当粗度高と平均粒径の比である。

③および④の条件は Egiazaroff の限界掃流力の式<sup>5)</sup>を使えば次式のように表わされる。

$$\tau_{*m} > \tau_{*cm} \beta \left[ \frac{\log_{10} 19}{\log_{10} 19 \beta} \right]^2 \quad (4.2)$$

$$\tau_{*m} < \tau_{*cm} \gamma \left[ \frac{\log_{10} 19}{\log_{10} 19 \gamma} \right]^2 \quad (4.3)$$

ここに、  $\tau_{*cm}$  : 平均粒径の砂礫の移動限界時の無次元掃流力である。

階段状河床型の淵の発生領域は、これらの条件を考慮すれば水深平均粒径比  $h/d_m$  と無次元掃流力  $\tau_{*m}$  をパラメータとして描かれる。図4・9 (a) - (c) はそれを示したもので、Upper flow regime と Lower flow regime の境界線（条件②）、活発な分級作用を表す線（条件③）および最大粒径の移動限界線（条件④）で囲まれた領域が淵の発生領域である。ただし、 $\alpha$  は 3.0、 $s$  は 1.65、 $\beta = 1.0$ とした。また、条件④については、ステップの構成材料の平均粒径が移動しない条件になるものとし、図4・3を参考にして  $\gamma$  は 4 とした。

ついで、芦田らの研究<sup>4)</sup>によると、階段状河床波の波長は反砂堆の波長と等しいものとして、ケネディーの式

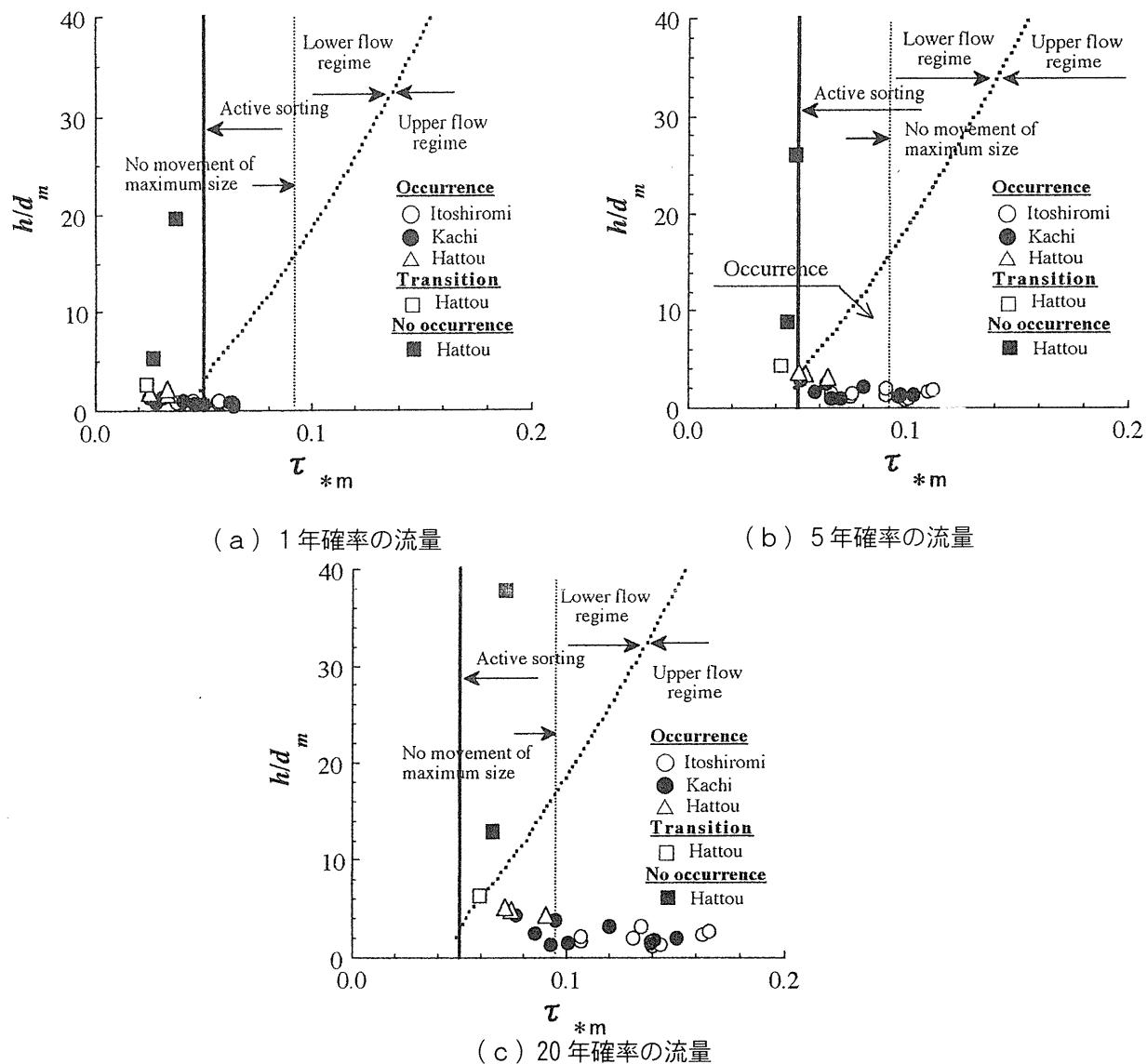
$$F_r^2 = \frac{2 + k_* \tanh k_*}{k_*^2 + 3 k_* \tanh k_*} \quad (4.4)$$

で求められる。ここに、  $k_* = 2\pi (h/\lambda)$  であり、  $F_r$  : フルード数、  $\lambda$  : 波長である。したがって、

階段状河床形態の淵の間隔も上式の入で求められる。

## (2) 発生領域

図4・9 (a) - (c) には、1、5、20年確率の洪水に対する各調査地点の  $h/d_m$  と  $\tau_{*m}$  の計算結果を淵の発生・非発生別に示している。計算は等流状態を仮定し、糸白見川および加地川の平均粒径は全て 24.6 cm、八東川の平均粒径は表4・1に示すそれぞれの地点の値を用いた。この図から5年確率の流量のとき理論上の発生領域に淵が発生していることがわかる。1年確率の洪水では掃流力が小さいために活発な土砂移動が起きず、階段状河床は発生しない。20年確率の洪水に対する結果では、ステップの構成材料の粒径が移動する条件になる地点が多くある。したがって、このような洪水では図4・3のような材料からなるステップは不安定になるものと考えられ、一度形成された淵が破壊されることも考えられるが、この点についてはステップの強度について検討して行く必要がある。以上より、千代川では5年確率の流量程度の洪水のとき階段状河床型の淵が形成されるものと推察される。



(a), (b), (c) 図4・9 階段状河床形態の淵の発生領域

### (3) 淀の間隔

図4・10はケネディーの理論曲線および各調査地点における淀の間隔の実測値と5年確率および20年確率洪水に対する水理量から求めた $k_*$ と $F_r$ を示したものである。これより、5年確率洪水に対して両者はほぼ一致している。現在存在している階段状河床は過去の洪水履歴のもとに形成されたものであるが、図4・9および図4・10から判断すると淀の発生や間隔に関する支配流量は5年確率の洪水に対するものであると言える。また、この結果から、河川の淀の形成に係わる支配流量がわかれば、式(4.4)より淀の間隔が推定でき、今後人工的な淀を造成するときの目安を得ることができる。

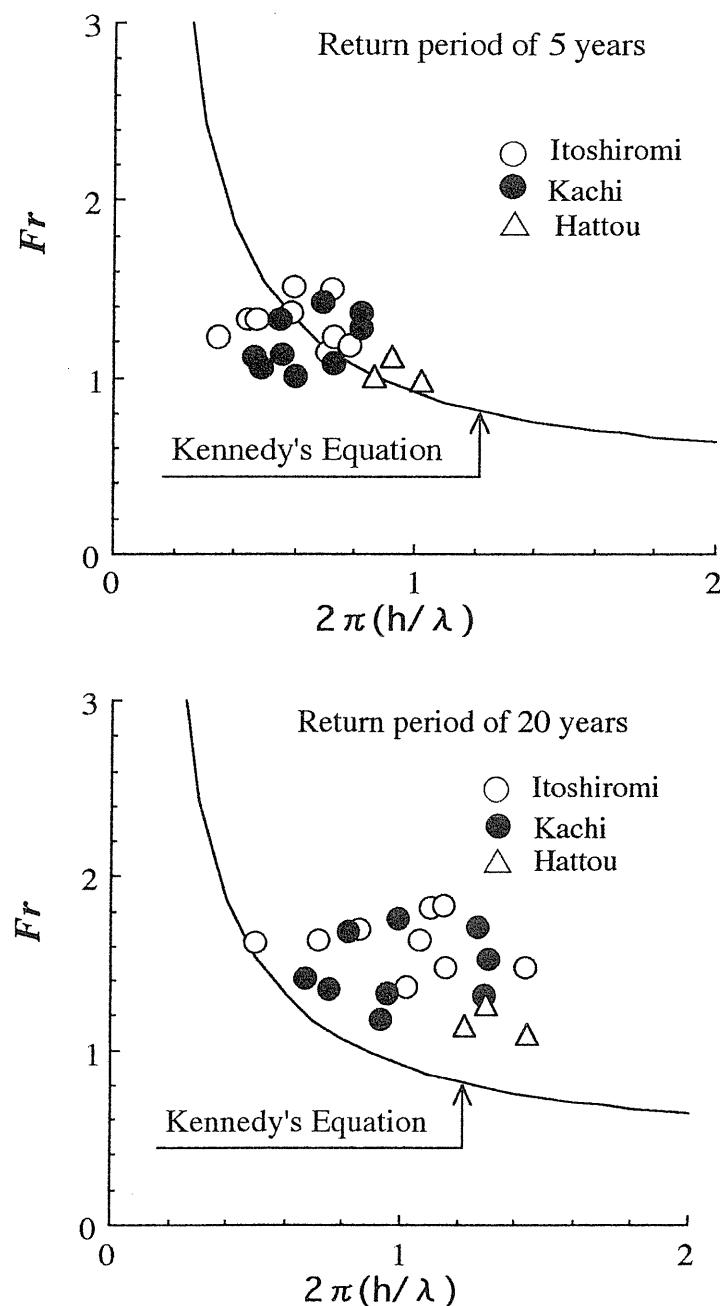


図4・10 階段状河床形態の淀の間隔

## 4. 6 破壊過程

### (1) 従来の研究

江頭・芦田・西本<sup>6)</sup>は階段状河床形の破壊過程において、河床波によるエネルギー損失とアーマーコートの発達が重要な役割を果たすことを示した。すなわち、河床波による形状損失によって有効掃流力が減少し、アーマーコートの発達により移動限界掃流力が増加することによって、階段状河床形の破壊流量は形成流量に比べて大きくなる。この研究成果に従うと、階段状河床型の淵の強度はこの二つの事項が影響して決定され、前節で明らかにした形成流量より大きな流量でなければ淵は破壊されないことになる。そこで、従来の知見を確認しながら淵の破壊過程を考察するために以下に示すような実験を行った。

### (2) 実験の概要

実験水路は長さ 7 m、勾配 0.1、幅 20 cmで、初期河床は平均粒径 1.1 cm、最大粒径 2.5 cmの混合砂を 10 cmの厚みで敷いて作成した。下流端には砂止めが設置されている。給砂なしの条件で、流量 Q を 図 4・11 のように 36 段階に増減させたときの河床形状、水面形状、河床粒度分布を測定した。流量時系列は 4 つのグループに分けられ、それぞれのグループで流量は徐々に増加している。また、各グループの最大流量も徐々に増加している。各流量は流砂がほとんどなくなるまで供給した。なお、ここでは淵の破壊とは Rotational degradation に伴う淵の消滅のことを指す。

### (3) 実験結果と水理量の計算

図 4・11 は流量 Q、河床勾配 I、河床表面の平均粒径  $d_m$ 、階段状河床波の波高△、相当粗度高  $k_s$ 、水深 h、有効摩擦速度  $u_{*e}$ 、平均および最大粒径に対する無次元有効掃流力  $\tau_{*em}$ 、 $\tau_{*emax}$ 、最大粒径の移動限界無次元掃流力  $\tau_{*cmax}$  の各流量終了時の変化を示したものである。河床形状、水面形状、粒度分布は流量 No. 1、3、12、23、36 でしか測定していないので、連続的な水理量の変化は次のようにして求めた。まず、 $k_s$  が水深と勾配の実測値と流速の対数分布則から逆算され、h は図中に示す  $k_s$  の計算値の内挿線と対数分布則から計算された。また、平坦河床における  $k_s/d_m$  の値は 4 であったので、この関係と h および  $d_m$  の内挿線より  $u_{*e}$ 、 $\tau_{*em}$ 、 $\tau_{*emax}$  を算定した。また、エギアザロフの限界掃流力の式から  $\tau_{*cmax}$  を求めた。また、図 4・12 は流量 No. 3、12、23、36 終了時の河床形状を示したものである。

### (4) 形成と破壊過程

図 4・11 の河床勾配の変化を見ると、流量 No. 35 までは勾配が若干減少しているもののほぼ一定で、Parallel degradation が維持されているのに対し、No. 36 では勾配が急減し、Rotational degradation が生じ、階段状河床が破壊されたことがわかる。したがって、No. 35 までが淵の発達過程で、No. 36 が破壊過程に対応するが、No. 24 から 35 まではほとんど流砂がなかったことから、No. 23 で階段状河床形態の発達はほぼ終了したものとみなされる。

図 4・12 の No. 23 までの河床形状の変化を見ると、流量が小さい段階では階段状河床は河床全体の一部分にしか形成されていないが、流量の増加とともに、それが河床全体に拡がっていることがわかる。

図 4・11 から、Parallel degradation では河床表面の粗粒化と同時に、波高△も増大しており、平均粒

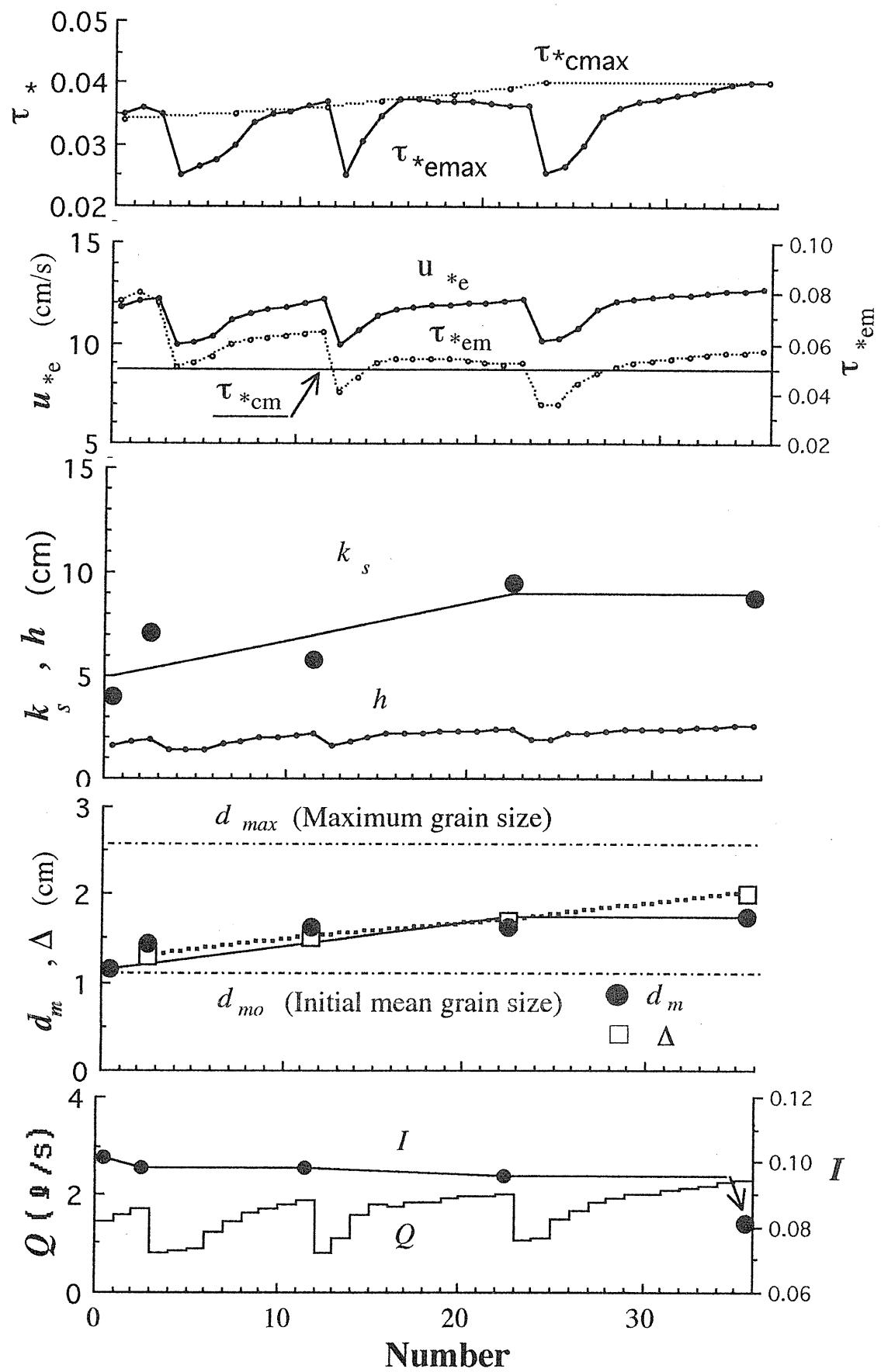
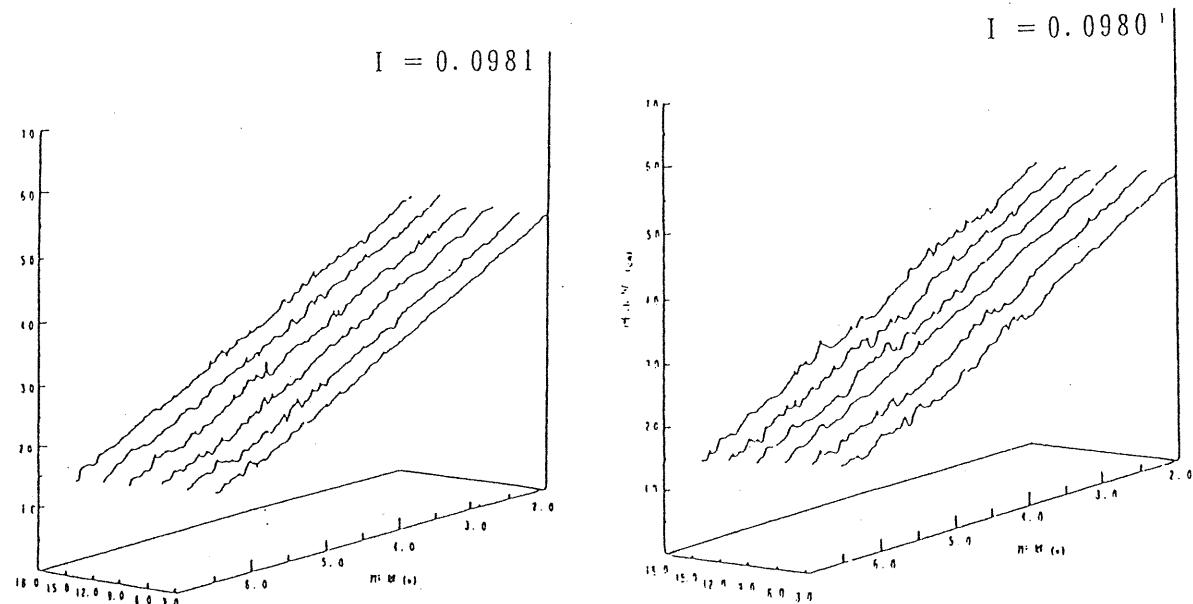
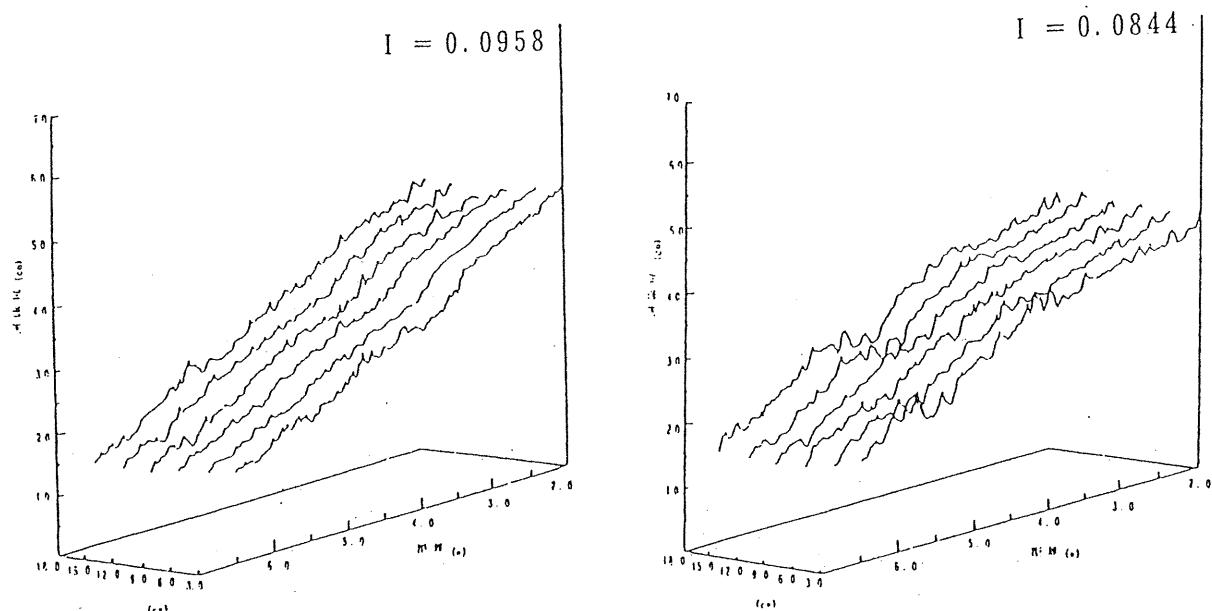


図4・11 実験条件と水理量の変化



Q3終了時

Q12終了時



Q23終了時

Q36終了時

図4・12 河床形状の変化

径程度の礫は移動するが最大粒径は移動しないような条件で、淵が発達していることがわかる。また、淵の深さは  $d_m$  と同程度である。各流量グループ終了時の淵の間隔は図 4・13 に示す通りで、ケネディーの反砂堆の波長の式とほぼ一致している。

No.24 から徐々に流量を増加させたが、流量が No.23 の流量を超えてても流砂はほとんどなく、No.36 で最大粒径が移動する条件になって階段状河床形が破壊された。したがって、破壊流量は形成流量よりかなり大きいが、このことは江頭らの研究<sup>6)</sup>で指摘され、アーマーコートの発達と河床波による形状抵抗の増加が原因として考えられているが、本実験でもアーマーコートの発達による  $\tau_{*cmax}$  の増大、波高の増大に伴う  $\tau_{*emax}$  の減少が図 4・11 から確認される。形状抵抗の変化は  $k_s/d_m$  の値で測ることができるが、本実験ではその値は初期値 4 から 6 に増大している。以上より、階段状河床型の淵の破壊条件は  $\tau_{*emax} > \tau_{*cmax}$  で与えられるものと考えられるが、破壊流量の計算には  $k_s/d_m$  および  $d_m$  の変化が必要である。

図 4・14 は階段状河床形態の発生領域の図に、No.12 の流量に対する水理量から No.36 の水理量までプロットしたものである。この図を使って階段状河床の形成から破壊される過程をもう一度総括する。No.12 では図中では最大粒径が移動するような条件になっているが、Rotational degradation が生じるほど最大粒径の礫の移動は顕著ではなかった。その後、No.13 で流量が減少すると水理条件は階段状河床の非発生の領域になり、No.12 時に形成された階段状河床形は変化していない。徐々に流量を増加させると再び砂礫が移動し始め、階段状河床が変形しながら発達した。No.23 になっても最大粒径が移動するような条件にならず、階段状河床が破壊されることはない。No.24 で流量を一旦下げ、再度流量を増加させると No.36 になって最大粒径が移動するような条件になり、階段状河床は破壊された。

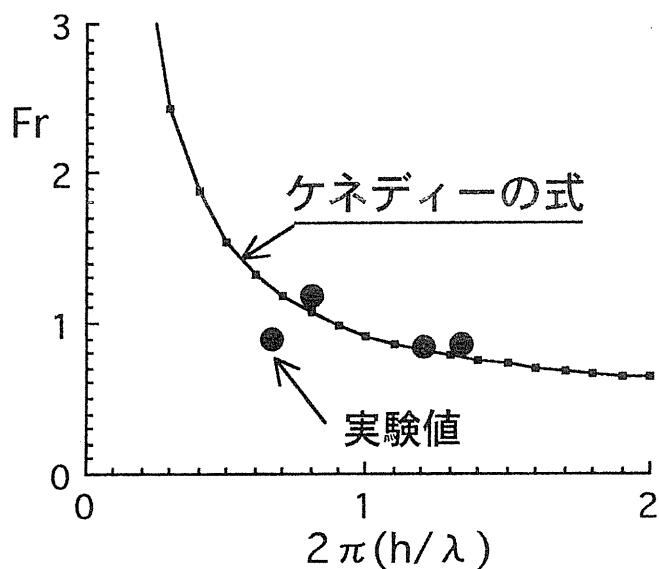


図 4・13 淵の間隔の実験値と計算値

## (5) 淀の強度に及ぼすミクロに見た淀の構造の効果

以上、河床全体の平均的な淀の破壊過程について考察したが、河川環境の問題で淀の形状を検討する場合、むしろミクロに見た淀の構造とその強度を考えなければならない。実験によると、ステップ構造には図4・15のように、側岸付近に止まった礫の上流側に砂礫が堆積してゆくもの（Type I）と水路中央付近に止まった礫の上流に砂礫が堆積してゆくもの（Type II）があり、前者は上流から見て凹型、後者は凸型になっている。両者を比較すると凸型の方が変形しやすい。この理由には、凹型の方が力学的に安定している点とこれらの構造を支えるためには凹型では側壁の礫、凸型では水路中央の礫が重要であるが、中央の方が流速が大きいため凸型の方が変形し易い点が考えられる。

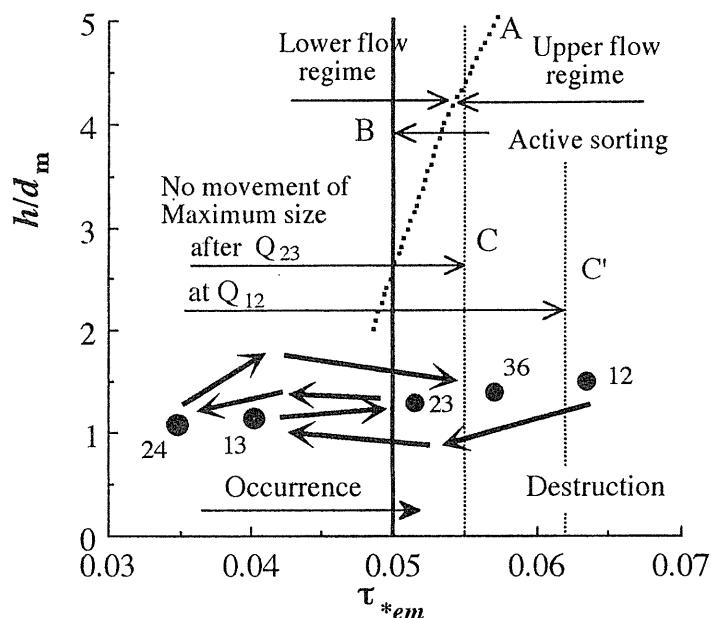


図4・14 階段状河床形態の淀の発生と破壊

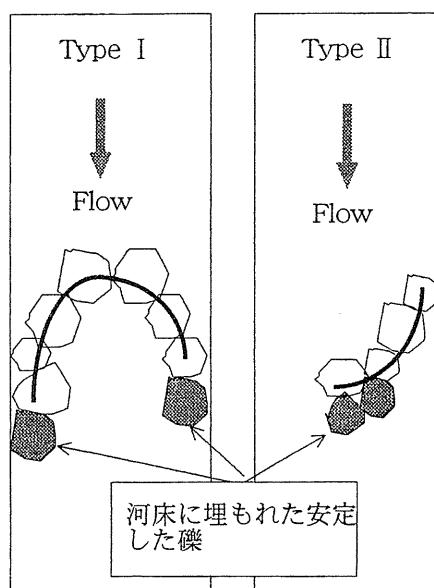


図4・15 ステップの構造

#### 4.7 現地への適用

4.5で千代川の階段状河床型の淵の形成流量は5年確率の流量であることを示したが、ここでは破壊流量の推定を試みる。4.6で述べたように、破壊流量の算定には $d_m$ や $\alpha$  ( $= k_s/d_m$ ) の変化が必要であるが、入手しうるデータだけでは情報不足で、淵の破壊過程を再現することは困難である。そこで、本実験で得られた $k_s/d_m$ の変化のみを考慮して、階段状河床形の形成前後で $k_s/d_m$ が3から4、または5に変わったと仮定して破壊流量を算定する。ここに、 $k_s/d_m = 3$ は形成流量を計算したときの値である。したがって、河床の平均的な粒度分布については変化ないものとし、図4・2の結果をそのまま用いる。図4・16は千代川支流の加地川について、5から50年確率の流量に対する $h/d_m$ と $\tau_{*m}$ の計算値をプロットしたものである。階段状河床の発生領域<sup>1)</sup>とエギアザロフの式に基づくステップの平均粒径の移動限界から求めた破壊領域も示されている。図中の数値は流量の発生確率年である。■は階段状河床形成時に応するもので、5年確率の流量と $k_s/d_m = 3$ に対して求めた結果である。 $k_s/d_m$ を3から4、または5に変えると同じ5年確率の流量でも描点が非発生領域の方へ移動する。ここから、流量を増加させると描点は破壊領域へ向かい、この図では20から40年確率の流量で階段状河床は破壊されることになる。

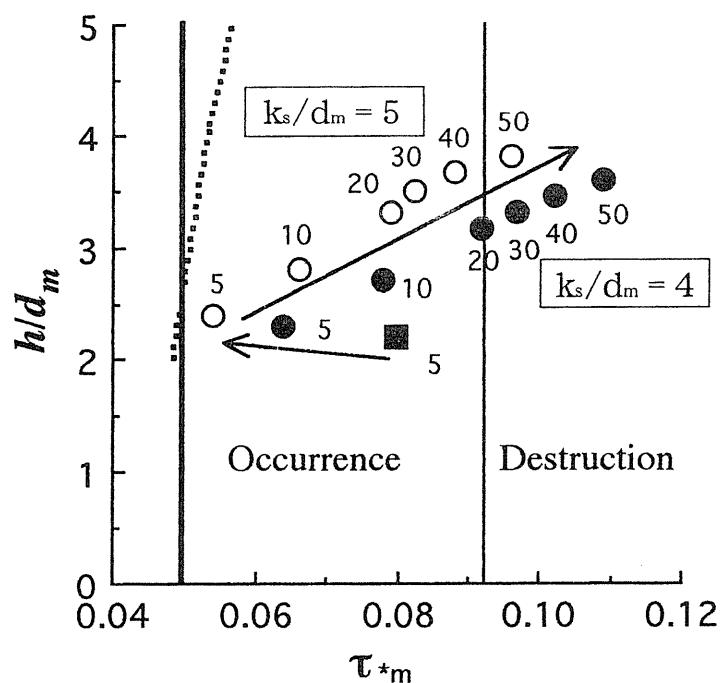


図4・16 千代川の淵の破壊流量

## 5. 山地河川の流れと河床移動

### 5. 1 概 説

山地河川は、前章までで示したように、様々な瀬と淵が存在し、複雑な流況を呈す。一般的には急勾配であるため流れは射流であるが、淵等の緩やかな流れでは常流区間も存在する。このような常射流混在下の流れあるいは河床変動を数値解析的に解くためには、計算の安定性から常流区間と射流区間を区別して解く必要がある<sup>7)</sup>。そのため、従来の手法では、支配断面および跳水という流況の変化点をあらかじめ算定する必要があり、計算が非常に面倒である。この問題に対して有効なスキームとして近年 MacCormack 法が注目され、種々の研究がなされている<sup>8)</sup>。

本章では、このスキームを用いた常射流混在下の1次流れと河床変動計算法について紹介し、実験結果への適用例、スキーム内で使用する人工粘性係数の影響等について示す。

### 5. 2 基礎方程式とその解法

#### (1) 1次元流れの基礎式

図5・1に示すような1次元の流れの基礎式は、以下に示す連続式と流下方向の運動方程式である。

連続式：

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (5.1)$$

運動方程式：

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left[ \frac{P}{\rho} + \frac{Q^2}{A} \right] = gA(i - i_f) \quad (5.2)$$

ただし、 $t$ ：時間、 $x$ ：水平距離、 $A$ ：流積、 $Q$ ：流量、 $P$ ：各断面に作用する圧力、 $\rho$ ：流体の密度、 $i$ ：水路床勾配、 $i_f$ ：摩擦損失勾配、 $g$ ：重力加速度である。

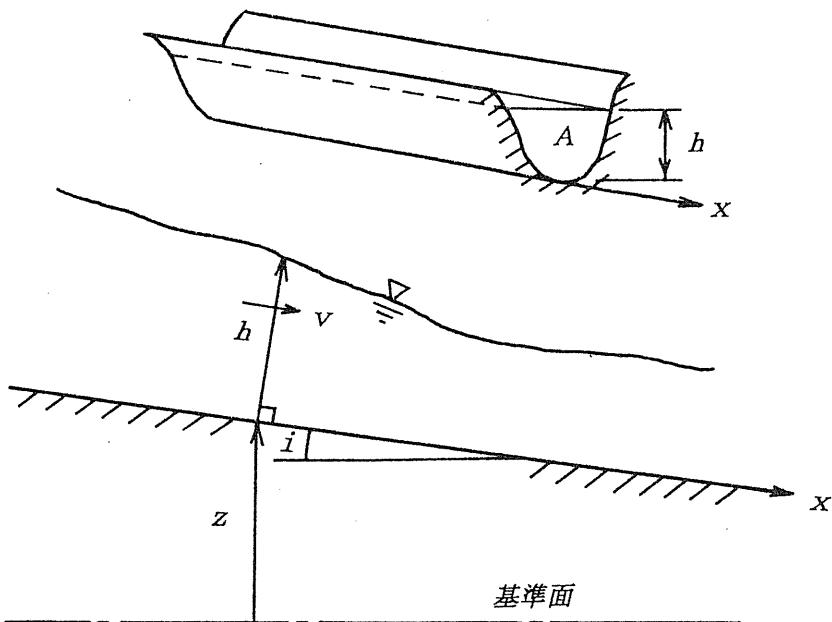


図 5・1 1次元流れの模式図

## (2) 1次元河床変動の基礎式

1次元河床変動の基礎式は、流砂の連続式である次式で表される。

流砂の連続式：

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial}{(1-\lambda)B} \frac{\partial (q_B B)}{\partial x} = 0 \quad (5.3)$$

ここに、 $z$ ：基準面からの河床位、 $B$ ：水路幅、 $\lambda$ ：空隙率、 $q_B$ ：単位幅流砂量である。ただし、河床変動の計算における流砂量については、以下の芦田・道上式<sup>9)</sup>を用いた。

流砂量式：

$$\frac{q_B}{\sqrt{s}gd^3} = 17 \tau_{*e}^{3/2} \left[ 1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right] \left[ 1 - \frac{u_{*c}}{u_*} \right] \quad (5.4)$$

ここに、 $s$ ：河床材料の水中比重 ( $= \sigma / \rho - 1$ )、 $d$ ：河床材料の平均粒径、 $\tau_{*e}$ ：無次元有効掃流力、 $\tau_*$ ：無次元掃流力、 $\tau_{*c}$ ：無次元限界掃流力、 $u_{*c}$ ：限界摩擦速度、 $u_*$ ：摩擦速度、 $u_{*e}$ ：有効摩擦速度である。

つぎに、式 (5.1) から式 (5.4) をベクトル表示すると次式となる。

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial E}{\partial x} = C \quad (5.5)$$

ここに、

$$U = \begin{bmatrix} Z \\ A \\ Q \end{bmatrix}$$

$$E = \begin{bmatrix} \frac{q_B}{1-\lambda} \\ Q \\ \frac{P}{\rho} + \frac{Q^2}{A} \end{bmatrix}$$

$$C = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ gA(i_B - i_f) \end{bmatrix}$$

### (3) MacCormack 法による基礎式の差分化

MacCormack 法（マッコーマック法）は陽的 2 段階の保存則差分法であり、ラックス・ウェンドロフ法の一つである。2 段階とは時間ステップごとに粗い近似（予測子段階）とその修正（修正子段階）を繰り返すものであり、数値拡散の原因である計算上の打ち切り誤差を小さくするために人工粘性項を付加している。式 (5.5) に対する、マッコーマック法による差分化の方法は以下のようである<sup>10)</sup>。

まず、図 5・2 を参照して、 $U_i^n$  を格子点 ( $x = i \Delta x$ 、 $t = n \Delta t$ ) 上の値と定義すると式 (5.5) は、次のように離散化される。

予測子段階

$$U_i^p = U_i - \frac{\Delta t}{\Delta x} (E_{i+1} - E_i) + \Delta t C_i \quad (5.6)$$

修正子段階

$$U_i^c = \frac{1}{2} \left\{ (U_i + U_i^p) - \frac{\Delta t}{\Delta x} (E_i^p - E_{i-1}^p) + \Delta t C_i^p \right\} \quad (5.7)$$

ただし、 $\Delta t$  : 計算時間間隔、 $\Delta x$  : 流下方向の計算メッシュ間隔であり、添え字  $i$  は流れ方向の断面番号、 $p$  および  $c$  はそれぞれ予測子、修正子段階での解を表す。

つぎに、マッコーマック法では上式に人工粘性項を付加して計算の安定性を向上させる。この人工粘性項に関しては、拡散型、TVD 型が知られており、種々の式が用いられている。ここでは、本研究で使用している岡部<sup>11)</sup> らの拡散型の人工粘性項を紹介する。

この型では、人工粘性項を予測、修正の各差分式に加える。

予測子段階

$$U_i^p = U_i - \frac{\Delta t}{\Delta x} (E_{i+1} - E_i) + \Delta t C_i - (D_{i+1} - D_i) \quad (5.8)$$

修正子段階

$$U_i^c = \frac{1}{2} \left\{ (U_i + U_i^p) - \frac{\Delta t}{\Delta x} (E_i^p - E_{i-1}^p) + \Delta t C_i^p + (D_i - D_{i-1}) \right\} \quad (5.9)$$

上式中のDが人工粘性項であり、岡部らは以下の式によってDを評価している。

$$D_i = K_v u_* h_i (U_{i+1} - 2U_i + U_{i-1}) \frac{\Delta t}{\Delta x^2} \quad (5.10)$$

ここに、 $u_*$ ：摩擦速度、 $K_v$ ：流れの人工粘性係数である。

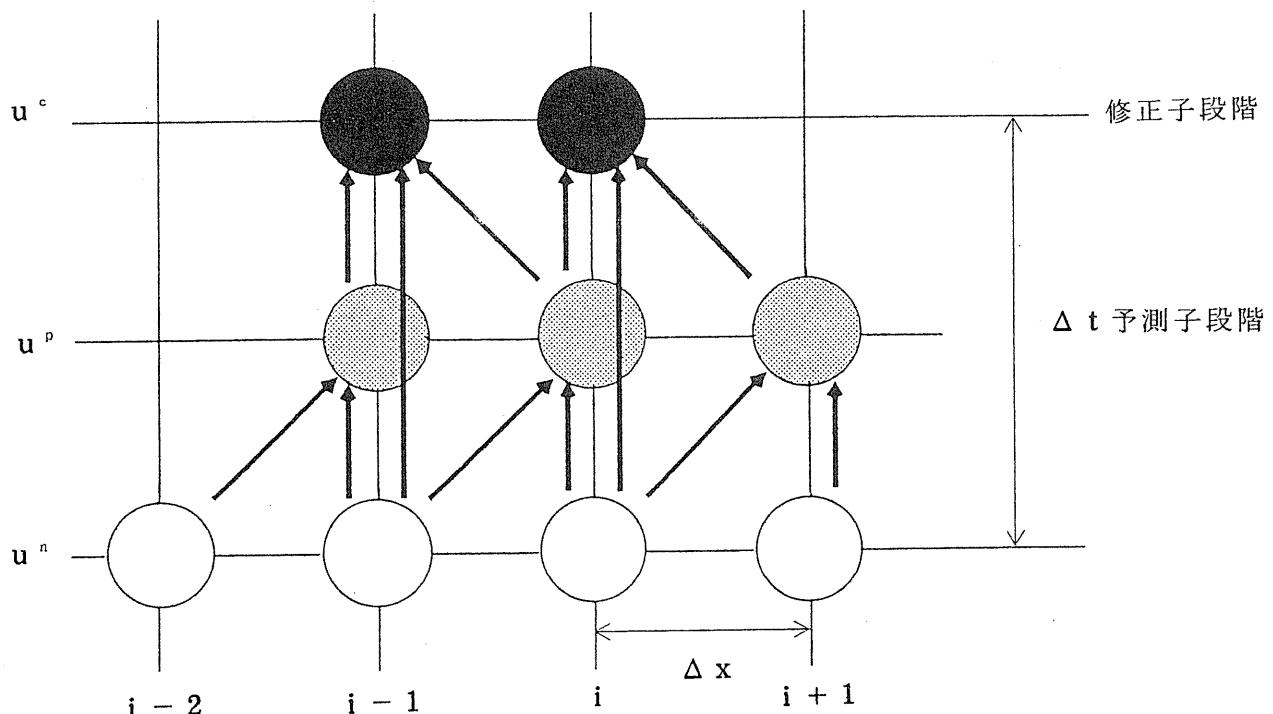


図 5・2 MacCormack 法のメッシュ配置図

#### (4) 計算条件

ここでは、計算に必要な初期条件と境界条件について説明する。

##### 1) 初期条件

河床変動の計算に関しては、通常ある初期河床状態を想定する。流れに関しては、その想定河床のもとで初期の流量に対する不等流計算し、その流れ場を初期条件とする。

この初期の不等流計算に関しては、上述した流れの基礎式のみを用いて、非定常的に定常状態を計算する。この計算での初期条件については様々のものが考えられるが、本研究では、流量および水位一定を初期条件とし、下流端を所定の水深まで下げることによって河床変動計算に用いる初期の不等流状態を作成した。

##### 2) 境界条件

まず、流れに関する基本的な上下流の境界条件としては、流れの状態で異なるが以下のものが通常用いられる。

上流端：

$$F_r < 1 \text{ の場合 } Q(1) = Q, h(1) = h(2) \quad (5.11)$$

$$F_r > 1 \text{ の場合 } h(1) = h, Q(1) = Q(2) \quad (5.12)$$

ここに、 $Q(1)$ および $Q$ はそれぞれ上流端での流量および通水流量、 $h(1)$ および $h$ はそれぞれ上流端での水深および設定水深、 $F_r$ はフルード数である。

特に上流端での流れが射流の場合、上流端での水深を設定する必要があり、通常等流状態になる場所を境界に設定し、等流水深を与える。

下流端：

$$F_r < 1 \text{ の場合 } h(n) = h, Q(n) = Q(n-1) \quad (5.13)$$

$$F_r > 1 \text{ の場合 } Q(n) = Q, h(n) = h(n-1) \quad (5.14)$$

ここに、 $Q(n)$ および $Q$ はそれぞれ下流端での流量および通水流量、 $h(n)$ および $h$ はそれぞれ下流端での水深および設定水深である。

上式では、下流端が射流の場合、等流状態を想定して1つ上流側での水深を与えているが、不等流になる場合は、何らかの対策をする必要がある。

つぎに、河床変動に関する境界条件としては、従来の研究では流れが射流の場合は前進差分を、流れが常流の場合は後退差分を用いる必要があるとしている。したがって、流れと同様流れの状態によって境界条件が異なる。本研究では以下のような条件を設定している。

上流端：

$$F_r < 1 \text{ の場合 } q_B(1) = q_B \quad (5.15)$$

$F_r > 1$  の場合 前進差分で河床変動量を評価する。 (5.16)

下流端：

$F_r < 1$  の場合 後退差分で河床変動量を評価する。 (5.17)

$$F_r > 1 \text{ の場合 } q_B(n) = q_B(n-1) \quad (5.18)$$

ここに、 $q_B(1)$ 、 $q_B(n)$ および $q_B$ はそれぞれ上流端、下流端での流砂量および流入砂量である。

なお、上述した上下流の境界条件は、予測子段階あるいは修正子段階で、後退差分を用いる場合は上流端の値、前進差分を用いる場合は下流端の値が基本的に境界条件として必要となる。

また、人工粘性項に関しては、拡散型の場合流下方向の2階微分の形式を採用しているので、予測子段階および修正子段階の両段階で境界の値が必要であるが、本研究では、境界での人工粘性項は0として処理している。

### 5. 3 従来の計算法との比較

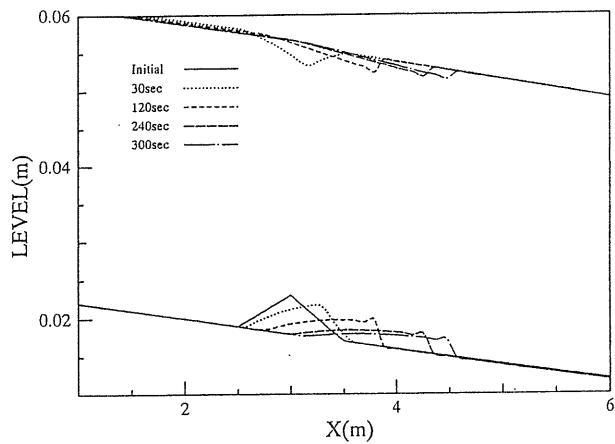
常射流混在下の流れと河床変動を計算する場合、従来は支配断面および跳水の位置を算定し、計算の安定性のために、常流区間では後退差分、射流区間では前進差分を用いている。そこで、本研究で紹介したマコーマック法と不等流計算法としてよく用いられている標準逐次計算法での計算結果を比較し、本スキームの妥当性を検討する。

計算条件は、全区間常流および射流の状態の元河床に三角形状の河床擾乱を与えるというもので、通常河床の擾乱は、常流では下流に、射流では上流に伝播する。計算条件をまとめて表5・1に示す。

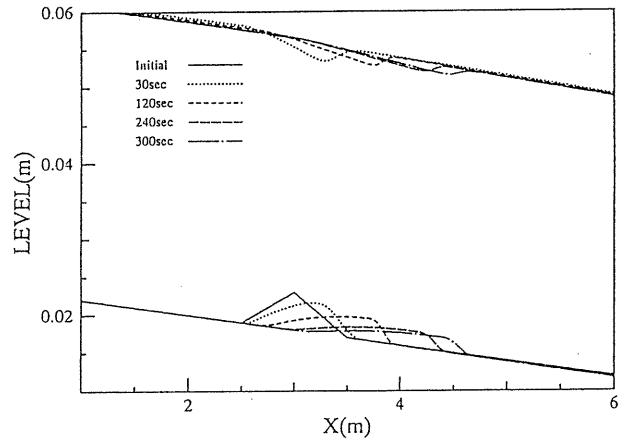
図5・3および図5・4は常流および射流での計算結果を比較したものであるが、マコーマック法と標準逐次計算法の結果はほぼ一致しており、擾乱の伝播状況もうまく再現されていることがわかる。

表5・1 計算条件

	常流域	射流域
計算区間 (cm)	700.0	700.0
水路勾配	1/50	1/500
水路幅 (cm)	40.0	40.0
メッシュ間隔 $\Delta x$ (cm)	25.0	25.0
時間間隔 $\Delta t$ (sec)	0.003	0.003
$K_{vf}$	2.5	2.5
$K_{vb}$	0.05	0.05
単位幅流量 (cm <sup>2</sup> /s)	125.0	125.0
下流端水深 (cm)	3.64	1.82
粗度係数 n	0.0143	0.0143
粒径 (cm)	0.04	0.04

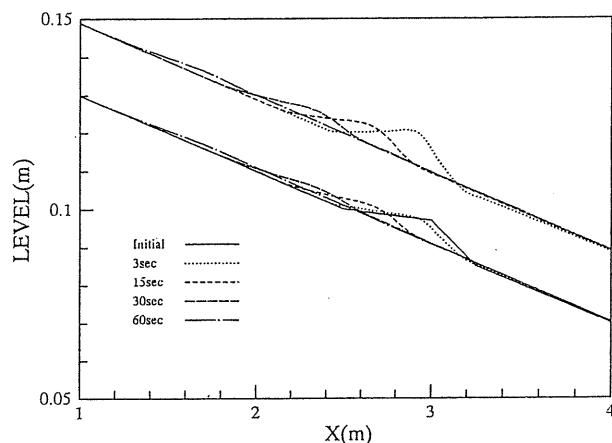


(a) MacCormack 法

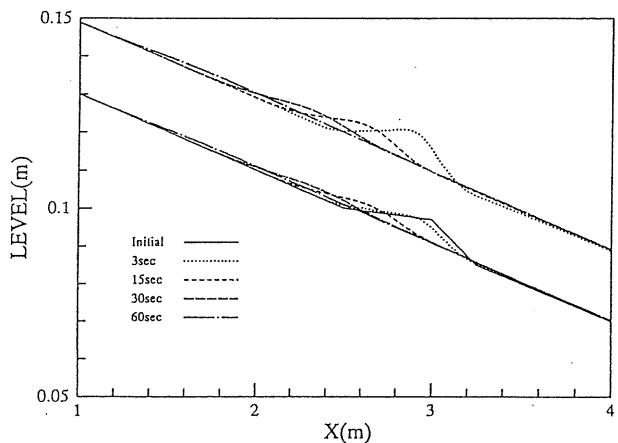


(b) 標準逐次計算法

図 5・3 (a), (b) 常流域での水面形および河床形状



(a) MacCormack 法



(b) 標準逐次計算法

図 5・4 (a), (b) 射流域での水面形および河床形状

## 5.4 実験結果への適用

山地河川では、基本的に急勾配で流れは射流であるが、河川構造物あるいは河床の凹凸等で常流域が形成され、常射流混在下の流れが存在する。ここでは、そのような流れを形成する典型的な例として、上流から射流で砂防ダムに流入し、跳水を伴って常流に移行する場合を取り上げ、ダム堆砂問題を検討している実験結果<sup>1,2)</sup>との比較検討を行う。

実験は、幅 40 cm、勾配 1/50、下流の堰高 7.5 cm、単位幅流量 98 cm<sup>2</sup>/s の状態の元に粒径 1.4 cm の一様砂を 0.357 cm<sup>3</sup>/s 上流端から流入させたものである。なお、下流端の堰での水深は 10.45 cm である。

計算は、マニングの粗度係数 ( $n=0.015$ ) のもとに不等流計算した結果を初期条件とし、その他の条件についてはまとめて表 5・2 に示す。

表 5・2 計算条件

計算区間 (cm)	700.0	$K_{vf}$	5.0
水路幅 (cm)	40.0	$K_{vb}$	0.01
メッシュ間隔 $\Delta x$ (cm)	25.0	粒径 (cm)	0.14
時間間隔 $\Delta t$ (sec)	0.0714	下流端水深 (cm)	10.45
単位幅流量 (cm <sup>2</sup> /s)	98.0	流砂量 (cm <sup>3</sup> /s)	0.357

図 5・5 は各時刻での堆砂形状、水面形に関して実験値と計算値を比較したものである。射流から常流へ移行する流れや、貯水池内の堆砂の進行状況をうまく再現できていることがわかる。

なお、計算に使用した人工粘性係数を表中に示しているが、種々の条件で計算した結果、流れの計算に使用する人工粘性係数  $K_{vf}$  と河床変動  $K_{vb}$  に使用する人工粘性係数を区別して使用する必要があることがわかった。この値に関しては今後検討する必要があるが、本実験の場合は  $K_{vf}$  としては 1~10 程度、 $K_{vb}$  として 0.1 から 0.01 程度が実験値をよく再現でき、 $K_{vb}$  を小さくすると跳水付近で河床に振動が生じ、大きくすると河床形状がなまる傾向が認められた。

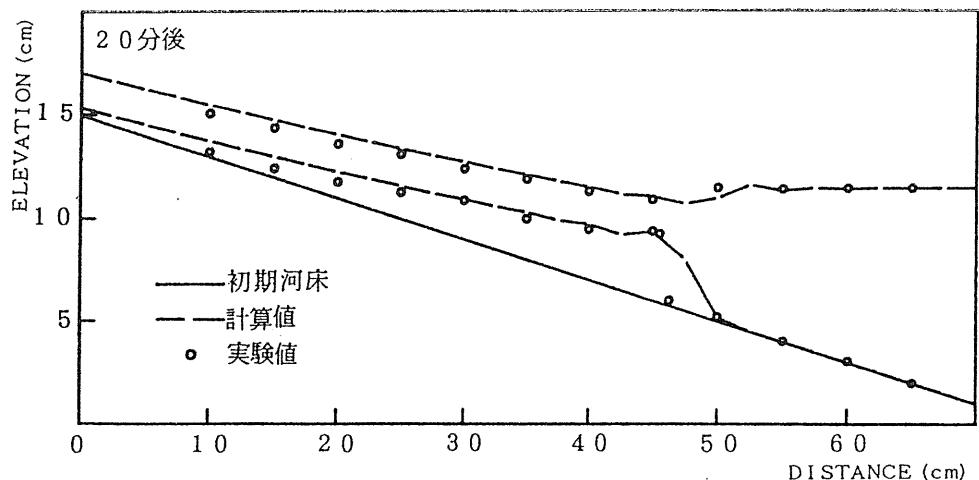
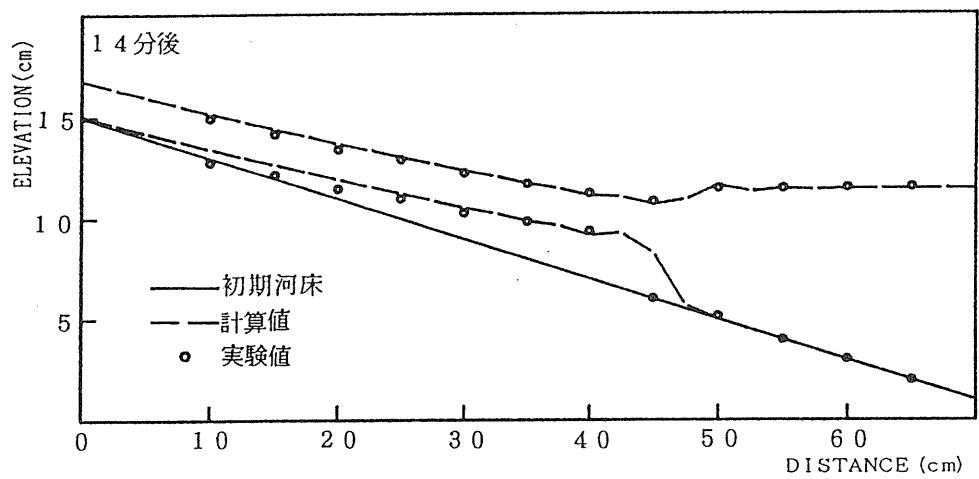
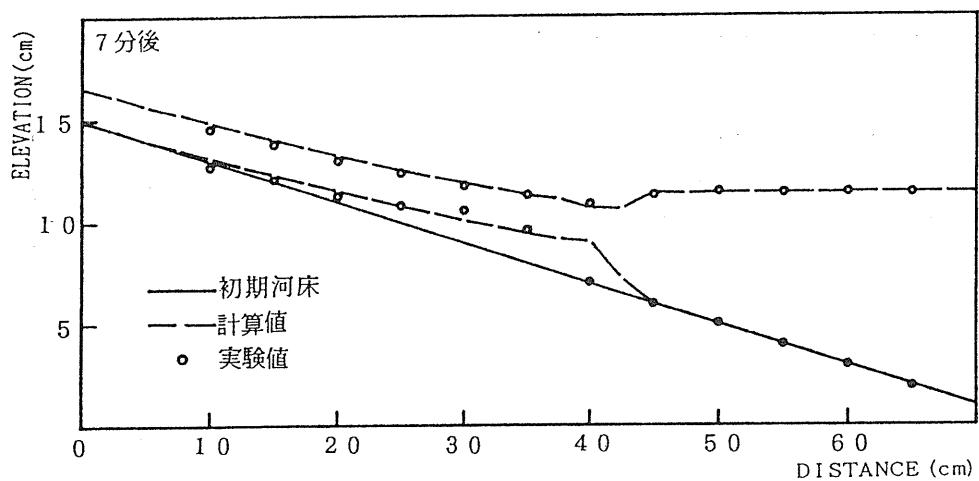


図5・5 (a) 計算および実験での堆砂状況と水面形

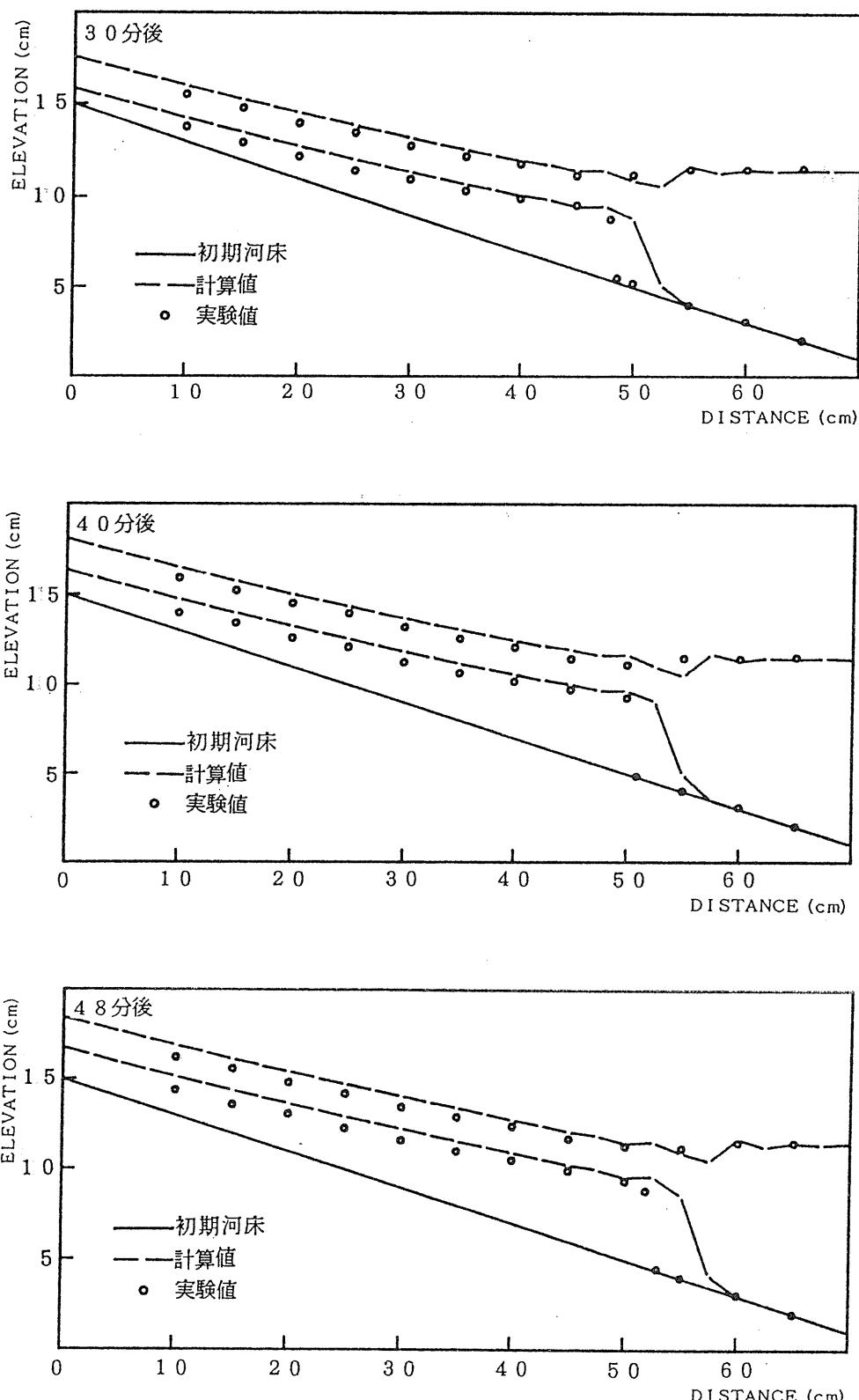


図 5・5 (b) 計算および実験での堆砂状況と水面形

## 5.5 計算スキームが結果に及ぼす影響

本研究では、マコーマック法による基礎式の定式化の際、式(5.6)および式(5.7)で示したように、予測子段階では前進差分を、修正子段階では後退差分を使用している。数学的にはどちらの差分を予測子段階で使用しても差し支えないが、数値計算的には違いが生じる恐れがある。ここでは、以下の3通りのケースについて計算を行い、比較検討した。

ケース1：予測子—前進差分、修正子—後退差分

ケース2：予測子—後退差分、修正子—前進差分

ケース3：予測子—前進差分、修正子—後退差分

予測子—後退差分、修正子—前進差分

ケース3は差分の取り方を1時間ステップ毎に変化させるというものである。

計算は、表5・3に示す条件で固定床上の不等流計算を行ったものであり、計算結果を図5・6に示す。結果から跳水周辺でケース2がやや他の2ケースと異なっているもののほぼ一致した結果と見なせる。したがって、ケース1のスキームで十分計算が可能であると思われる。

表5・3 計算条件

計算区間(cm)	700.0	時間間隔 $\Delta t$ (sec)	0.04
水路勾配	1/30	単位幅流量(cm <sup>2</sup> /s)	98.0
水路幅(cm)	40.0	Kvf	0.33
段落ち高さ $\Delta z$ (cm)	10.0	計算回数	300000
メッシュ間隔 $\Delta x$ (cm)	0.125	下流端水深(cm)	0.1

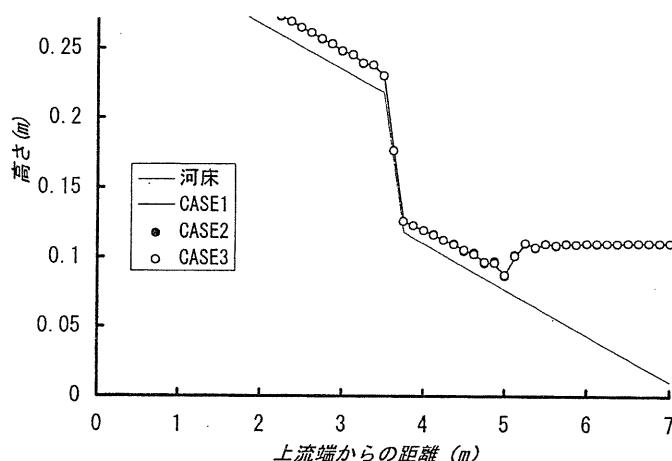


図5・6 計算スキームが計算結果に及ぼす影響

## 5. 6 結 語

本章では、山地河川でよく見られる常射流混在化の流れを伴う1次元の河床変動計算法に関して検討した。従来では、支配断面および跳水位置を算定して常流区間および射流区間に分割し、常流区間と射流区間で異なる差分法を用いて流れおよび河床変動について解かれていたが、本研究では計算区間を一括して解けるスキームを紹介し、従来の計算法との比較および実験値の再現計算を示した。計算結果はいずれの場合も満足する結果となっており、実河川で十分適用が可能であることがわかった。

なお、本研究で紹介した流れのスキームは非定常スキームであり、計算の安定性から流れの計算時間間隔と河床変動の時間間隔を一致させており、従来の計算法に比べ計算時間がかかる問題点がある。したがって、使用する人工粘性係数の問題と併せて、計算時間を短縮する方策を検討する必要があると考えられる。

## 6. 山地河川の局所流と局所洗掘

### 6. 1 概 説

前章では、山地河川での長期的な河床変動を検討するための1次元流れと河床変動の数値計算法について示したが、ここでは、洪水時の河床変動、特に山地河川においてよく目にする巨石等周辺や狭窄部など、瀬や淵の形成を伴う河床変動についての数値計算法について検討した結果について示す。

洪水時に形成された瀬や淵は、通常の流れでは様々な流況を作りだし、水生生物に対して多様な水環境を提供する。したがって、洪水時にどのような平面形状の河床が作り出されるかを予測することは非常に重要であり、その予測数値計算法が確立されれば、今後の山地河川の改修工事等に対して多くの有益な情報を与えることができると思われる。

山地河川のような、常射流混在化での局所洗掘現象等の平面的な河床変動を計算するためには、鉛直流速も考慮し3次元的に流れを解析する必要がある。しかしながら、現在のところ常射流混在化の流れを3次元的に計算する手法は非常に困難を伴うため、本研究においては平面2次元流れに基づいた河床変動解析を試みる。

計算方法は、基本的に前章で示したマコーマック法を平面的に2次元に拡張したものであり、実験値を数値シミュレーションするという方法で計算法の妥当性を検証する。数値シミュレーションの対象とした実験は、巨石あるいは狭窄部を想定したブロックを実験水路内に設置し、常射流混在する流れを再現したものである。

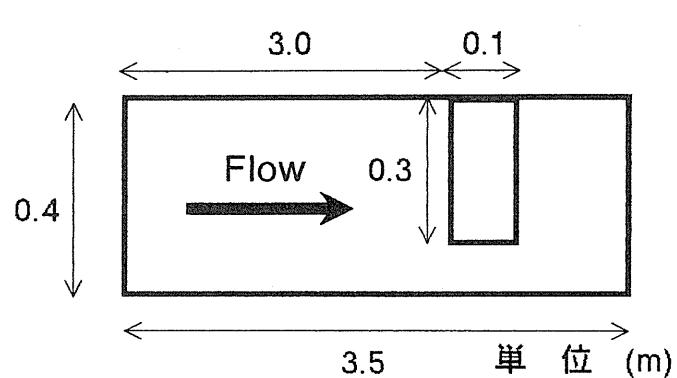
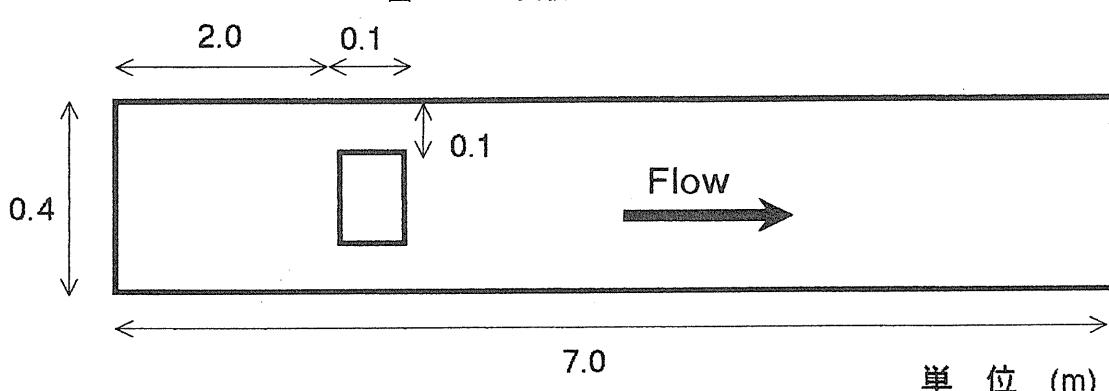
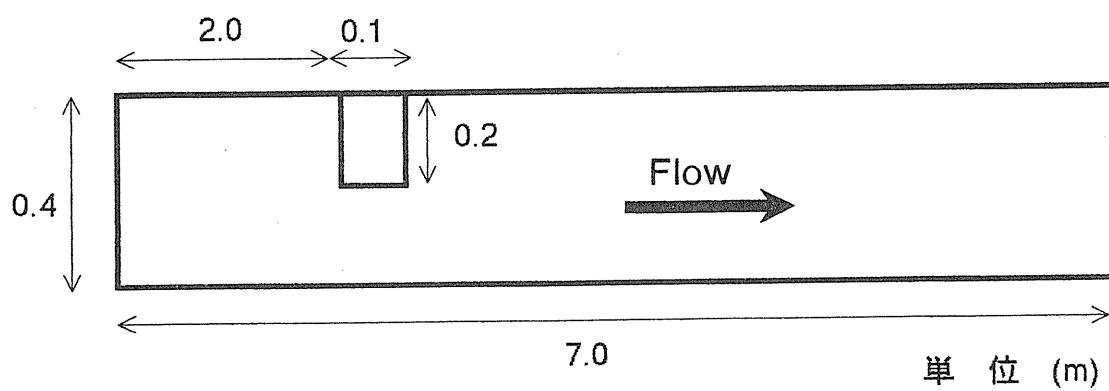
### 6. 2 実験の概要

実験に使用した水路は、長さ7m、幅0.4m、深さ0.4mの鋼製で、上流端に取り付けてあるチェーンブ

ロックによって河床勾配を調整できるものである。実験は、流れの状況をみた固定床実験と移動床実験に分けられるが、固定床の実験をブロックの設置場所により実験1-1、実験1-2とし、一様砂の砂礫を敷いた移動床河床の実験を実験2とする。実験に使用したブロック（水制工、巨石とみなせる）は、高さ40cmのコンクリート製ブロックで大きさおよび設置場所は図6・1、図6・2および図6・3に示している。また、実験2の河床材料は、図6・4に粒度分布を示しているが平均粒径が7.0mmの一様砂である。

流速の測定は、台車上に2次(X、Y方向)の電磁流速計を固定し、レール上を測定メッシュに合わせて移動させ測定し、水位については、流速と同じく台車にとりつけた水位計を用いて計測を行い、デジタルレコーダでデータを記録した。また、実験2での河床形状はポイントゲージを使用して測定した。

実験条件は、表6・1の通りである。



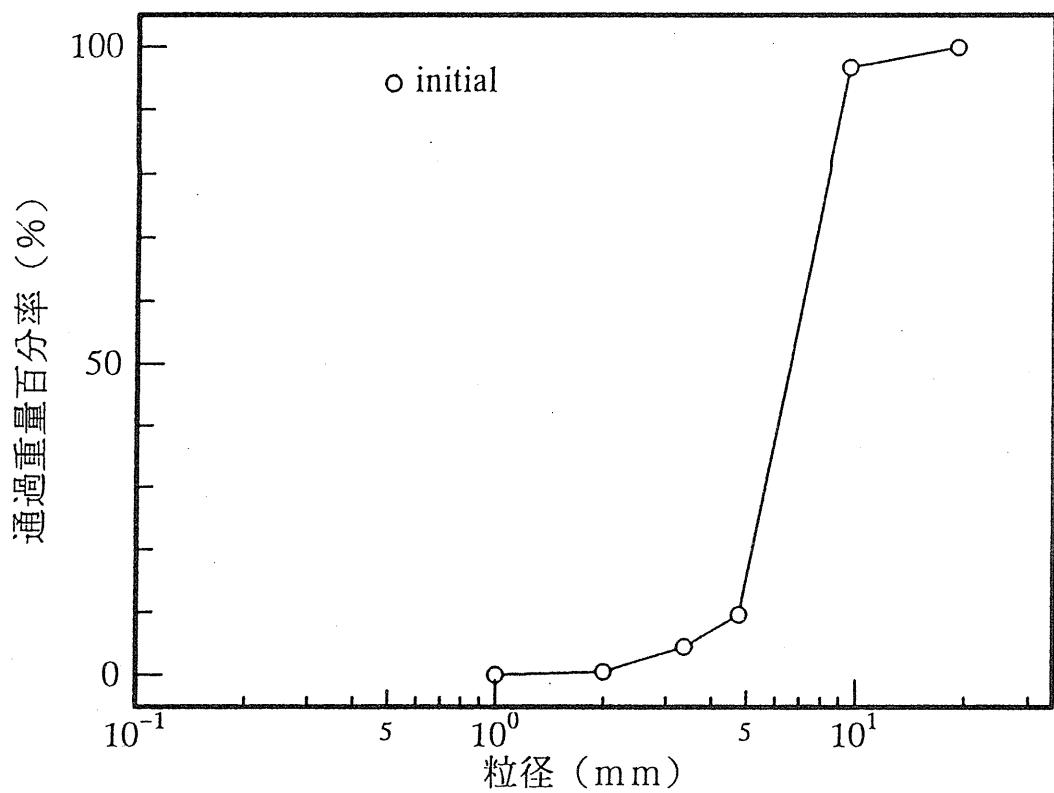


図6・4 実験用砂の粒度分布

表6・1 実験条件

	実験 No.		
	1-1	1-2	2
水路勾配	1/25	1/25	1/30
水路長 (m)	7.00	7.00	3.50
水路幅 (cm)	40.0	40.0	40.0
上流からブロック上面までの設置距離 (m)	2.0	2.0	3.0
ブロック幅 (cm)	20.0	20.0	30.0
流量 (ℓ/sec)	13.6	13.6	4.56
粗度係数 n	0.01	0.01	0.032
平均粒径 (cm)	—	—	0.70

## 6. 3 2次元河床変動解析

### (1) 2次元河床変動の基礎式と定式化

#### (a) 基礎方程式

2次元の流れの連続式、運動方程式および2次元の流砂の連続式を保存形で記述すると、それぞれ以下のようになる。なお、 $x$   $y$  方向ともに計算メッシュ間隔が等しい場合の式である。

連続式：

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} = 0 \quad (6.1)$$

運動方程式：

$$\begin{aligned} \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial F}{\partial x} + \frac{\partial G}{\partial y} &= E_x \\ \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\partial G}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial y} &= E_y \end{aligned} \quad (6.2)$$

流砂の連続式：

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \left[ \frac{\partial q_{Bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{By}}{\partial y} \right] = 0 \quad (6.3)$$

ここで、

$$H = h(x, y), \quad U = u(x, y) \cdot h(x, y), \quad V = v(x, y) \cdot h(x, y), \quad G = u v h$$

$$F = u^2 h + \frac{1}{2} g h^2, \quad S = v^2 h + \frac{1}{2} g h^2$$

$$E_x = g h (I_x - I_{fx}) + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \varepsilon \frac{\partial (uh)}{\partial x} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \varepsilon \frac{\partial (uh)}{\partial y} \right\}$$

$$E_y = g h (I_y - I_{fy}) + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \varepsilon \frac{\partial (vh)}{\partial x} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \varepsilon \frac{\partial (vh)}{\partial y} \right\}$$

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、 $I_{fx}$ ： $x$  方向の摩擦損失勾配、 $I_{fy}$ ： $y$  方向の摩擦損失勾配、 $\varepsilon$ ：水平方向の渦

動粘性係数、 $n$ ：マニングの粗度係数、 $q_{Bx}$ ： $x$ 方向単位幅流砂量、 $q_{By}$ ： $y$ 方向単位幅流砂量、 $z$ ：河床高、 $\lambda$ ：空隙率である。

流砂量の計算においては、基本的に前章で使用した芦田・道上の式を用いたが、横断方向の流砂量に関しては、横断方向の勾配を考慮に入れた次式<sup>13)</sup>を用いた。

$$q_{Bx} = q_B \cos \delta$$

$$q_{By} = q_{Bx} \left[ \tan \delta - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_k \tau_*}} \frac{\partial z}{\partial y} \right] \quad (6.4)$$

ここで、 $\delta = \tan^{-1}(v/u)$ 、 $\mu_s$ ：砂の静止摩擦係数 ( $\mu_s = \tan \Psi = 1$ )、 $\mu_k$ ：砂の動摩擦係数 ( $\mu_k = 0.5$ )、 $\Psi$ ：砂の摩擦角、 $\partial z / \partial y$ ：横断方向勾配である。

### (b) 基礎式の定式化

計算するには基礎式の差分化を行う必要がある。前章と同様にしてマコーマック法により基礎式を差分化する。まず、式(6.1)、式(6.2)および式(6.3)をベクトル表示すると以下の式(6.5)になる。

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial E}{\partial x} + \frac{\partial F}{\partial y} = C \quad (6.5)$$

ここに、

$$U = \begin{bmatrix} h \\ u h \\ v h \\ z \end{bmatrix}$$

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

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

である。

つぎに、一次元同様  $U_{i,j}^n$  を格子点 ( $x = i \Delta x$ ,  $y = j \Delta y$ ,  $t = n \Delta t$ ) 上の値と定義すると、式 (6. 5) は次のように予測子段階と修正子段階に離散化される。予測子段階においては後退差分、修正子段階においては前進差分を用いているが、各段階での差分式を示すと以下のようなである。

予測子段階：

$$U_{i,j}^p = U_{i,j} - \frac{\Delta t}{\Delta x} \{ (E_{i,j} - E_{i-1,j}) - (Q_{x,i,j} - Q_{x,i-1,j}) \} \\ - \frac{\Delta t}{\Delta y} \{ (F_{i,j} - F_{i,j-1}) - (Q_{y,i,j} - Q_{y,i,j-1}) \} + \Delta t C_{i,j} \quad (6.6)$$

修正子段階：

$$U_{i,j}^c = \frac{1}{2} (U_{i,j} + U_{i,j}^p) - \frac{1}{2} \frac{\Delta t}{\Delta x} \{ (E_{i+1,j}^p - E_{i,j}^p) + (Q_{x,i+1,j}^p - Q_{x,i,j}^p) \} \\ - \frac{1}{2} \frac{\Delta t}{\Delta y} \{ (F_{i,j+1}^p - F_{i,j}^p) + (Q_{y,i,j+1}^p - Q_{y,i,j}^p) \} + \frac{1}{2} \Delta t C_{i,j}^p \quad (6.7)$$

ここで、人工粘性は以下のような拡散型のものを使用した。

$$Q_{x,i,j} = \frac{K_v u_* h}{\Delta x} (U_{i+1,j} - 2U_{i,j} + U_{i-1,j}) \quad (6.8)$$

$$Q_{y,i,j} = \frac{K_v u_* h}{\Delta y} (U_{i,j+1} - 2U_{i,j} + U_{i,j-1}) \quad (6.9)$$

ここに、 $u_*$ ：摩擦速度、 $K_v$ ：人工粘性係数である。この人工粘性係数に関しても 1 次元と同様、河床変動の人工粘性係数  $K_{vb}$  と流れの人工粘性係数  $K_{vf}$  を区別して使用した。

計算方法のフローチャートを図 6・5 に示す。

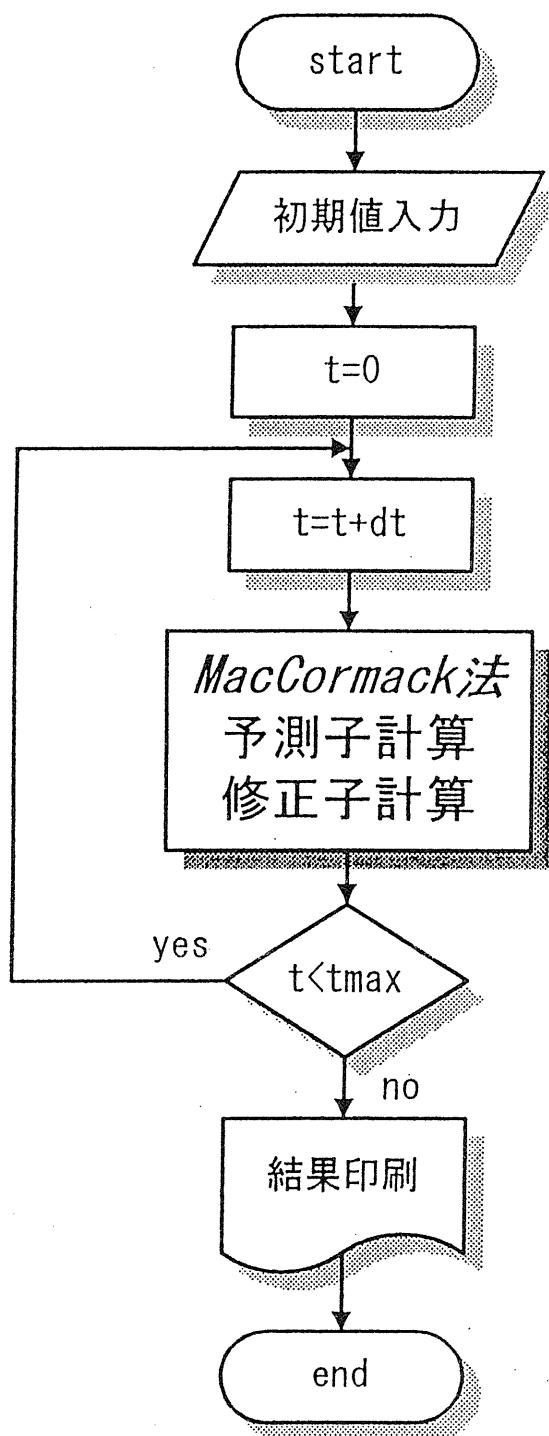


図6・5 計算のフローチャート

## (2) 境界条件および初期条件

### (a) 境界条件

まず、側壁およびブロックでの境界条件は、図6・6のように、流速に関しては矢印の方向成分以外は0を与えて計算した。計算メッシュ間隔は、縦断方向、横断方向ともに2.0cmであり、計算点は、メッシュの中心点である。

つぎに、上下流端に関しては、前章で示した1次元解析のものと同様であるが、上下流端での横断方向流速vは0としている。

### (b) 初期条件

固定床実験の場合：1次元と同様水位を一定とし、流量に関しては流下方向のみを与え、横断方向は0とする。計算方法は、実験条件での不等流を形成させるために下流端水位を徐々に低下させるというものであるが、初期の段階では下流端は常流であり、設定条件では射流である。したがって、計算途中で下流端が常流から射流に変化するため、各段階で下流端でのフルード数を求め、境界条件を変化させた。

移動床実験の場合：1次元と同様、初期河床状態での不等流の計算を行い、その流れを初期条件とする。

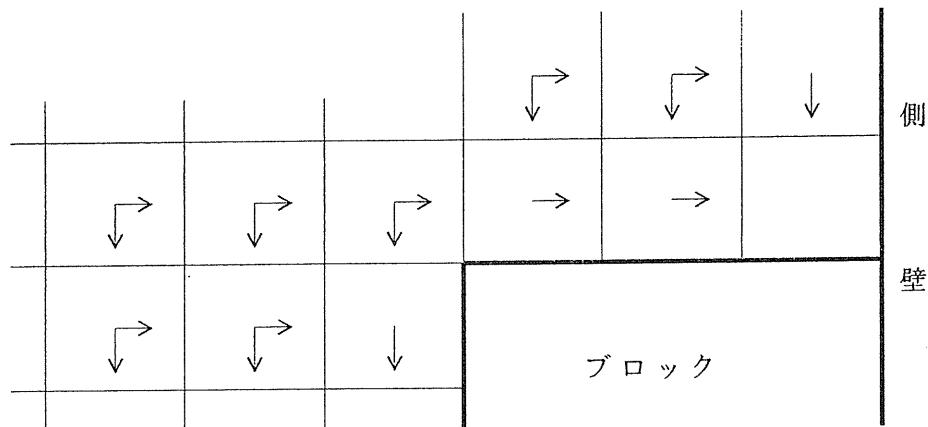


図6・6 計算境界条件

## (3) 計算条件およびその他の条件

計算条件は表6・2の通りである。 $\Delta t$ に関しては、数値発散が起こらないよう安定条件としてCFL条件式（式(6.10)）にあてはまる値として、0.002secを採用した。この値は、CFL条件の1/10の値である。

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{(|u| + \sqrt{gh})_{\max}} \quad (6.10)$$

また、計算においては、ブロック付近において水中安息角より大きな角度の河床勾配が起こりうるため、水中安息角を本計算では40度とし、それ以上の河床勾配になると40度にするようにして計算を行った。<sup>14)</sup>

また、限界掃流力に関しては次式に示す芦田・高橋・水山<sup>15)</sup>によって理論的・実験的な検討を加えられ

た河床勾配によって変化する限界掃流力の式を用いて解析を行った。

$$\tau_{*sc} = \frac{u_{*c}^2}{\left[ \frac{\sigma}{\rho} - 1 \right] g d} - \frac{\tan \phi}{\tan \phi \cos \theta \frac{\sigma}{\sigma - \rho} \sin \theta} \quad (6.11)$$

ただし、 $\sigma$ ：砂礫の密度、 $\rho$ ：水の密度、 $\theta$ ：河床勾配、 $\phi$ ：内部摩擦角である。

表 6・2 計算条件

	実験 No.	
	1-1, 1-2	2
$\Delta x$ (cm)	2.0	2.0
$\Delta y$ (cm)	2.0	2.0
$\Delta t$ (sec)	0.002	0.002
水路勾配	1/25	1/30
水路長 (m)	7.0	3.5
水路幅 (cm)	40.0	40.0
下流端境界条件 下流端水深 (cm)	0.0218	0.024
上流端境界条件 上流端流量 ( $\ell$ / sec)	13.6	4.56
流量 ( $\ell$ / sec)	13.6	4.56
粗度係数 n	0.01	0.032
平均粒径 (cm)	—	0.70

## 6. 4 実験結果および計算結果

### (1) 固定床実験の実験結果とその再現計算

まず、実験 1-1 および 1-2 の流れの状態を図 6・7、図 6・8 に示す。これを見ると、両実験ともにブロック前面において跳水が起り、ブロックの下流では射流に変化するとともに、ブロックを回り込む流れによって下流で衝撃波が形成されていることがわかる。

つぎに、実験 1-1 および 1-2 に対する流れの計算を示すが、ここでは、人工粘性項に対し、拡散型を用いたものと TVD 形式を用いたものの比較を行なう。計算結果の流れの様子を図 6・7 および 図 6・8 中に示しているが、図において、拡散型の人工粘性を用いて計算したものを KV-MacCormack、TVD 形式のものを TVD-MacCormack として表している。ブロック前面における跳水高さは実験 1-1 においては、拡散型、TVD 形式とともに実験値に近い値（約 11 cm）となっており、また実験 1-2 についても、TVD 形式・拡散型の方ともに実験値に近い値（約 12 cm）となっている。つぎに、跳水位置に関し

てみると、拡散型の人工粘性係数を用いて計算を行った方が T V D 形式のものを用いて計算をした方よりも跳水開始位置が実験値をよく再現できている。この結果は、今回使用した T V D 形式の人工粘性係数では不連続面が滑らかになってしまふ傾向があることを示したものであると考えられ、この傾向は下流での衝撃波の波高が低く現れている状態にも現れている。

したがって、以下の河床変動計算法に対しては拡散型の人工粘性係数を用いた結果についてのみ示す。なお、人工粘性係数に関して局所的な水理量を使用すると計算の安定性が悪くなる結果となったので、平均的な水理量に基づいた一定量を与えた。

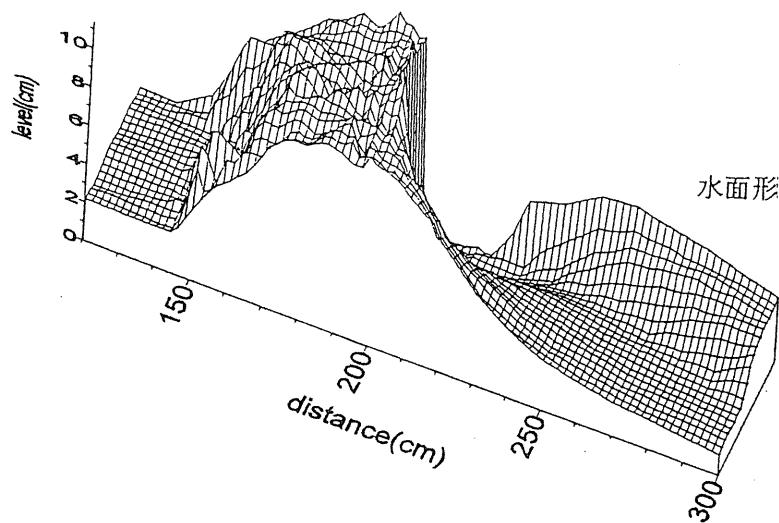


図 6・7 (a) 実験 1-1 結果

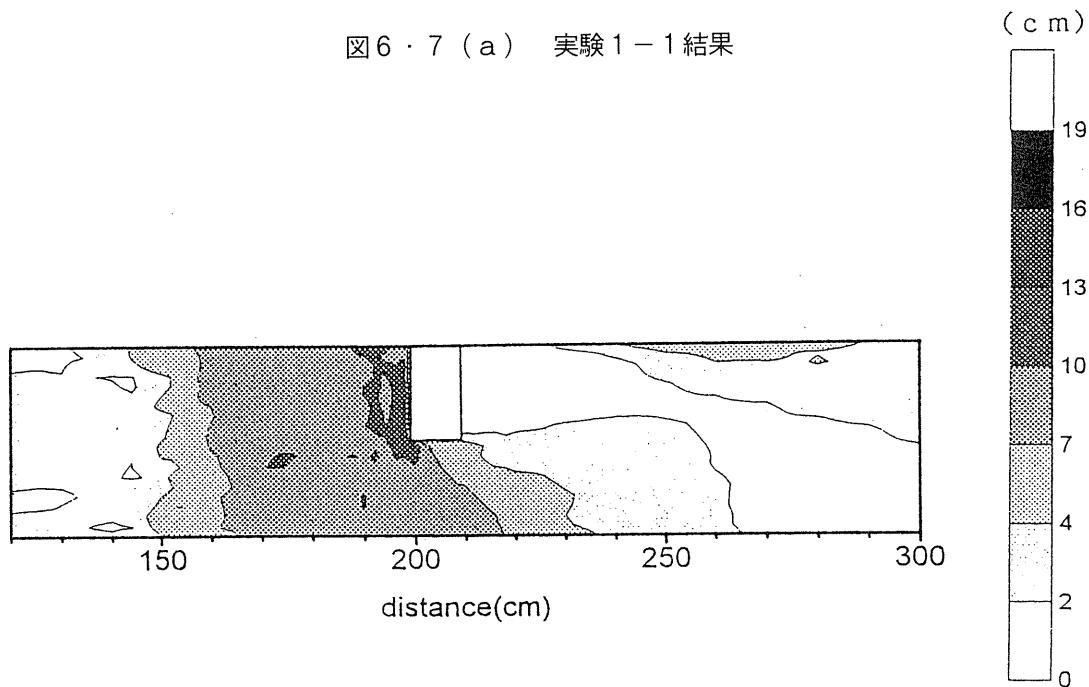


図 6・7 (b) 実験 1-1 結果 水深コンター

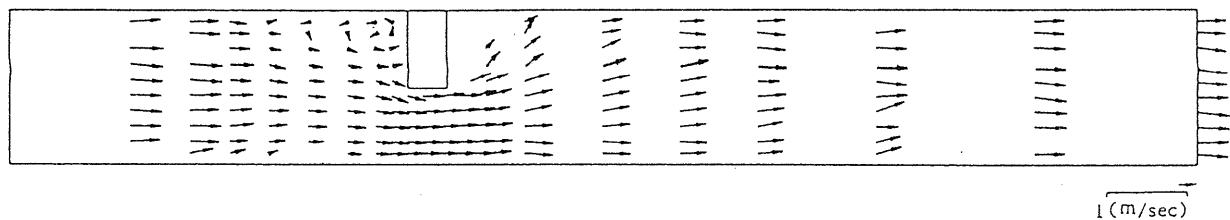


図6・7 (c) 実験1-1結果 流速ベクトル

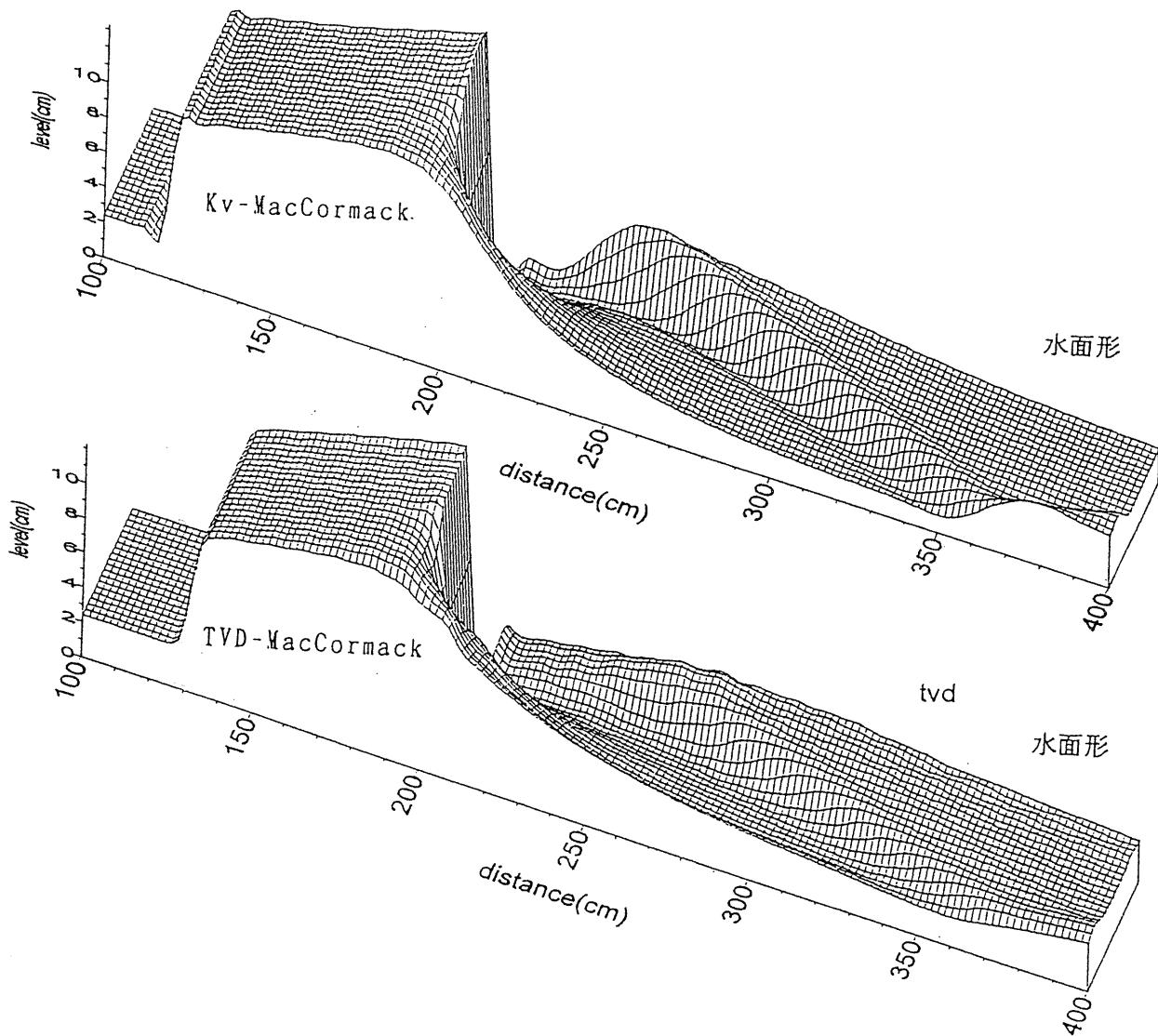


図6・7 (d) 実験1-1結果

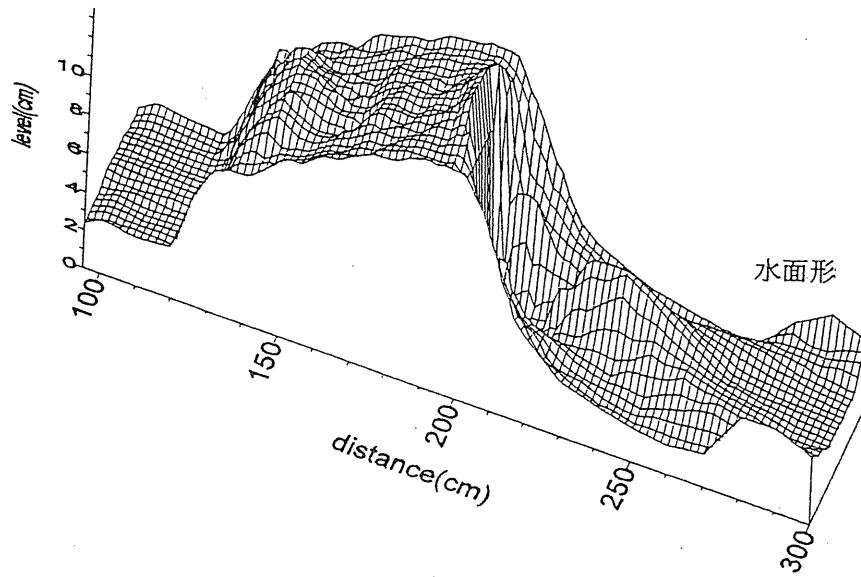


図 6・8 (a) 実験 1-2 結果

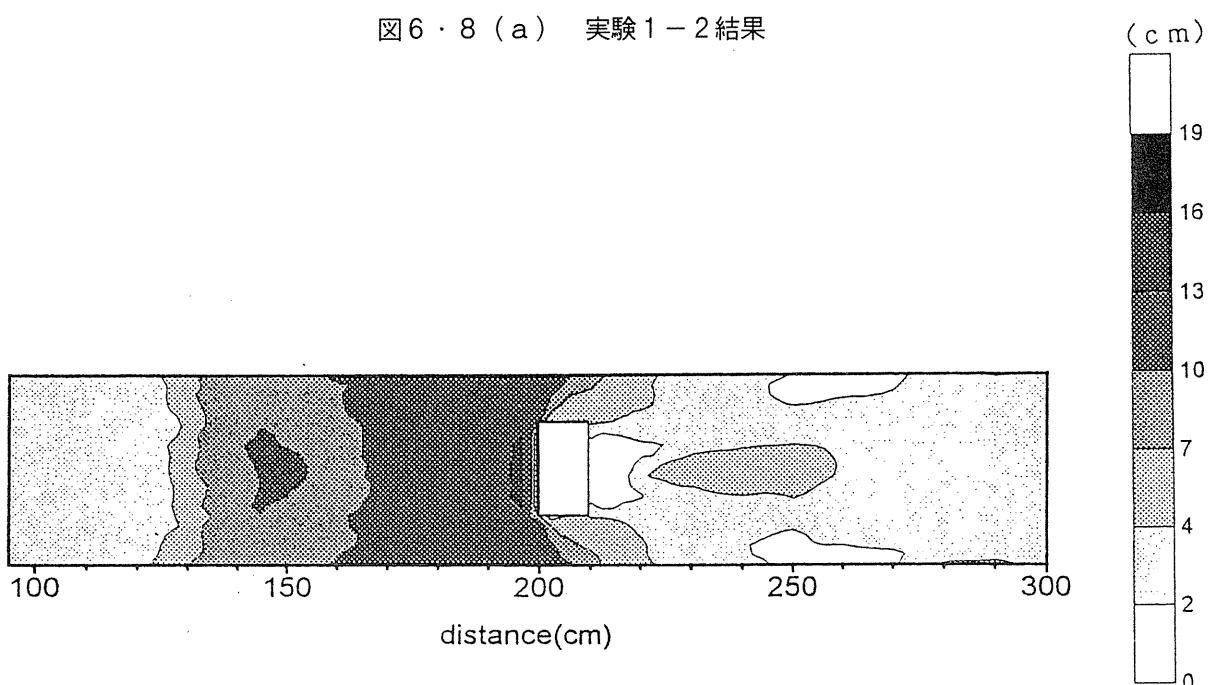


図 6・8 (b) 実験 1-2 結果 水深コンター

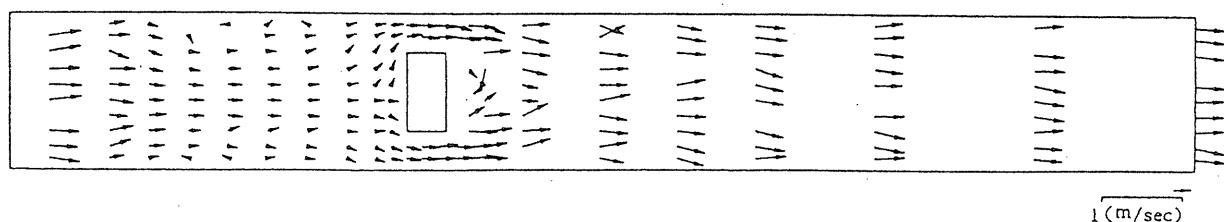


図 6・8 (c) 実験 1-2 結果 流速ベクトル

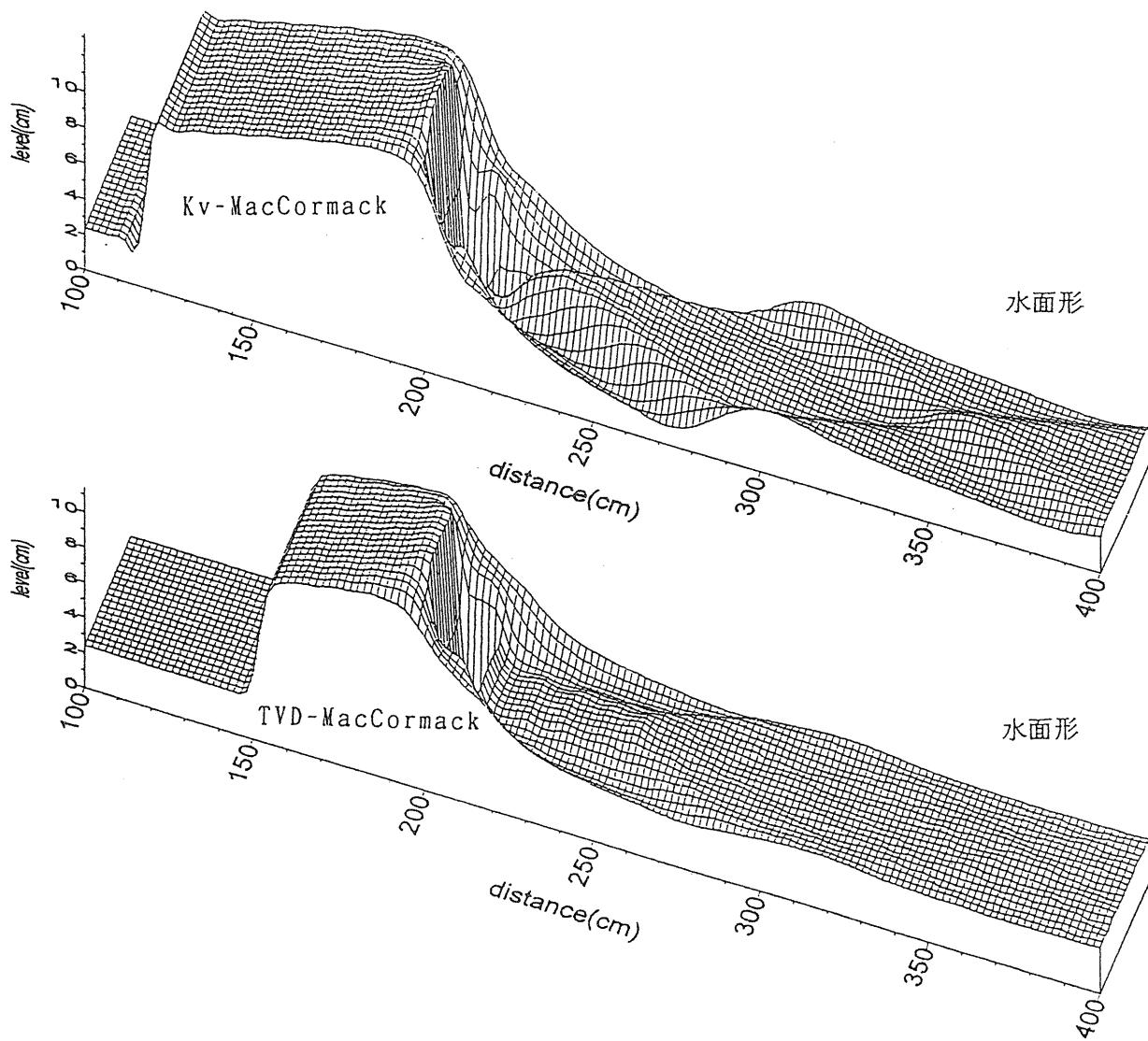


図6・8(d) 実験1-2結果

## (2) 移動床実験結果と再現計算結果

実験2の実験結果および計算結果を図6・9に示す。1次元解析と同様、人工粘性係数の選択によって計算結果が異なるが、種々の人工粘性係数の組み合わせで計算を行った結果、流れの人工粘性係数 $K_{vf}$ は1～5程度が実験値をよく再現できた。この値は1次元解析での値とほぼ同様である。また、河床変動の人工粘性係数 $K_{vb}$ に関しても1次元解析とほぼ同様な傾向にあった。

図6・9の結果は、 $K_{vf}$ を3.1、 $K_{vb}$ を1.2として計算したものであるが、ブロック近傍の局所的な深掘れ個所を除き、洗掘位置および洗掘深はほぼ実験値と一致する結果を示していることがわかる。しかしながら、洗掘孔の形状に関してはやや大きく見積もる傾向がある。この原因是、局所的な逆河床勾配に対して式(6.11)を適用した結果と考えられる。

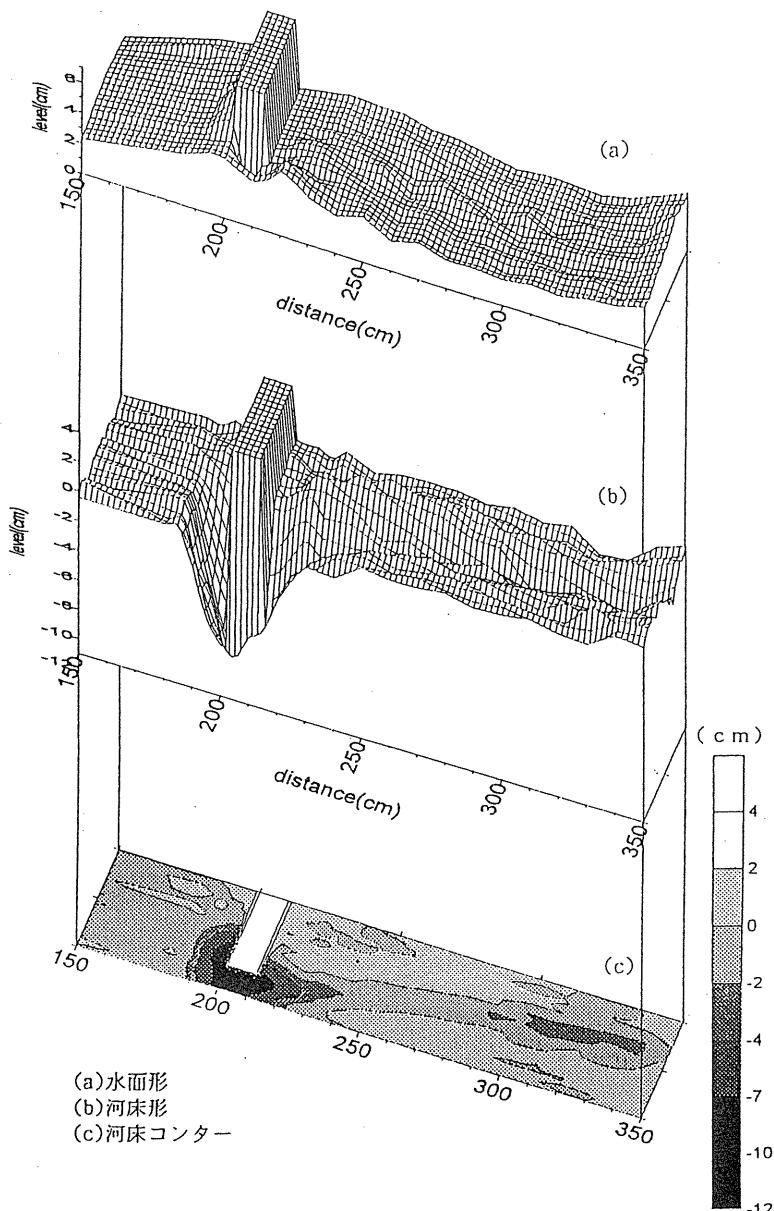


図6・9 (a) 実験2結果

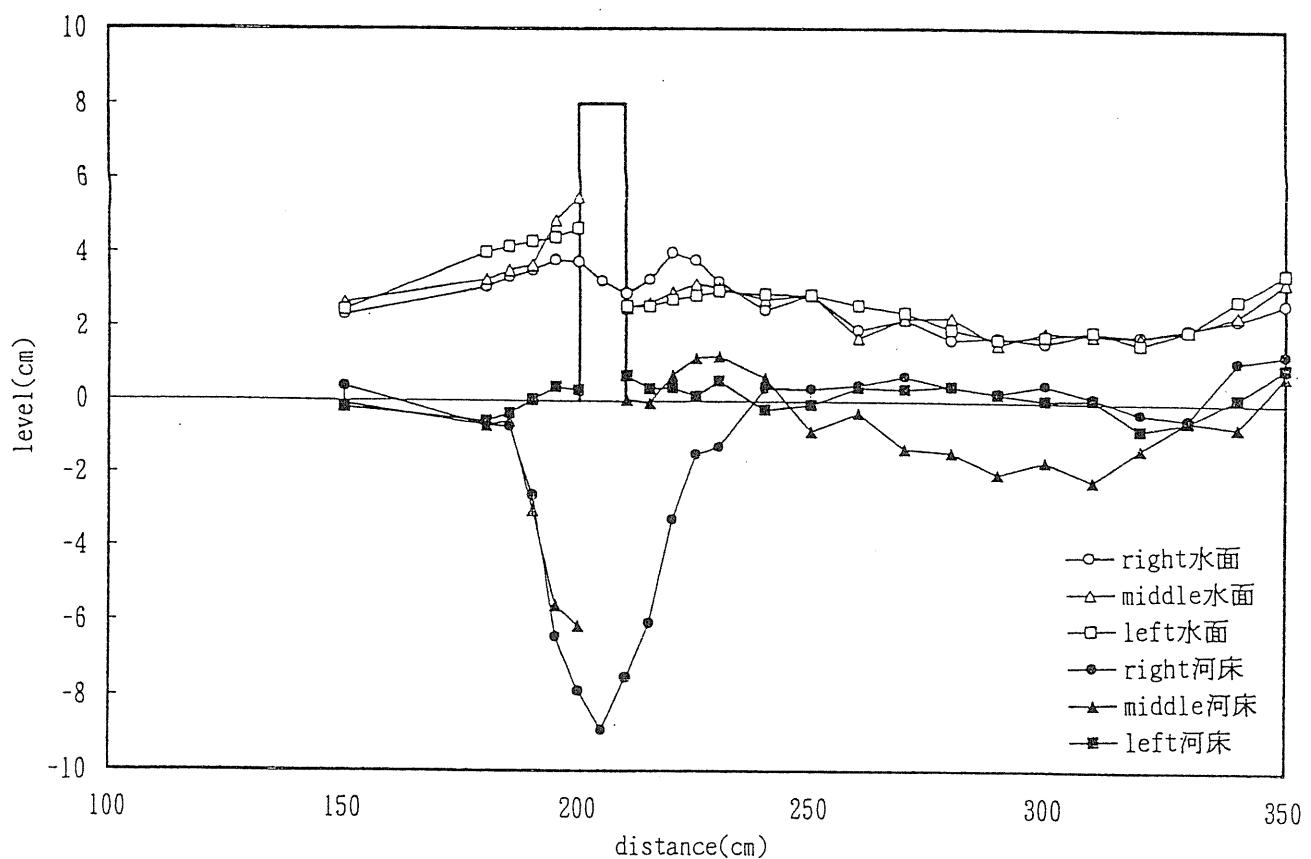


図6・9(b) 実験2 縦断面

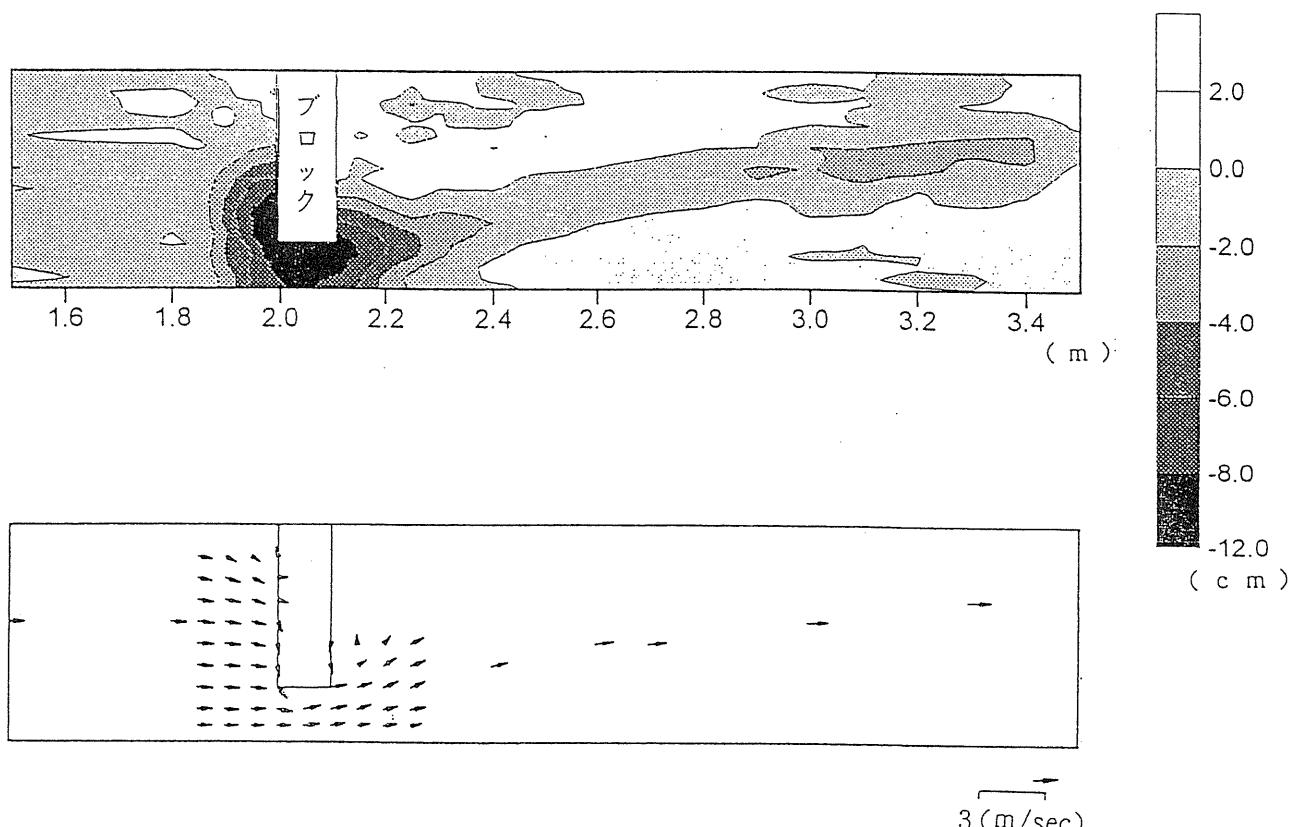


図6・9(c) 実験2 河床センターおよび流速ベクトル

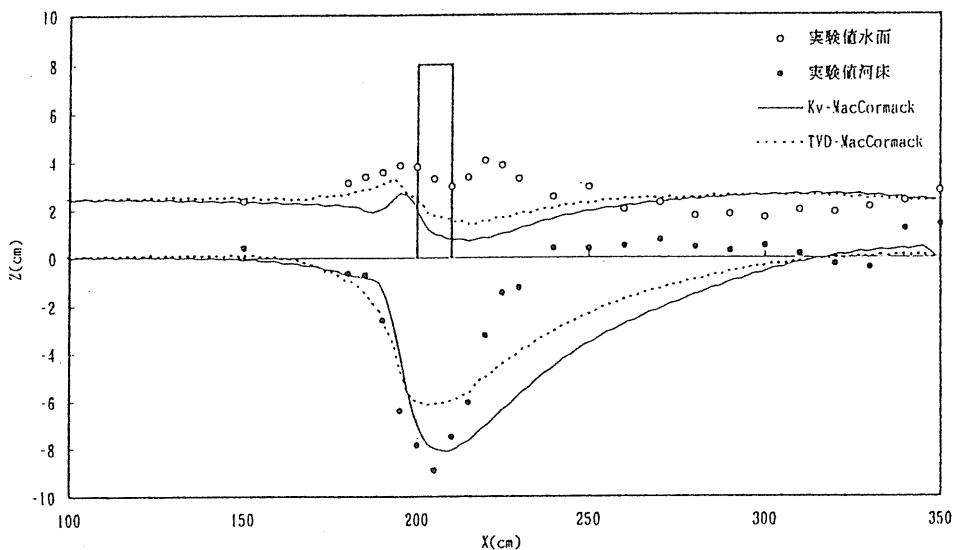


図 6・9 (d) 実験 2 縦断面右

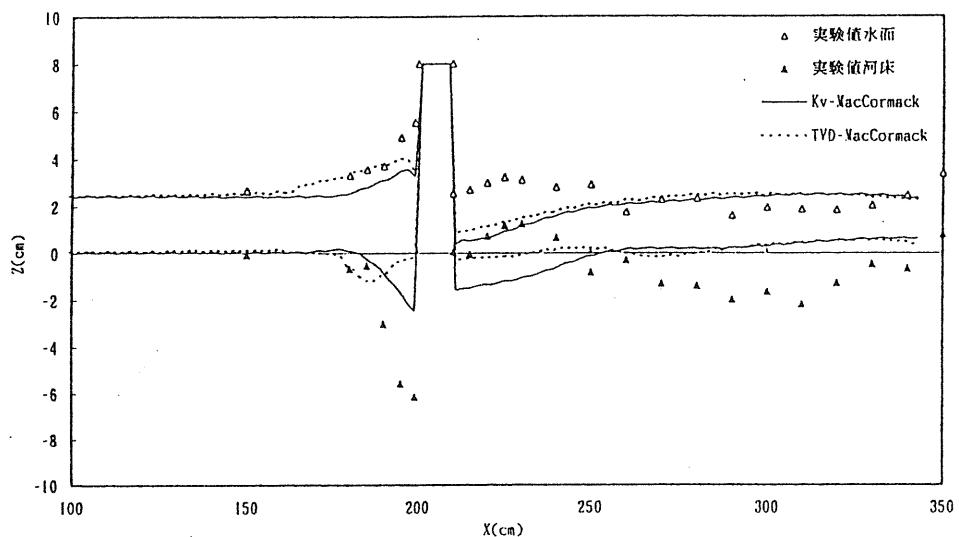


図 6・9 (d) 実験 2 縦断面中

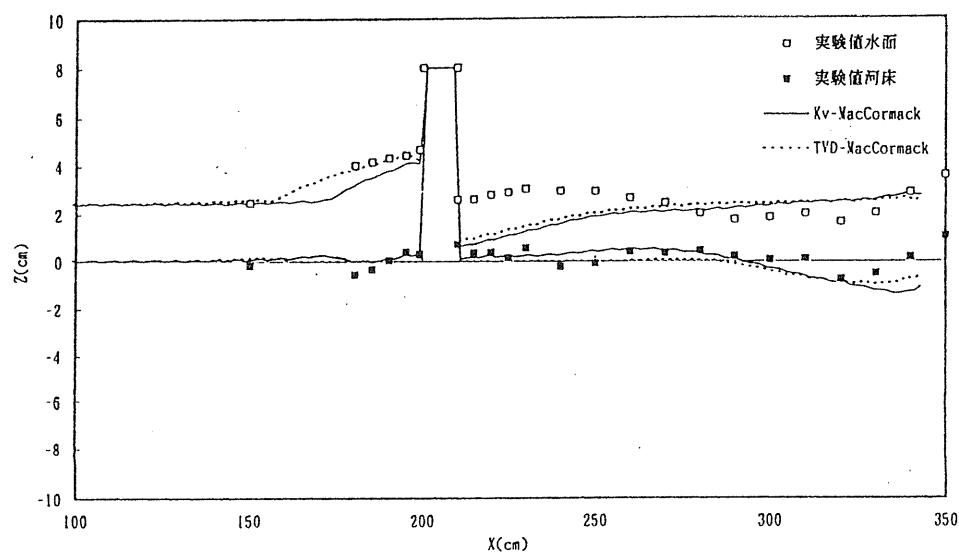


図 6・9 (d) 実験 2 縦断面左

## 6. 5 結 語

本章では、平面2次元的な流れと河床変動を再現できる数値計算法について検討した結果を示した。

まず、流れの計算結果では、跳水の位置および流況に関して精度良く実験結果を再現できることが分かった。また、計算に使用する人工粘性に関しては、山地河川のような急勾配で流量が多い流れの計算は、本研究で用いたTVD形式のものより拡散型のものを用いた方が再現性が良いことが認められた。

また、河床変動の計算結果では、ブロック周辺の洗掘現象について再現計算を行ったが、洗掘形状の再現性に関してはやや悪いが、洗掘位置あるいは洗掘深はほぼ実験値を再現できた。洗掘形状の違いは、局所的な逆河床勾配に対する限界掃流力の評価に問題があると考えられ、この問題を解決できれば計算精度は向上するものと思われる。

## 7. 結 論

本研究では、非一様な河川形態を造り出す重要な要素として“淵と瀬の構造”に着目して、淵周辺の河道特性が上流から下流でどのように変化するのかを鳥取県の千代川において現地調査し、その中で生息している魚類の生息調査もあわせて行った。また、階段状河床形態の連続する淵を対象にして、その発生条件および形状特性について土砂水理学的に検討するとともに、淵の破壊についても実験的に考察した。さらに、2次元の流れや河床変動の計算方法を構築するとともに、それを使った局所洗掘の形成過程のシミュレーションを行った。以下に本研究の結果を列挙する。

- (1) 土砂水理学でいう局所洗掘という観点的から、淵を階段状河床型、落差型、弯曲型、砂州型、局所洗掘型、湛水型に分類した。千代川においてこれらの淵の分布を調べた結果、弯曲型の淵は上下流全体に分布しているのに対し、砂州型の淵は河口から30km上流までの範囲に発生しており、とくに20km上流までに集中していることがわかった。また、階段状河床型の淵は河口から30kmより上流に見られた。
- (2) 河川上流部の弯曲型の淵の個所は、流速や水深のみならず河床材料も平面的に顕著に変化するため、多種多様な魚類が生息できる環境が備わっている。
- (3) 河川下流部にできる砂州型の淵では、弯曲型の淵に比べて流速、水深、河床材料などの変化が少ないが、護岸にブロックを置いたり、流れの中心に捨て石を沈めておくと多様な魚類の生息地になり得る。
- (4) 階段状河床形態の淵の間隔は上流ほど狭くなり、とくに八東川から両支川に入り河床勾配が増加すると間隔が急激に減少している。淵の段差（ステップの部分の河床の段差）は河床材料の平均粒径の1から4倍程度になり、ステップの構成材料の最小粒径から平均粒径までの段差が洪水の規模に応じて形成されるものと考えられる。
- (5) 現在の階段状河床形態の淵は過去の流量履歴によって形成と破壊を繰り返し現在の姿になったと思わ

れるが、発生条件や淵の間隔の点から考えると、約5年確率の洪水に対する階段状河床形態とよく対応している。

- (6) 一旦形成された淵は、河床波による形状損失とアーマーコートの発達のために、ある程度の洪水には耐えることができ、数十年確率の洪水で破壊されることが推察された。
- (7) 常射流混在化の流れを伴う1次元の河床変動計算法をマッコーマック法を基礎として提示した。この方法によると、簡単なアルゴリズムで従来の計算法と同程度の精度で計算でき、実河川で適用することが可能であることがわかった。
- (8) 平面2次元的な流れと河床変動を再現できる数値計算法をマッコーマック法を用いて提示した。この方法では、跳水の位置および流況に関して精度良く実験結果を再現できることがわかった。また、河床変動の計算結果では、ブロック周辺の洗掘現象について再現計算を行ったが、洗掘形状の再現性に関してはやや悪いが、洗掘位置あるいは洗掘深はほぼ実験値を再現できた。

## 参考文献

- 1) 川那部浩哉・水野信彦, 川と湖の魚①, 保育社, p.153, 1989.
- 2) 川那部浩哉・水野信彦, 川と湖の魚②, 保育社, pp.44-45, pp.60-61, 1990.
- 3) まちと水辺に豊かな自然をII, (財) リバーフロント整備センター, 山海堂, pp.17-19, 1992.
- 4) 芦田和男・江頭進治・安東尚美, 階段状河床形の形成機構と形状特性に関する研究, 第28回水理講演会論文集, pp.743-749, 1984.
- 5) Egiazaroff, I.V. : Calculation of nonuniform sediment concentrations, Proc. ASCE, Hy. 4, 1965.
- 6) 江頭進治・芦田和男・西本直史: 階段状河床波と流砂の挙動, 第30回水理講演会論文集, pp.223-229, 1986.
- 7) 芦田和男・高橋保・道上正規: 河川の土砂災害と対策, 森北出版株式会社, pp.216, 1983.
- 8) たとえば道上正規・桧谷治・藤井健夫・大丸雄一郎: ダム堆砂計算におけるマッコーマック法の適用, 第47回土木学会中国支部研究発表概要集, pp.165-166, 1995.
- 9) 芦田和男・道上正規: 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.
- 10) 日本機械学会編: 流れの数値シミュレーション, コロナ社, pp.106-107, 1988.
- 11) 岡部健士・高橋邦治・宍瀬康雄: M C法を用いた1次元開水路流れの数値計算法, 徳大工学部研究報告, №38, pp.25-33, 1993.
- 12) 道上正規・藤田正治・前田真吾: 非平衡浮遊砂を考慮した急勾配水路における貯水池堆砂の計算法, 水工学論文集, 第34巻, pp.367-372, 1990.
- 13) 長谷川和義: 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.

- 14) 道上正規・檜谷治：水制周辺の平面 2 次元河床変動計算に関する研究，水工学論文集，第 36 卷，pp.61-66, 1992.
- 15) 芦田和男・高橋保・水山高久：山地河川の掃流砂量に関する研究，新砂防，第 107 号，pp. 9 -17, 1978.

## 発表論文リスト

- 1 ) 藤田正治・道上正規：千代川の淵の構造と魚類の生息，鳥取大学工学部研究報告，第 26 卷，第 1 号，pp.181-193,1995.
- 2 ) 藤田正治・道上正規：千代川における淵の構造と魚類の生息環境，水工学論文集，第 40 卷，pp.181-186,1996.
- 3 ) 永瀬恭一・道上正規・檜谷 治：狭窄部を持つ山地河川の河床変動計算，水工学論文集，第 40 卷，pp.887-892,1996.
- 4 ) Fujita, M. and Michiue, M. : Formation and Destruction Processes of Step-Pool Morphology in the Sendai River, Proc.of 10th Congress, A P D , I A H R ,1996.