

交互砂州河道の変動とその制御法

芦田 和男・江頭 進治・里深 好文・劉 炳義・
梅本 正樹・河田 利樹

PREDICTION AND MITIGATION OF RIVER BED VARIATION IN A MEANDERING CHANNEL WITH ALTERNATING BARS

By Kazuo ASHIDA, Shinji EGASHIRA, Yoshifumi SATOFUKA,
Bingyi LIU, Masaki UMEMOTO and Toshiki KAWATA

Synopsis

In most rivers in Japan, tolerable degradation occurs because of the sediment trap by the reservoirs upstream, and the severe gravel mining which was done during the period of rapid increase in economy. As a result, disasters during flood have been increased due to local scouring around river dykes and other structures. Therefore, it is required to predict and mitigate the river bed variation not only for its mean value but also for local scouring, especially for meander channel.

The authors investigate experimentally the channel deformation, bed variation and velocity distribution in an experimental meandering channel with flood plain of alternating bars, which was constructed by modeling the channel of the Naka river. More over, the mitigation of local scouring by groins was investigated. An analytical approach was also presented for predicting the river bed variation and for estimating the effect of groins for the mitigation of local scouring. The analytical approach was found to be applicable for the experiment.

1. 緒 言

わが国の河川は、貯水池築造に伴う流出土砂量の減少や、かつて行なわれた多量の砂利採取のため大幅な河床低下をきたし、河道環境は以前に比べて大きく変化している。しかし、堤防・護岸をはじめ河川構造物の多くは、以前の河床を対象として作られているため、新しい河道条件には対応できず、大きな危険性を内在している。事実、最近の河道災害にみられるように、護岸災害は顕在化の一途にあり、大出水に伴う破堤・氾濫による広域的な洪水災害の危険性は高まっている。

このような災害に対処するためには、流出土砂量の減少に伴う平均的な河床の経年変化とともに、砂州のような中規模河床形態に支配される局所的な洗掘を的確に予測することが重要である。さらに、洪水時における洗掘の制御法についての研究も必要である。

著者らは、徳島大学の岡部氏や阿南高専の湯城氏らとともに、建設省徳島工事事務所および建設技術研究所の協力を得て、那賀川をモデル河川として取り上げ、上述の問題についての総合的な研究を進めている。

那賀川下流部の河道は典型的な交互砂州河道であるが、下流部では、かつて活発に行なわれた砂利採取と、上流部に築造されているダムによる流砂の遮断の影響とによって大幅な河床低下が生じている。

那賀川の現地調査で、いろいろな事が明らかにされているが、中でも、水中でのTV撮影によって深掘れ場所の河床には顕著なアーマ・コートが形成されているという興味ある事実が明らかにされた。この事から洪水時における洗掘は、アーマ・コートのない場合に比べてかなり軽減されるであろうことが推察され、この事を考慮した河床変動の予測の重要性が指摘される。

本論文は、上述の総合的な研究のうち、とくに、交互砂州河道に形成されている低水路の変動と、低水路内の局所洗掘、ならびに水制による局所洗掘の防止軽減効果に関して行なった、基礎的な実験結果とその数値解析法について述べる。

第2章では、交互砂州河道において形成される低水路の形状特性と変動の特性について述べる。また、実験的な検討を行なうため、交互砂州河道上に低水路を持った那賀川の河道のモデル化を行なう。第3章では、上の水路を用いて河道全体を移動床とした場合の流路・河床変動および表面流速分布を測定して、その特性を考察する。

那賀川の航空写真を経年的に比較したところ、低水路の平面形状は比較的安定していることが認められた。そこで、第4章では、高水敷および低水路の側壁を固定し、低水路内のみ移動床とした状態で、河床変動の特性を実験的に調べ、さらに、その状態で河床を固定して流速分布を計測し考察を加える。第5章では、低水路弯曲部での局所洗掘を抑制する方法として水制を設けた場合の効果について実験的検討を加える。第6章では、二次元浅水流モデルと砂礫の分級を考慮した河床変動解析を弯曲低水路の河床変動の予測および水制の洗掘抑制効果の検討に適用した結果について述べる。

2. 交互砂州河道の低水路とそのモデル化

わが国の河川はほとんど河道側壁が護岸や堤防で固定されている。このような河川に河道全幅を流れるような洪水が生じた場合、ある領域の水利条件下で、交互砂州と呼ばれる中規模河床形態が発生する。交互砂州の発生領域にあるような大洪水時の主流部は、Fig. 1に示すように、交互砂州の形状の影響を受けて蛇行している。しかし、流量の減少時、主流路は流路変動により側岸方向に移動するため、ある距離側岸に沿って直線状に流れ、比較的短区間で対岸へ移行するような低水路が形成される場合が多い。Fig. 2に示す交互砂州河道の那賀川はその典型的な例である。那賀川の場合には、低水路の流量疎通能力は、ほぼ年一回程度の洪水流量である。

この場合の流路変動としてFig. 1に示すように、①流路がA→Bのように急変する現象と、②低水路の流路急変部における局所洗掘が重要である。①のような変動は、現象的には一洪水で突発的におこり、堤防の安全性に極めて大きな影響を与えるものであるが、実際には、何回かの洪水の継続的な作用でもたらされるものであって、かつ、新しい流路も、かつての流路であることが多く、注意深く河道の変動を観察していると、ある程度の予測も可能であろう。一方、②の変動は、直線的な流れが急変する流路の側岸に衝突することにより生ずる強い二次流のために引き起こされる局所洗掘であり、護岸や堤防の安全性に大きな影響を与える。

本研究では、主として、②の問題を取り上げ、那賀川に形成されている。低水路をモデル化した実験水

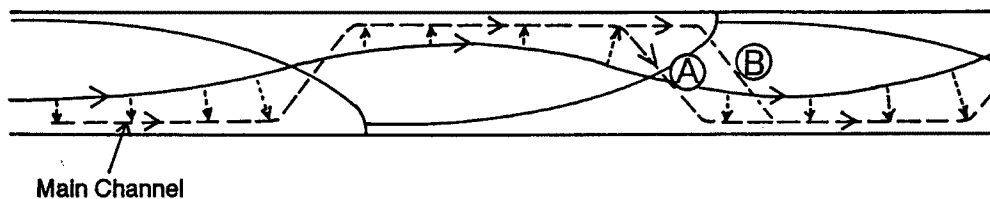


Fig. 1. Main channel formed on alternating bars.

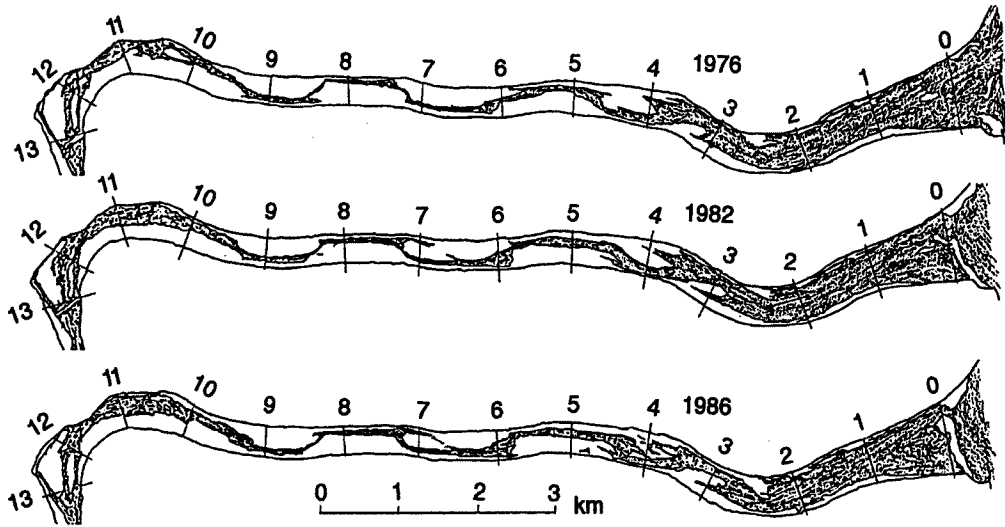


Fig. 2. Pattern of main channel of the Naka River.

路を用いて、河床の局所洗掘とその防止軽減法について研究する。

顕著な交互砂州と低水路が形成されている区間における那賀川の平均的な河道特性は次のとおりである。

- 全河道幅 $B_{op} = 300$ m, 低水路幅 $B_p = 90$ m,
- 低水路の深さ $h_p = 6$ m, 勾配 $I_p = 1/800$,
- 低水路疎通流量 $Q_p = 2000$ m³/s, 蛇行一波長 $L_p = 2400$ m,
- 河床材料の平均粒径 $d_p = 4.5$ cm

河幅に対する水深の比が、かなり小さいため、模型では、水平縮尺 $1_r (= 1_m/1_p)$ と鉛直縮尺 $h_r (= h_m/h_p)$ を等しくすることは困難である。そこで、 $1_r = 1/600$, $h_r = 1/200$ とし、無次元掃流力 τ_* とフルード数 F_r をそれぞれ模型と実物で等しくなるように模型の使用砂の平均粒径および流量を設定した。すなわち、

$$\frac{d_m}{h_m I_m} = \frac{d_p}{h_p I_p}, \quad \frac{v_m}{\sqrt{gh_m}} = \frac{v_p}{\sqrt{gh_p}}$$

ここに、 d : 平均粒径, h : 水深, I : 河床勾配, v : 平均流速で、添字 p, m はそれぞれ実物および模型に対する値である。

以上の考察から、低水路の河道変動および河床変動の特性を実験的に検討し、さらに、洗掘軽減のための水制の効果を調べるため、次のような実験水路を作成した。

- 1) 高水敷は横断方向に水平とし、低水路幅を含めて全幅を 50 cm とする。
- 2) 低水路は幅 15 cm, 深さ 3 cm とし、Fig. 3 に示すように一波長 4 m で、一方の岸から 45° の角度で対岸に移行するような折れ曲がった形状とする。側壁勾配は Table 1 に示すように、実験 Run S, W では鉛直, Run M では 60° であり、実験水

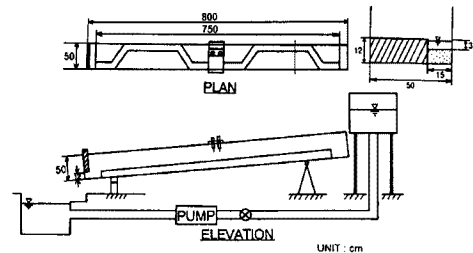


Fig. 3. Experimental flume.

Table 1. Experimental condition

Run. NO.	Discharge Q (cm ³ /s)	Initial flow depth (cm)	Running time (min.)	Note
M-1	670	2.38	120	Experiments for channel variation
M-2	1090	2.81	380	
M-3	1500	3.59	100	
S-1	750	2.15	260	Experiments for bed variation
S-2	910	2.60	260	
S-3	1900	3.85	210	
W-1	400	1.88	240	Experiments for the mitigation of bed scouring by groins
W-2	700	2.80	290	
W-3	1700	3.81	300	

路の全長は8 mである。

3) 河床勾配は1/240である。

4) 河床材料は粒径0.059 cmの一樣砂である。

実験は、Table 1のように3種類、それぞれのシリーズについて、Under-Bankfull, Bankfull, Over-Bankfullの三つの流量条件で行なわれた。

3. 低水路の流路変動に関する実験

低水路の流路の変動状況を調べるため、Fig. 3の水路（水路の側岸傾斜角は60°）を用いて、M1～M3の水力条件で、流路変動の時間的な変化を計測した。

M-2の実験結果をFig. 4に示す。屈曲部の内岸はほとんど変化しないが、外岸は水衝部となり、初期には急激な侵食が生じ拡幅して浅い流れとなるが、時間とともに掃流力が減少して河床はほとんど変化しなくなる。また、側岸侵食に応じて、対岸への水衝部すなわち局所洗掘の位置も下流へ移動する。洗掘された砂粒子は下流方向に掃流され、堆積して砂州を形成した。

M-1はM-2に比して、掃流力が小さく、屈曲部外岸側の侵食もゆるやかで、流路の変動はほとんどなかった。M-3はM-2に比して掃流力が大きく、M-2に見られた侵食現象がさらに活発であった。また、外岸で侵食された砂粒子のほとんどは低水路に沿った主流方向に流されたが、その一部は高水敷に乗り上げる流れによって高水敷上に運ばれ、堆積して自然堤防を形成した。これによって、流れが高水敷上へ乗り上げるのが妨げられるようになり、低水路に沿った流量が増大し、外岸の侵食がさらに進行した。

M-1～M-3の最終状態の河床上の表面流速ベクトルの分布はFig. 5のとおりである。主流速は屈曲部外岸に沿って現れ、側岸侵食の原因となっている。一方、内岸側は死水域となり、側岸の侵食は全く生じていない。また、M-3の高水敷の上の流れは、真っすぐに流れずに蛇行していることがわかる。

4. 低水路の河床変動に関する実験

前章では、低水路の流路変動について述べたが、那賀川では低水路の流路変動はあまり顕著ではない。このような場合には低水路内の局所洗掘が問題となる。そこで、本章では、側岸と高水敷を固定して、低水路内の河床変動を実験的に検討する。

前述のFig. 3の実験水路を用いた。高水敷上には平均粒径0.059 cmの一樣砂をはりつけ、低水路内に

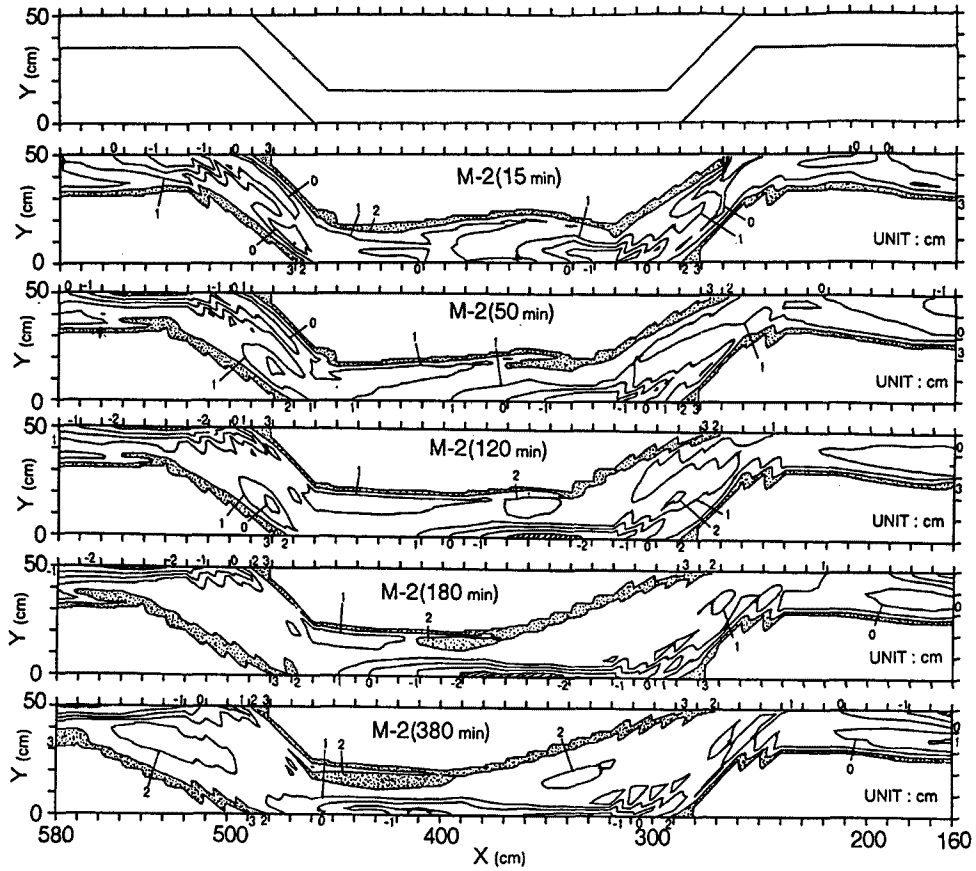


Fig. 4. Temporal variation of channel bed from initial bed (Run M-2).

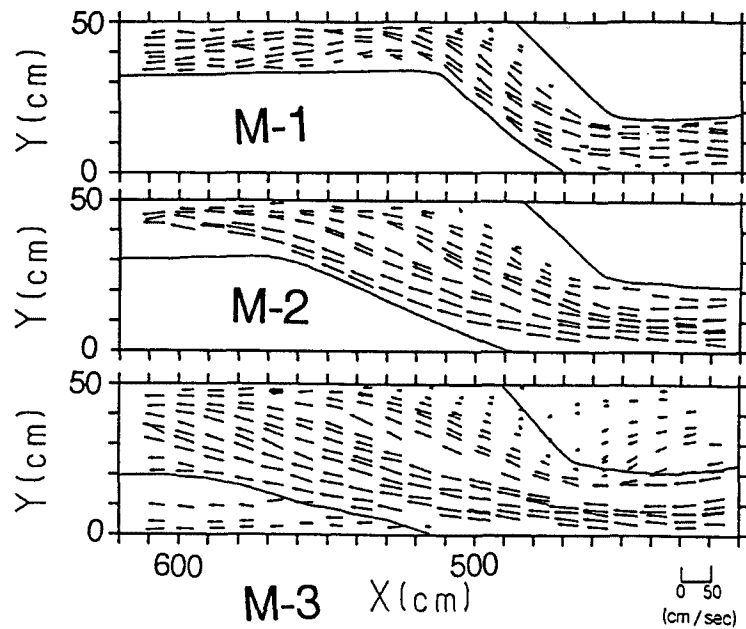


Fig. 5. Distribution of velocity at the water surface (Run M-1, M-2, M-3).

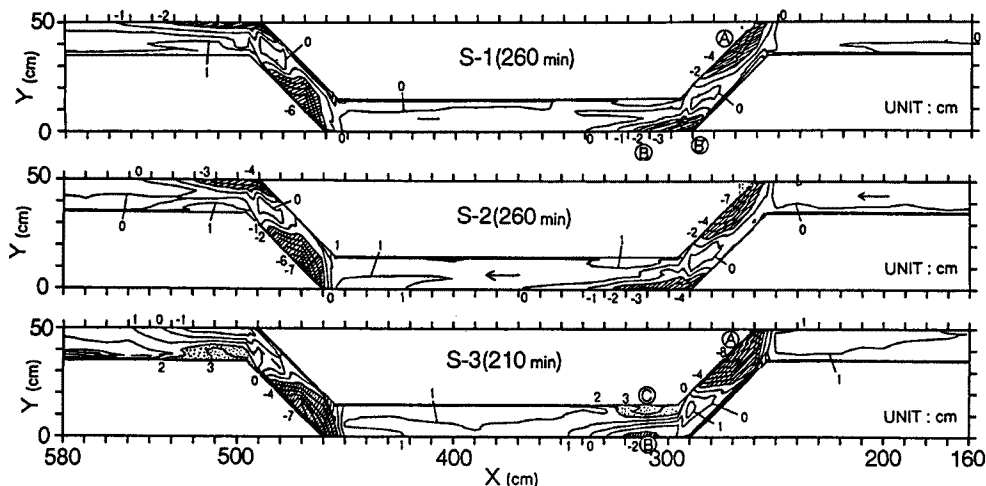


Fig. 6. Channel bed variation from initial bed (Run S-1, S-2, S-3).

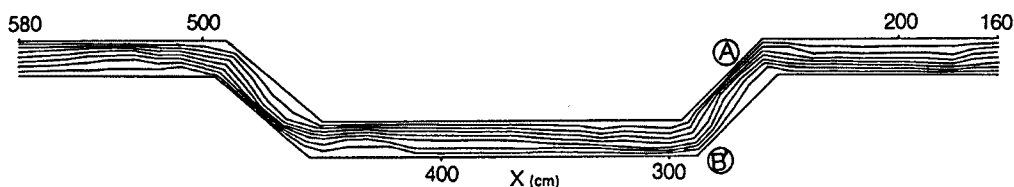


Fig. 7. Stream lines.

は、同じ砂を敷きつめた。実験の種類は Table 1 の S-1～S-3 である。所定の流量を、洗掘の位置や大きさの変化が、ほとんどなくなる平衡河床形状に達するまで通水し、水面形、表面流速を測定した後、通水を止めて河床形状を測定した。さらに、平衡河床形状をセメントとスプレーによって固定し、流向、流速の測定を行なった。

初期河床からの変動量を Fig. 6 に示す。

各実験ケースいずれも最大洗掘深の位置は Fig. 6 中の A の部分である。この位置は、ほぼ直線河道部分の中央の線が屈曲部の側壁と交わる水衝部である。ここでは、水流の衝突によって側壁付近で水位が高くなり、そのため、側壁から水路中央部へ向う二次流が発生し、側壁近傍の河床は大きく洗掘される。S-1 と S-2 は洗掘深は異なるが、洗掘の過程は同様である。通水開始時には、まず、Fig. 6 中の A と B の部分が洗掘され、時間の経過とともに、B は B' に移っていった。これは、Fig. 7 に示す等流量線図からもわかるように、洗掘孔 A の発達によって流れが、B' の部分に集中することによる。屈曲部前後における河床砂の移動の様子は Fig. 8 とおりで、A 付近で生じているらせん流によって巻き上げられた砂粒子は、主流方向に流送され、大部分は B へ運ばれる。一部は C の部分に堆積する。B 付近に運ばれた砂粒子は、そこに生じているらせん流によって洗掘孔に落ち込まずに下流へ掃流され、直線部に堆積して砂州を形成する。この砂州は、時間とともに下流側へ移動し、その先端が次の屈曲部の入口に到達する。この状態で、洗掘部分に入ってくる流砂量と、出て行く流砂量とが釣り合い、平衡状態となる。S-3 では、高水敷上の流れと低水路内の流れとの相互作用により、洗掘の様子は、S-1、S-2 とは異なる。Fig. 6

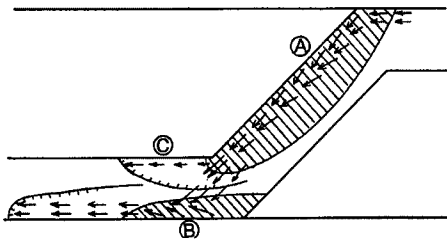


Fig. 8. Schematic sketch of sediment movement around the scour hole.

の中の A における局所洗掘は、S-3 の流量が S-1, S-2 に比べてかなり大きくなっているにもかかわらず、それほど大きくならなかった。また、B における洗掘の位置は実験中はほとんど移動しなかった。これは、高水敷から低水路への流れ込みによって低水路内の主流部が下流側に押されることによると考えられる。C の部分の堆積は、高水敷の高さを越えるほどであった。Fig. 9 に S-3 の表面流速ベクトルを示す。屈曲部で高水敷に乗り上げた流れは、ゆるやかに蛇行して低水路に再び流れ込んでいる。以上のことから、流れが高水敷に乗った場合と、低水路だけを通れる場合とでは河床洗掘の特性は異なることがわかる。

Fig. 10 は流速の横断方向成分の分布である。直線部では横断方向の流速はほとんどなく、水衝部 (S-1 では No. 11 ~ No. 12, S-2 では No. 11 ~ No. 14, S-3 では No. 11 ~ No. 14 付近) で、右岸側壁から水路中央に向う流れが発生し、そのため顕著な洗掘が生じている。さらに、水流が左岸の側壁に衝突する部分 (S-1 では No. 15 ~ No. 17, S-2 では No. 20 ~ No. 22, S-3 では No. 19 ~ No. 22) において、同様に側壁近傍で局所洗掘が生じている。

Fig. 11 は、流量の変化による洗掘の位置の変化を比較するために、x 方向に 10 cm 間隔でとった断面内における最大洗掘深を連ねたものである。S-1, S-2 は洗掘の大きさが違うが、よく似たものとなっている。これに比べて、S-3 では、 $x = 160 \sim 250, 340 \sim 450$ m の区間は堆積傾向にある。また、 $x = 290 \sim 320, 490 \sim 520$ m の区間すなわち、屈曲部が河道側壁とぶつかる地点での洗掘が、S-1, S-2 に比べてかなり抑制され、その少し下流部の洗掘が大きくなっている。これは、高水敷から低水路への流れ込みによって低水路の主流線が下流側に曲げられることに原因がある。

次に、最大洗掘深 h_{smax} と初期平均水深 H との比が、流れが高水敷に乗るか、乗らないかによってどのように変化するかを示したものが、Fig. 12 である。流れが高水敷に乗らない S-1 および S-2 について、 h_{smax}/H の値はほぼ同じで、3.0 程度である。これに対して、 $H/\Delta z > 1.0$ (Δz は高水敷の高さ) で流れが高水敷に乗った S-3 では、 h_{smax}/H の値は S-1, S-2 に比べてかなり小さい。これは、低水路と高水敷

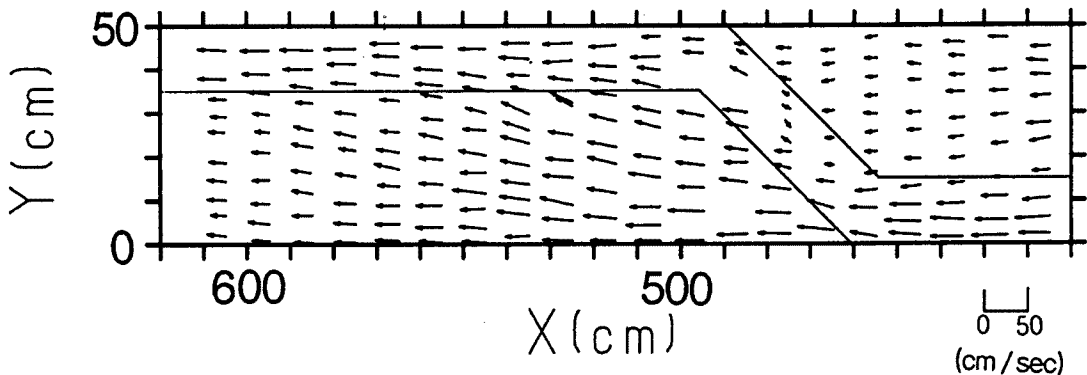


Fig. 9. Distribution of velocity at the water surface (Run S-3).

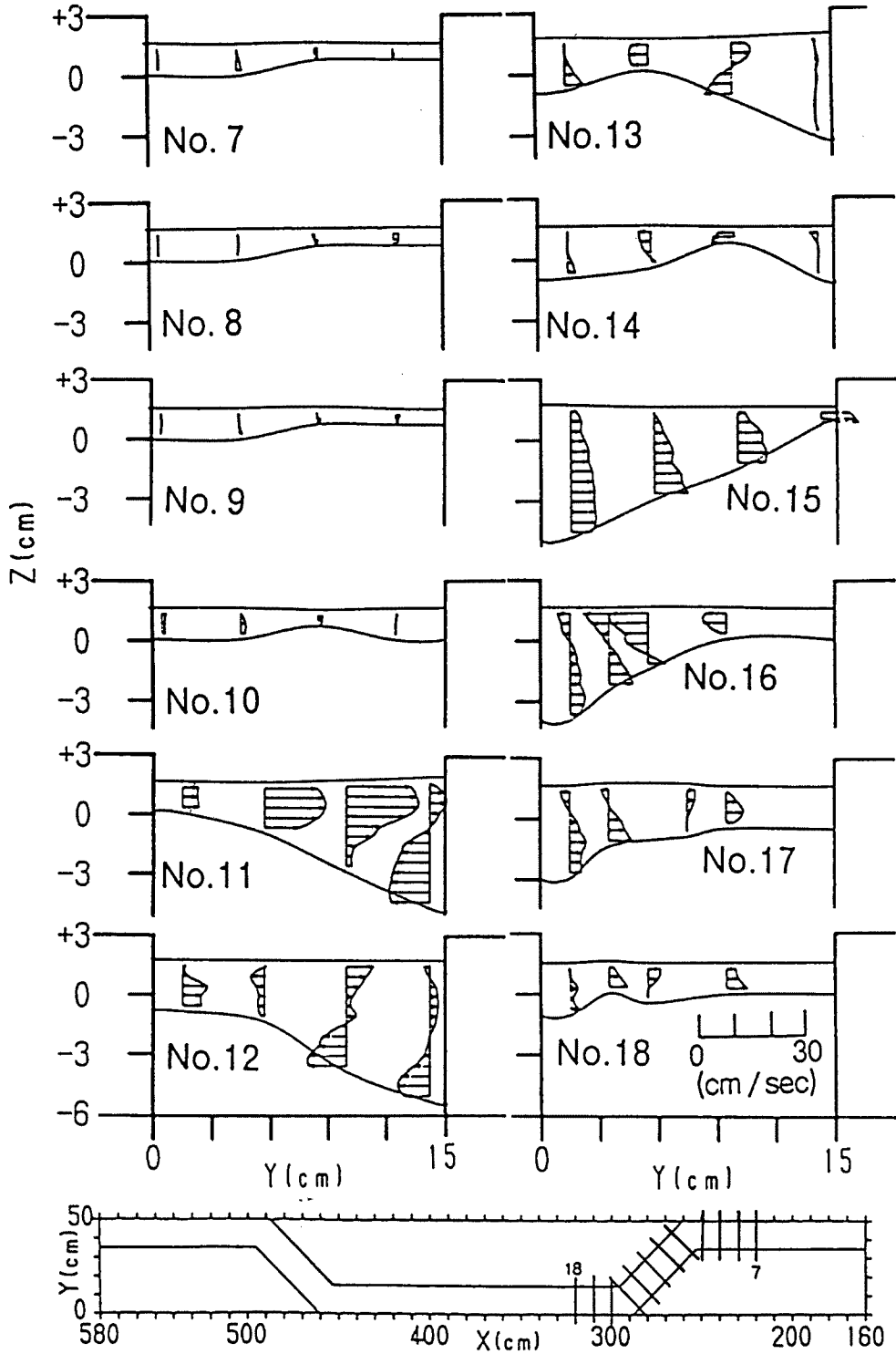


Fig. 10-1(a). Velocity distribution of secondary flow (Run S-1).

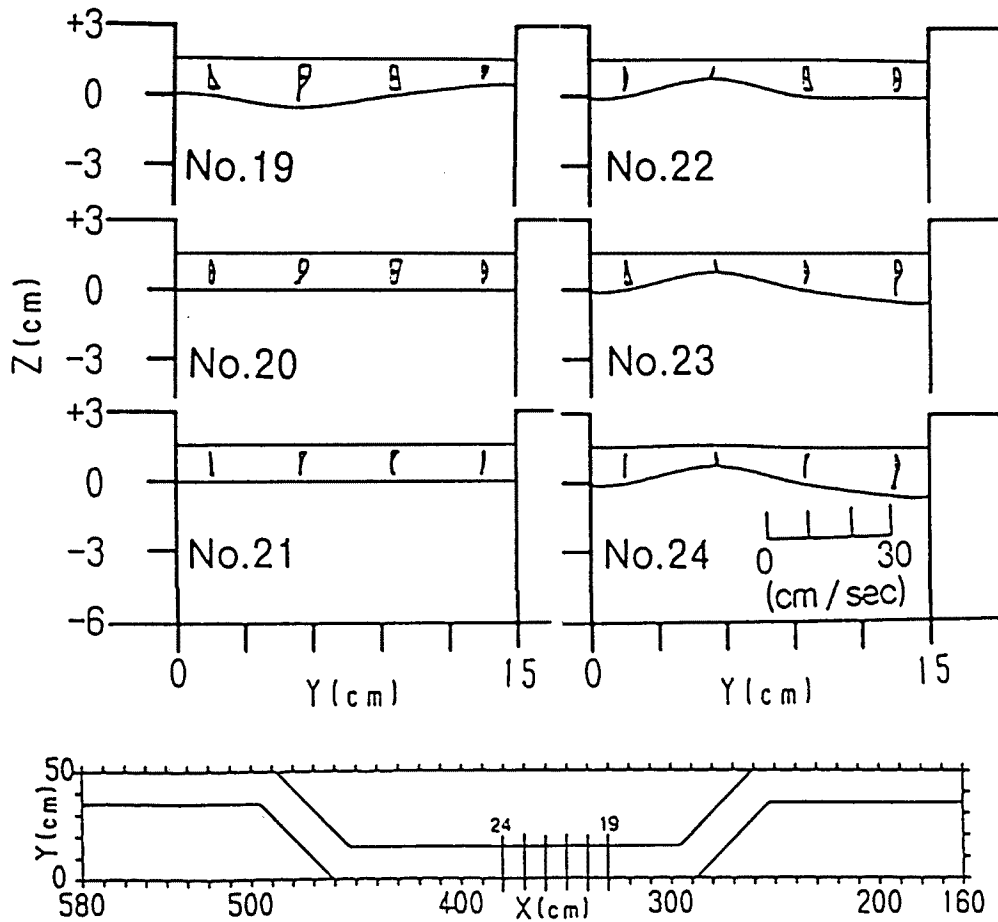


Fig. 10-1(b). Velocity distribution of secondary flow (Run S-1).

上の流れの相互作用によるものと考えられ、興味ある現象である。また、低水路の洗掘深の予測や対策には、Bankfullの流れを対象として議論しておけば十分であることもわかる。なお、水衝部における局所洗掘に関係する要素として、水深の他に掃流力の無次元量 τ_* や、水衝部における側壁の傾斜角が考えられる。 τ_* については、まず第一に洗掘限界を越すかどうか、第二に、越した領域で h_{smax}/H に τ_* がどのように関与するかが問題である。前者は支配的な影響があることは言うまでもないが、後者については、S-1およびS-2の h_{smax}/H がほぼ同じであることから、それほど大きな影響がないとも考えられる。

次に、水衝部における側壁の傾斜角は、誘起する二次流ひいては局所洗掘に対して非常に大きな影響を持つものとする。本研究では、鉛直の側壁を用いており、もっとも大きな洗掘が生じる条件である。実際の河川では、側壁は傾斜を持っており、本実験のように洗掘されないであろう。傾斜角と二次流の発達、さらに、局所洗掘との関係については今後検討を行なう必要がある。

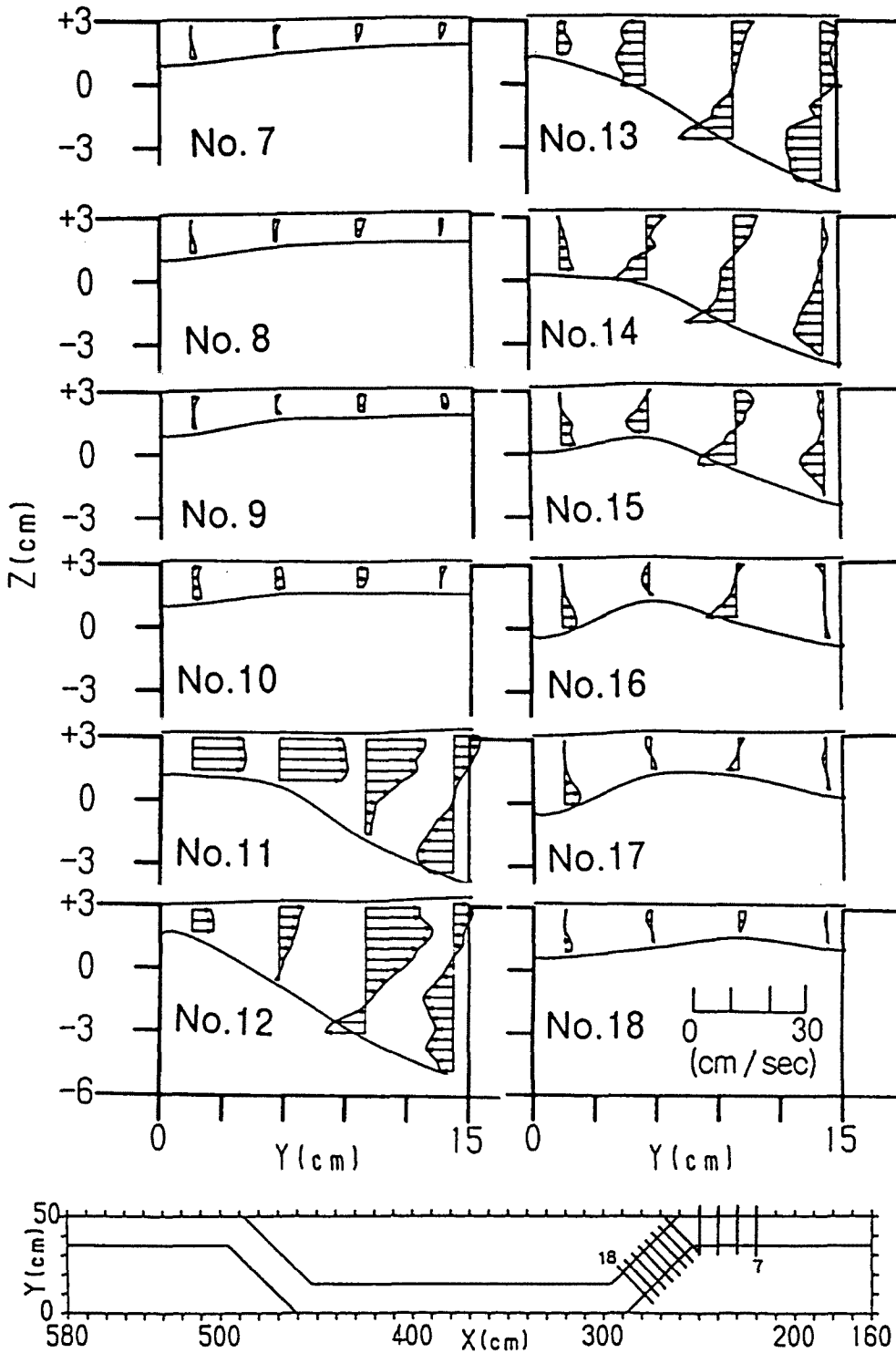


Fig.10-2(a). Velocity distribution of secondary flow (Run S-2).

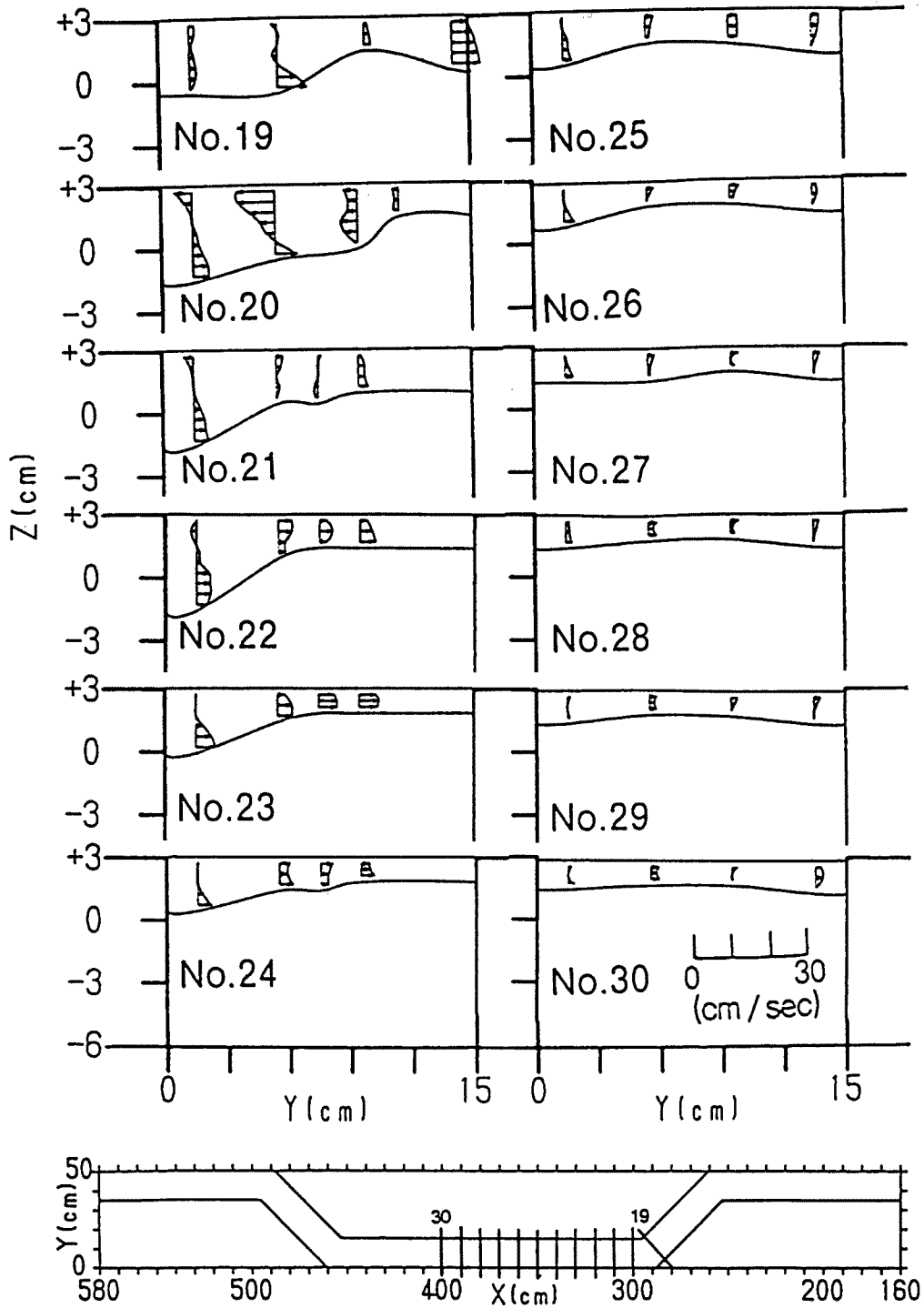


Fig. 10-2(b). Velocity distribution of secondary flow (Run S-2).

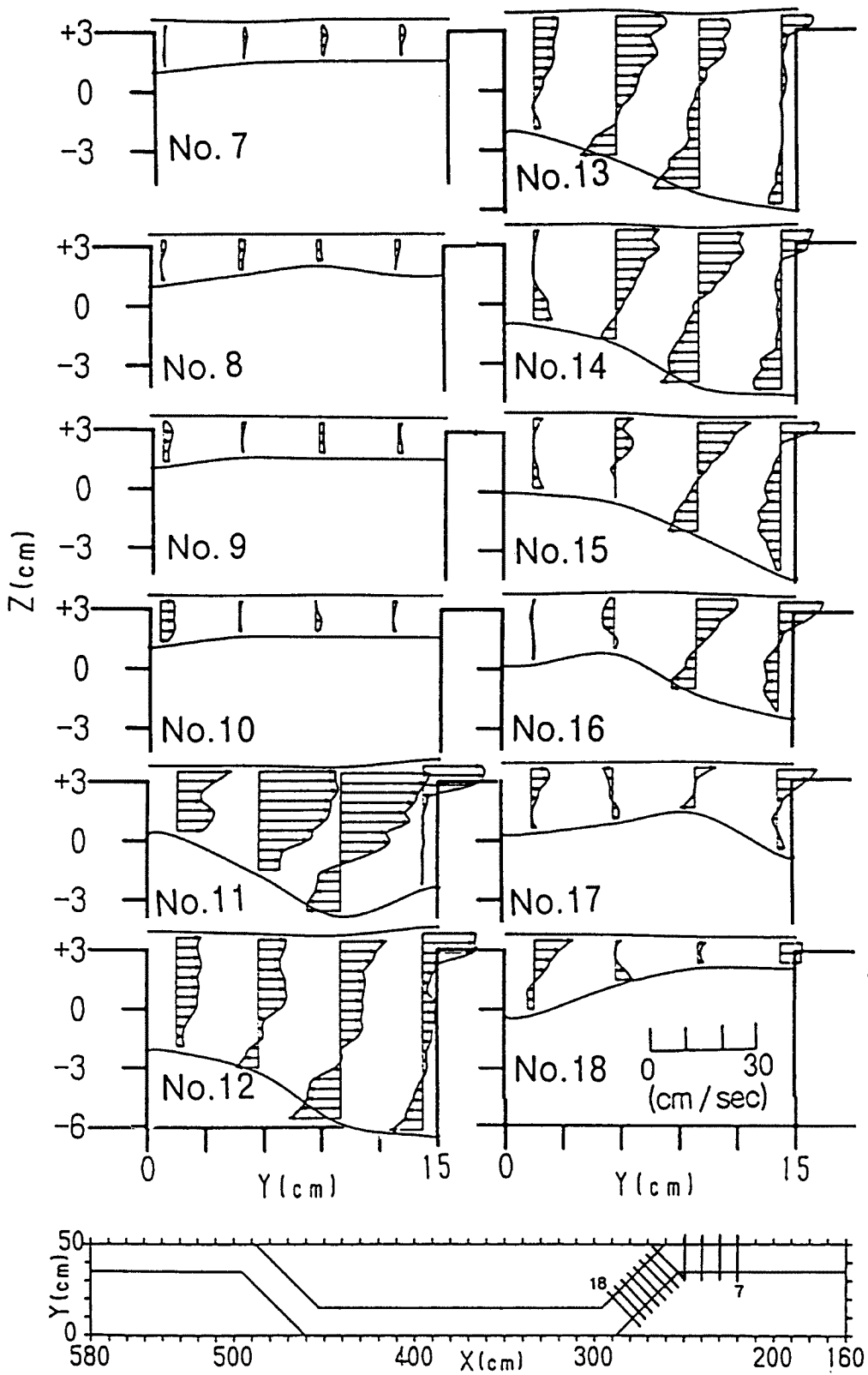


Fig. 10-3(a). Velocity distribution of secondary flow (Run S-3).

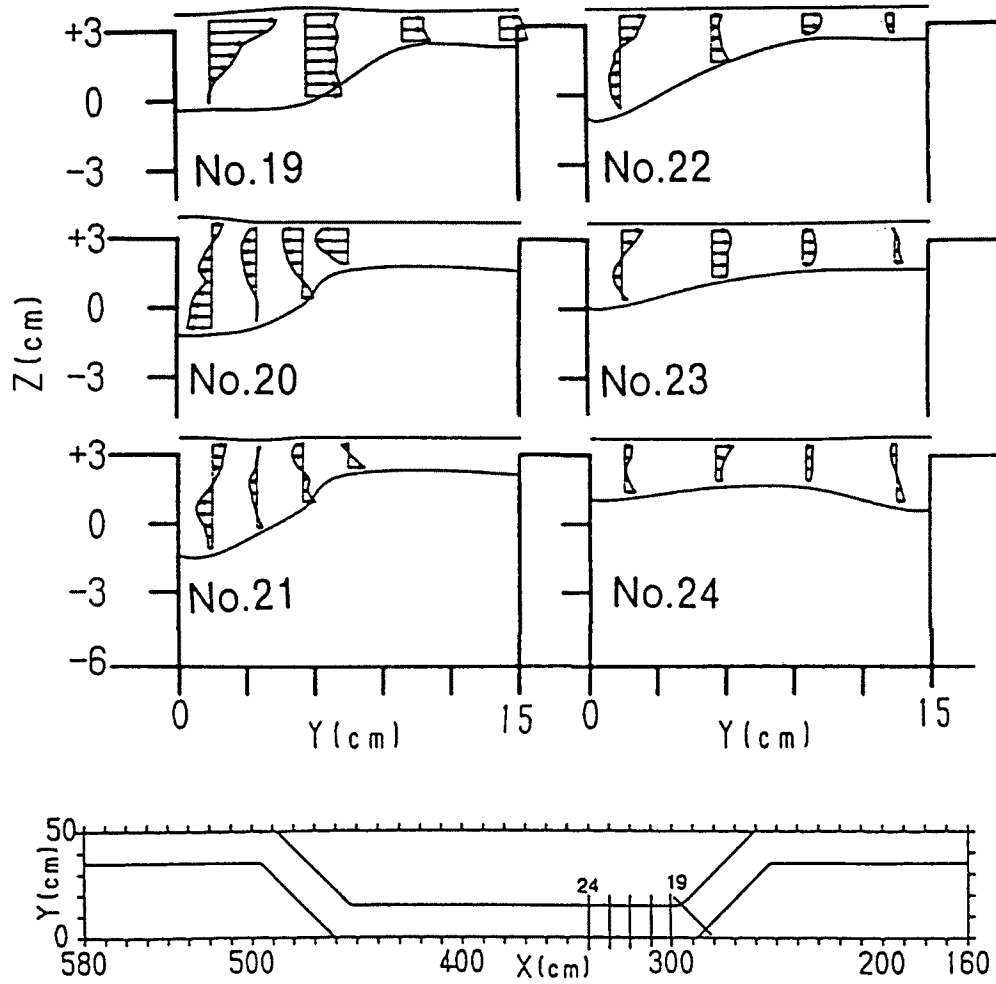


Fig. 10-3(b). Velocity distribution of secondary flow (Run S-3).

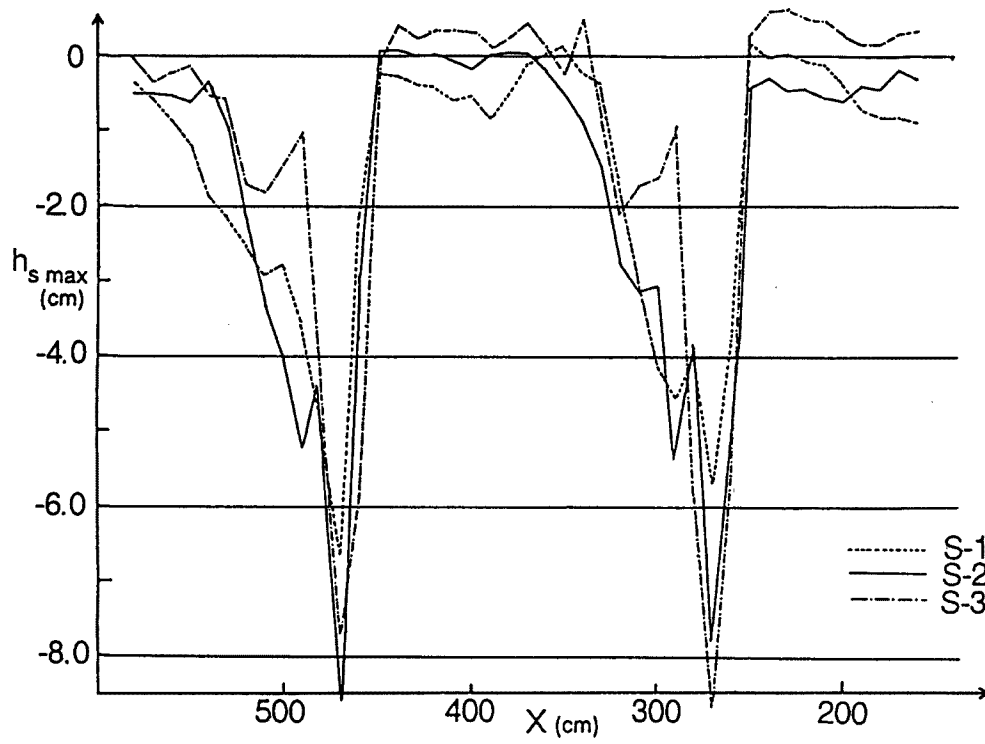


Fig. 11. Longitudinal profile of maximum scouring depth (Run S-1, S-2, S-3).

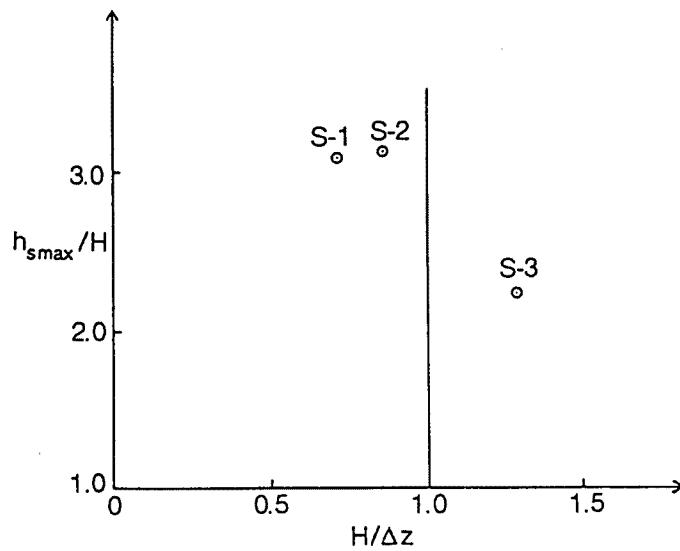


Fig. 12. Relation between maximum scouring depth and initial water depth.

5. 水制による洗掘防止機能に関する検討

5.1 実験的検討

本章では、水制による洗掘防止機能について実験的検討を行なう。Fig. 3の実験水路に那賀川の現地で設置されている水制の形状と配置をモデル化して、設置した。その形状および配置はFig. 13のとおりである。ただし、実際の水制は、河床に基礎工を施し、その上にブロックを積んだもので、ある程度の可撓構造となっているが、この実験では、鉄製の板をかなり深い位置まで埋め込むようにしている。したがって、水制周辺の局所洗掘はかなり大きくなるような構造である。

実験条件は、Table 1のW-1、W-2およびW-3であり、それぞれ、Under-Bankfull、Bankfull、Over-Bankfullの状態である。この場合のBankfullの流量が、水制を設置していない場合のそれに比べて小さいのは、水制による抵抗の増加によるものである。

河床形状の変化がほとんどなくなるまで、通水した後、水面形、表面流速および河床形を測定した。また、水制周辺部における洗掘・堆積の状況をスケッチした。Fig. 14は各実験ケースについて初期河床からの洗掘、堆積量の平面分布を示す。A付近における洗掘は、前章の実験に比べてかなり小さくなっている。これは、水制の抵抗によって流速が、減少したことによる。また、洗掘位置も、主流が水制によって河岸から離れたことに対応して、少し下流制へ移動している。B付近における洗掘は水制周辺部の局所的な洗掘によるものである。水制の周辺部ではFig. 15に示すように、水制の上流側および先端部では局所洗掘が生じ、下流側では堆積が生じている。これは、屈曲部の出口付近(B付近)において流れの一部がそのy方向成分により水制の間に入り込み、水制の上流側の面に衝突することによって生じたものである。この実験では、水制の側面は鉛直であり、局所洗掘が大きくなる構造になっているが、実際の河川の水制の側面は傾斜を持っており、局所洗掘もこれほど大きくはならないであろう。B付近の局所洗掘はBankfullのW-2が最大であり、Over-BankfullのW-3ではむしろ減少している。これは、Over-Bankfullの場合には、高水敷上の流れによって、低水路内の流れの曲率が緩和されることによるためと考えられる。

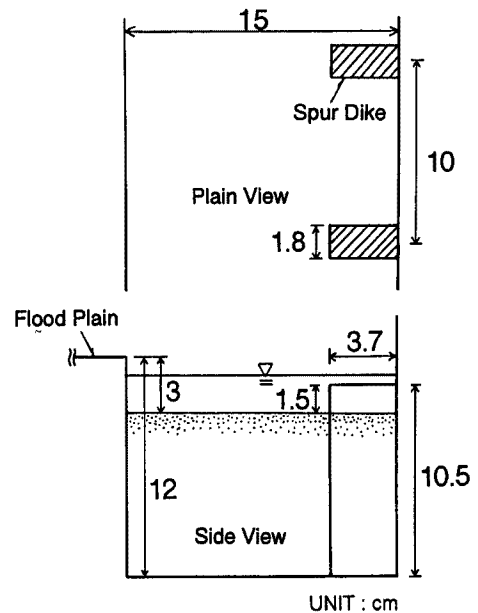


Fig. 13. Geometries and arrangement of groins used in the experiment for the mitigation of bed scouring.

5.2 水制の抵抗と洗掘防止機能

水制の設置によって、河床洗掘に関与する掃流力を減少させることができる。水路直線部分での断面全体の掃流力 τ は、

$$\tau = \left(= \frac{1}{8} \rho f u^2 \right) = \frac{1}{8} \rho f_s u^2 \frac{2h}{B+2h} + \frac{1}{8} \rho f_b u^2 \frac{B}{B+2h} + \frac{1}{8} \rho C_D u^2 \frac{A}{(B+2h)L} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 f_i : 全抵抗係数、 f_s : 側壁の抵抗係数、
 f_b : 河床の抵抗係数、 C_D : 水制の形状抵抗係数、
 h : 平均水深、 u : 平均流速、 B : 低水路幅、

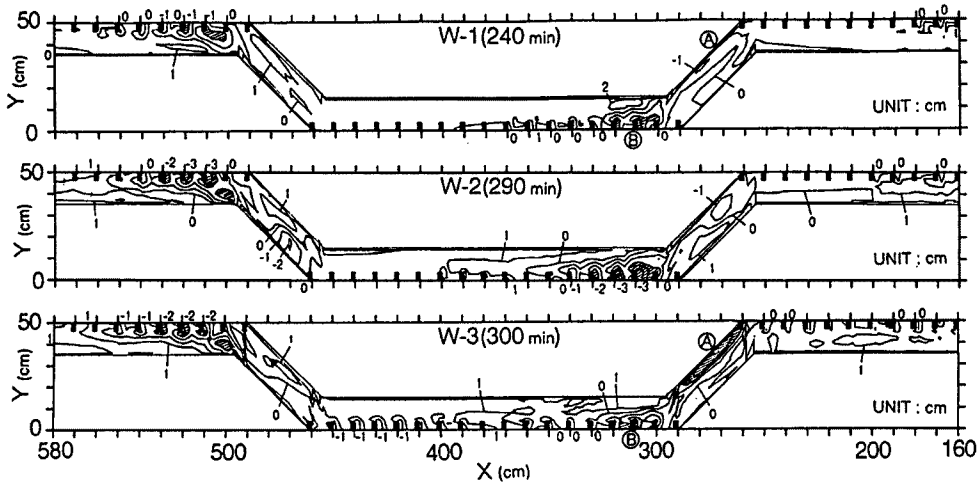


Fig. 14. Channel bed variation from initial bed (Run W-1, W-2, W-3).

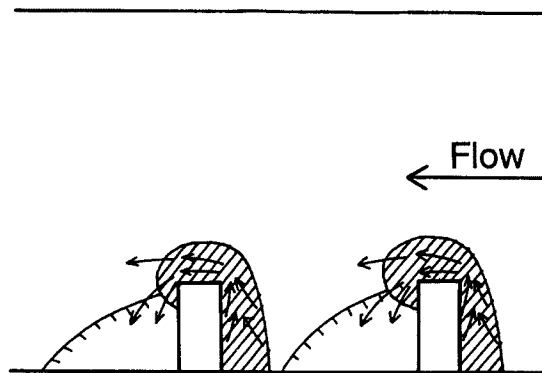


Fig. 15. Schematic sketch of local scouring and sediment transport around a groin.

A: 水制の流下方向への射影面積, L: 水制の設置間隔,
 ρ: 水の密度。

Blasius 則より

$$f_s = 0.3164 R_e^{-1/4} \dots \dots \dots (2)$$

対数則より

$$f_b = 8 / \left(A_r - \frac{1}{\kappa} + \frac{1}{\kappa} \ln \frac{h}{k_s} \right)^2 \dots \dots \dots (3)$$

ここに, $A_r = 8.5$, κ : カルマン定数, k_s : 相当粗度。

まず, 水制を設置していない場合の実験 (S-1, S-2, S-3) によって, 相当粗度 k_s を算定し, 水制を設置している場合の実験 (W-1, W-2, W-3) 結果にそれぞれに対応する S シリーズの k_s を用いて, 水制による C_D を算定した。結果は, Table 2 のとおりで, C_D の値はケースによって異なるが, $C_D = 0.5 \sim 1.0$ 程度の値である。これらの値から, 底面における無次元掃流力 τ_* を算定し, h_{smax}/H との関係調べたものが Fig. 16 である。水制を設置しない場合 (S シリーズ), 水制を設置した場合 (W シリーズ)

Table 2. Drag coefficient of groin

Run NO.	Discharge (cm ³ /s)	Mean flow Depth (cm)	Energy slope	Drag coefficient of groin: C_D
W-1	400	1.61	0.0042	0.839
W-2	700	2.26	0.0042	0.630
W-3	1700	3.16	0.0042	0.521

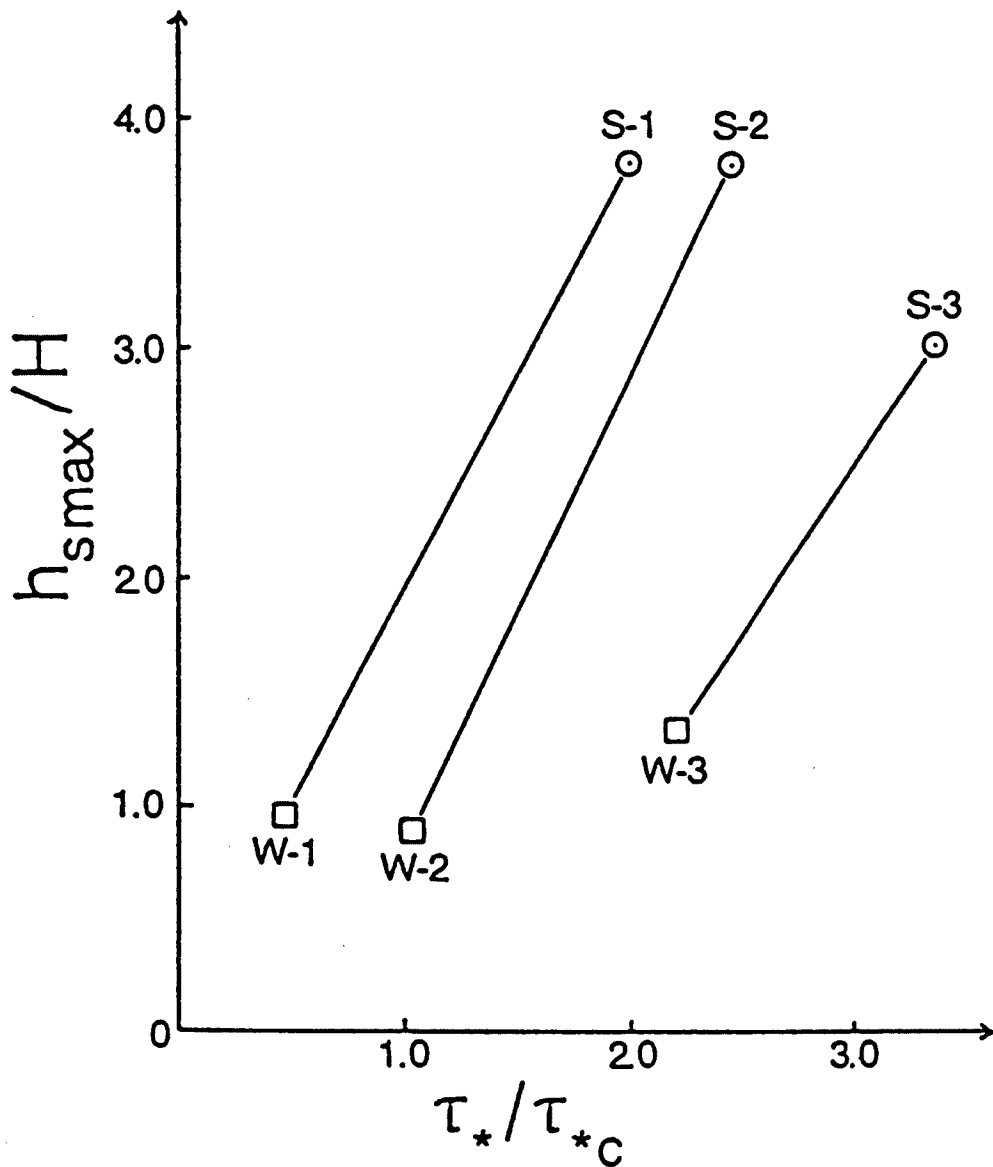


Fig. 16. Relation between tractive force and scouring depth. (S: Without groing, W: With groins).

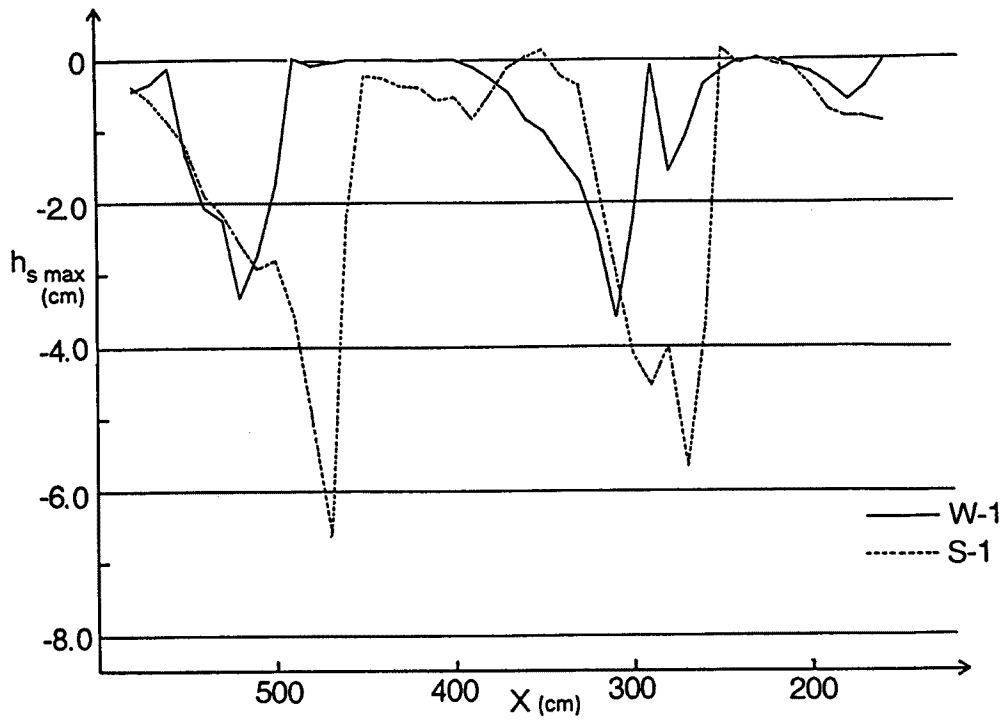


Fig. 17(a). Longitudinal profile of maximum scouring depth (Effect of groins for the mitigation of scouring) (Run W-1, S-1)

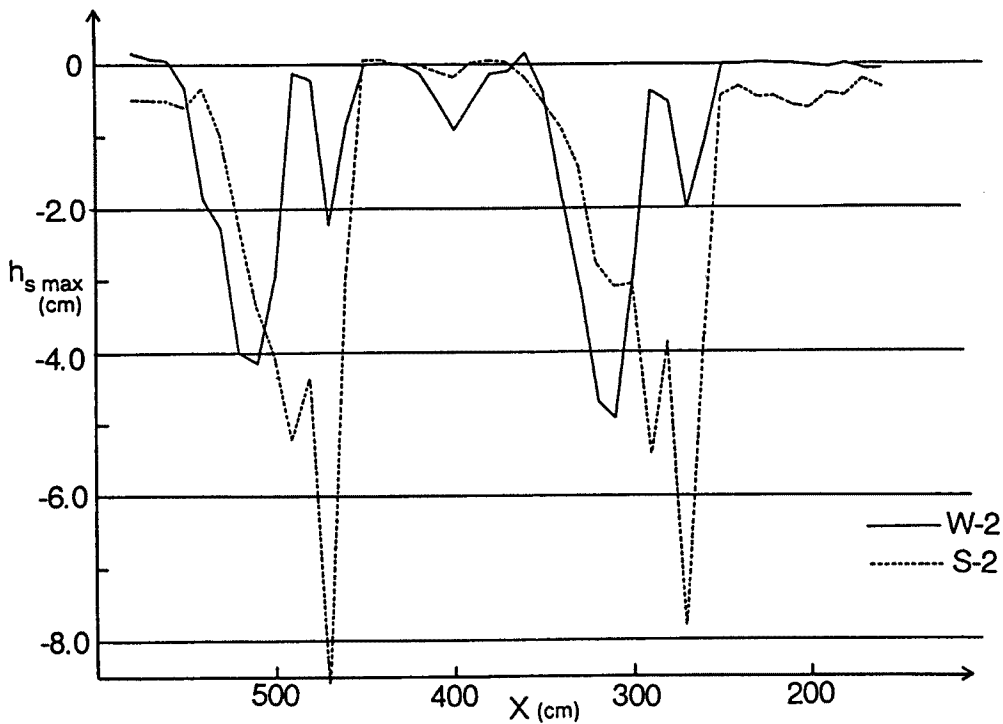


Fig. 17(b). Longitudinal profile of maximum scouring depth (Effect of groins for the mitigation of scouring) (Run W-2, S-2).

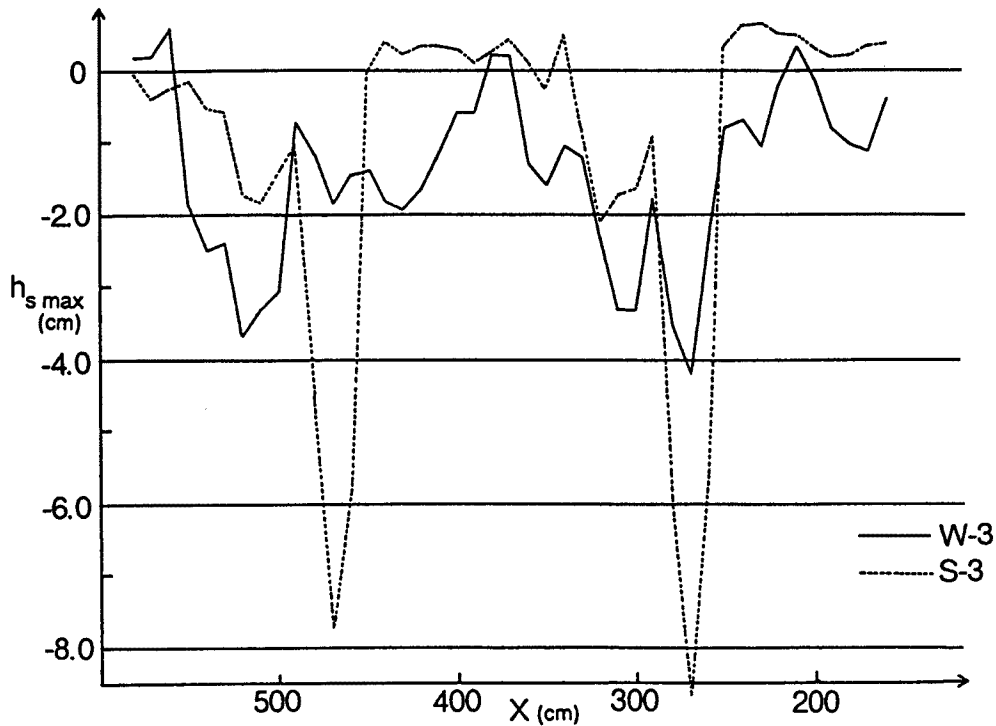


Fig. 17(c). Longitudinal profile of maximum scouring depth (Effect of groins for the mitigation of scouring) (Run W-3, S-3).

で水深がほぼ等しいものを対応させて、無次元掃流力および無次元洗掘深を比較すると、水制の設置により、両者とも大きく減少している。すなわち、水制は洗掘を防止する上で、大きな効果を持っている。その効果は、上に述べた考え方により定量的に評価できる。

Fig. 17(a)～(c) は、 x 方向に 10 cm 間隔で取った断面の最大洗掘深について、水制のある場合とない場合を比較したものである。屈曲部 ($x = 260 \sim 300, 460 \sim 500$) における洗掘が大きく抑制されていることがわかる。また、水衝部 ($x = 300 \sim 330, 500 \sim 530$) における水制上流側の局所洗掘が大きくなっている。これは、前述したとおり、水制の形状や施工法によってかなりの程度抑制しうると考えられる。

6. 数値解析モデルおよびその適用

6.1 数値解析モデル

数値シミュレーションによって蛇曲した低水路の洗掘・堆積現象を的確に予測するためには、そのモデルによって主流と 2 次流ならびに流砂量の縦横断分布をいかに精度よく再現できるかにかかっているが、ここでは、数値計算が比較的容易な 2 次元平面流に関する支配方程式によってどの程度洗掘・堆積現象を評価できるか検討する。用いる支配方程式は次のようである。流れ方向に s 軸 (曲線)、それに直交する方向に n 軸 (直線) をとれば、水の連続式は次式で与えられる。

$$\frac{\partial(uh)}{\partial S} + \frac{1}{R} \frac{\partial(Rvh)}{\partial n} = 0 \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 u, v はそれぞれ流速の s, n 成分、 h は水深、 R は s 軸の曲率半径である。水の運動方程式は s ,

n 軸に対し,

$$u \frac{\partial u}{\partial s} + v \frac{\partial u}{\partial n} + \frac{uv}{R} = -g \frac{\partial(Z_b+h)}{\partial s} - \frac{\tau_{bs}}{\rho h} + 2 \frac{\partial}{\partial s} \left(\varepsilon \frac{\partial u}{\partial s} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left(\varepsilon \frac{\partial u}{\partial n} \right) \dots\dots\dots (5)$$

$$u \frac{\partial v}{\partial s} + v \frac{\partial v}{\partial n} - \frac{v^2}{R} = -g \frac{\partial(Z_b+h)}{\partial n} - \frac{\tau_{bn}}{\rho h} + \frac{\partial}{\partial s} \left(\varepsilon \frac{\partial v}{\partial s} \right) + 2 \frac{\partial}{\partial n} \left(\varepsilon \frac{\partial v}{\partial n} \right) \dots\dots\dots (6)$$

ここに, τ_{bs} , τ_{bn} は河床せん断力の s , n 成分, ε は渦動粘性係数, Z_b は河床高である。流砂の連続式, すなわち河床位方式は混合研ぎ扱うことを考慮して, 次のように与えられる。

$$\frac{\partial Z_b}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left\{ \frac{\partial q_{bsi}}{\partial s} + \frac{1}{R} \frac{\partial R q_{bni}}{\partial n} \right\} = 0 \dots\dots\dots (7)$$

ここに, 添字 i は混合砂を m 分割したときの第 i 粒径に関することを意味する。 λ は間隙率, q_{bsi} , q_{bni} はそれぞれ粒径 i の流砂量の s , n 成分である。 i に関する総和をとれば,

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial Z_b}{\partial t} &= \sum_{i=1}^m \frac{\partial Z_{bi}}{\partial t} \\ q_{bs} &= \sum_{i=1}^m q_{bsi} \\ q_{bn} &= \sum_{i=1}^m q_{bni} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

河床表層の粒度分布式は, 次のようである。

$$\frac{\partial f_{bi}}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)\Delta} \left\{ \frac{\partial q_{bsi}}{\partial s} + \frac{1}{R} \frac{\partial R q_{bni}}{\partial n} \right\} + \frac{1}{\Delta} \frac{\partial Z_b}{\partial t} \left\{ \delta f_{bi} + (1-\delta) f_{bio} \right\} = 0 \dots\dots\dots (9)$$

ここに, f_{bi} , f_{bio} は, それぞれ河床表層およびその下層における粒径 i の含有率, Δ は表層の厚さである。 δ は, 河床上昇のとき $\delta=0$, 河床低下のとき $\delta=1$ となる係数である。なお, 河床材料の粒度分布は深さ方向に変化するが, ここでは $f_{bio} = \text{const.}$ と近似する。支配方程式は上述のようであるが, これらにおいて τ_{bs} , τ_{bn} , ε , Δ , q_{bsi} , q_{bni} が与えられると問題が閉じる。 τ_{bs} , τ_{bn} は一般に次式で評価される。

$$\left. \begin{aligned} \tau_{bs} &= \rho C_f u \sqrt{u^2 + v^2} \\ \tau_{bn} &= \rho C_f v \sqrt{u^2 + v^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

ここに, C_f は摩擦係数であって, 対数型の抵抗則等を参考にして決定される。 ε は対数型の流速分布を念頭において次式で与える。

$$\varepsilon = \frac{\kappa}{6} u_* h \quad (\kappa=0.4) \dots\dots\dots (11)$$

ここに, u_* は摩擦速度である。河床表層の厚さ Δ は平均粒径程度とする。流砂量 q_{bs} には, 芦田・道上式¹⁾を適用し, q_{bni} には長谷川の式²⁾を用いる。長谷川の式は次式のようなのである。

$$q_{bni} = q_{bsi} \left(\frac{v_b}{u_b} - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_n \tau_*}} \cdot \frac{\partial Z_b}{\partial n} \right) \dots\dots\dots (12)$$

ここに, τ_{*c} , τ_* は無次元限界掃流力, 無次元掃流力, μ_s , μ_n は砂粒子の静および動摩擦係数, u_b , v_b は河床表面流速の s , n 成分であり, これらは, それぞれ次式で推定する。

$$u_b = A_r u_* \quad (A_r=8.5) \dots\dots\dots (13)$$

$$v_b = v + v'_b \dots\dots\dots (14)$$

ここに、 v_b' は河床におけるらせん流の n 成分であって、Engelund の研究を適用して

$$v_b' = -N_* \frac{h}{r} u_b \quad (N_* = 7) \dots\dots\dots (15)$$

ここに、 r は水路の曲率半径であるが、らせん流の強度は s , n 方向に変化することを考慮して、各点における平面流の流線の曲率半径を用いることにする。

実際に数値解析を行うためには、支配方程式の差分化と境界条件を決定する必要がある。支配方程式の差分化と計算手順は、清水・板倉³⁾の方法に従った芦田らの先の研究^{1), 5)}と同様である。境界条件は、簡単のため現象が繰り返しているとして上・下流端の値を等置するように設定する。

6.2 モデルの適用

(1) 水路実験への適用

低水路を bank-full で流れる RUN S-2 および水制を設けた RUN W-2 を対象にする。低水路の法線形状は前述のように、折れ線を連ねた形をしているため、数値解析を行うに当たり難しい問題が生じる。そこで、滑らかな曲線を挿入して、後述の Fig. 18 に示されるような平面形状を仮定した。平面形状および流線の形状の数値化に関しては、Lagrange 補間多項式を用いた。摩擦係数 C_f は、RUN S-2 (無水制) の実験では、直線部において $C_f = 0.008$ であったが、彎曲部において少し大きくなっていることを考慮して $C_f = 0.02$ とした。一方、水制を設置した RUN W-2 の摩擦係数は直線部の断面平均値が $C_f = 0.02$ であったが、彎曲部において C_f が大きくなることを考慮するとともに、流れと河床変動に対する水制の影響を調べるため、水制を設置している側壁において、 $C_f = 0.0325$ として n 方向に直線的に分布させ、水制のない側壁で $C_f = 0.0275$ とした。ただし、流砂量は無水制の計算で用いた $C_f = 0.02$ として得られる掃流力に基づいている。 Δs および Δn は、いずれのケースにおいてもそれぞれ 8 cm および 4 cm、 Δt は 0.3 ~ 1.2 sec である。

Fig. 18 は、S-2 (無水制) の条件に対する流速ベクトルの分布と河床高の分布に関する計算値であり、Fig. 19 は W-2 (水制有) に対する計算値を示している。図中の数値は初期河床高からの変動量であって、+が堆積、-が洗掘を表わしている。まず、Fig. 18 及び Fig. 19 の流速ベクトルの分布についてみると、通常、彎曲部にみられる流水の集中については十分とはいえず、水衝部は実際に予想される場所よりも少し下流に現われている。これは、支配方程式において 2次元流による主流の輸送の効果が考慮されていないことによるものである。つぎに、二つの図における河岸近傍の流速に着目すると、Fig. 19 の結果において、水制の設置された河岸沿いの流速が遅くなっていることがわかる。これは、河床せん断力の分布を考慮することによって、水制の効果のある程度評価できることを示唆している。河床高の分布について、Fig. 18 と Fig. 19 の結果を比較すると、河床の洗掘・堆積の位置には明瞭な違いはみられないが、洗掘深は後者において小さくなっているのがわかる。

ついで、Fig. 6 の S-2 および Fig. 14 の W-2 に示した河床高の分布に関する実験値と計算値を比較すると、洗掘・堆積の位置は計算値の方が若干上流側に位置しているものの、ほぼ一致しているように思われる。洗掘深は、無水制の場合には計算値の方が小さく、水制を設置したものはほぼ同程度か若干小さく算定されている。計算値の方が小さく算定されているのは、主として、水路の平面形状の違いにあると思われる。すなわち前述したように、計算においては図示のように滑らかな平面形状を仮定しているのに対し、実験は直線的に折れ曲がった形を採用しているために、計算においては 2次元流の強度が小さく推定されているものと思われる。

(2) 那賀川の低水路への適用

那賀川の低水路がどのような過程で形成されたかについては十分な検討が必要であるが、前述したように低水路の満杯流量は約 2000 m³/s であり、これは年一回程度の発生頻度になっている。低水路を非侵食性側壁を有する長方形断面に置き換え、後述の Fig. 20 のような平面形状にモデル化し、流量 2000 m³/s を

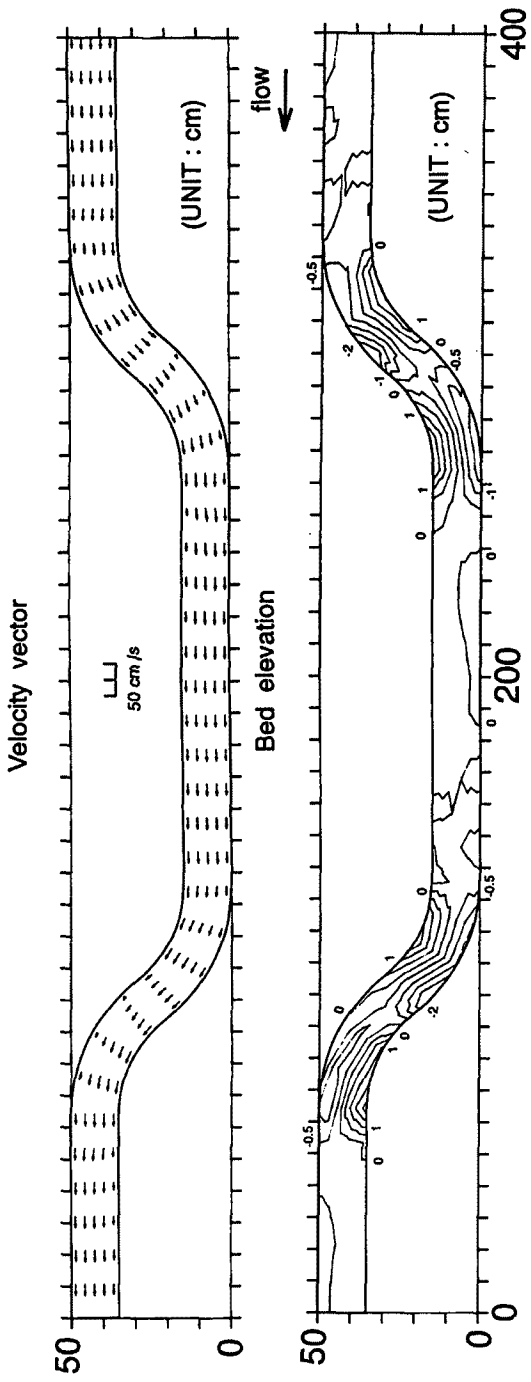


Fig. 18. Calculated results for velocity vector and bed elevation associated with Run S-2.

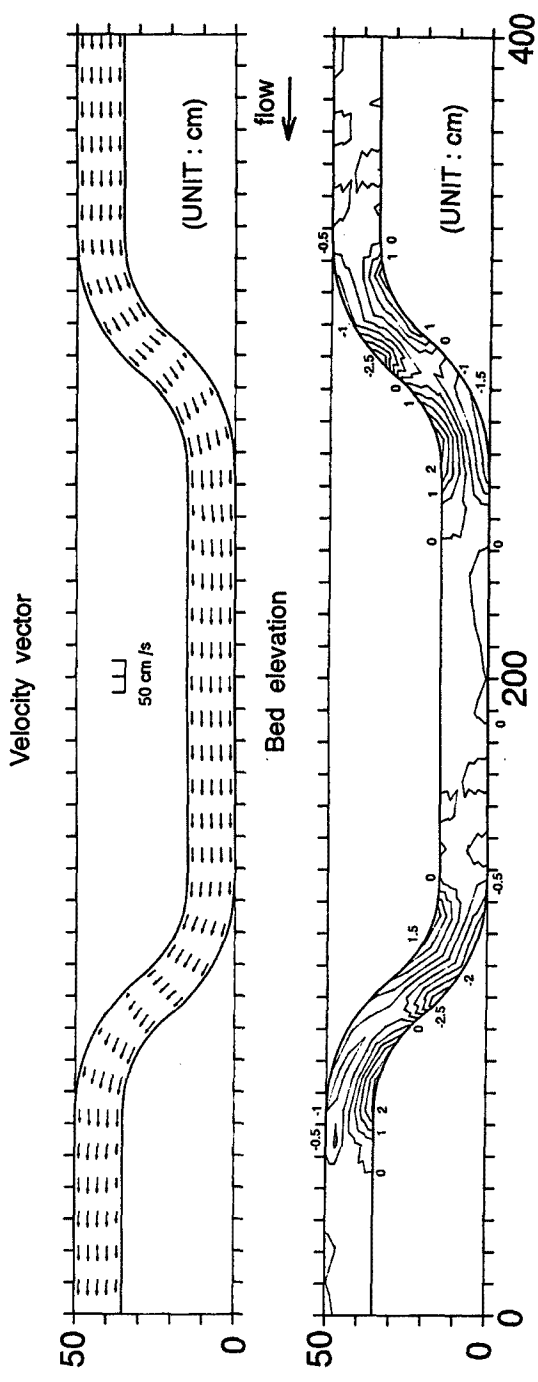


Fig. 19. Calculated results for velocity vector and bed elevation associated with Run W-2.

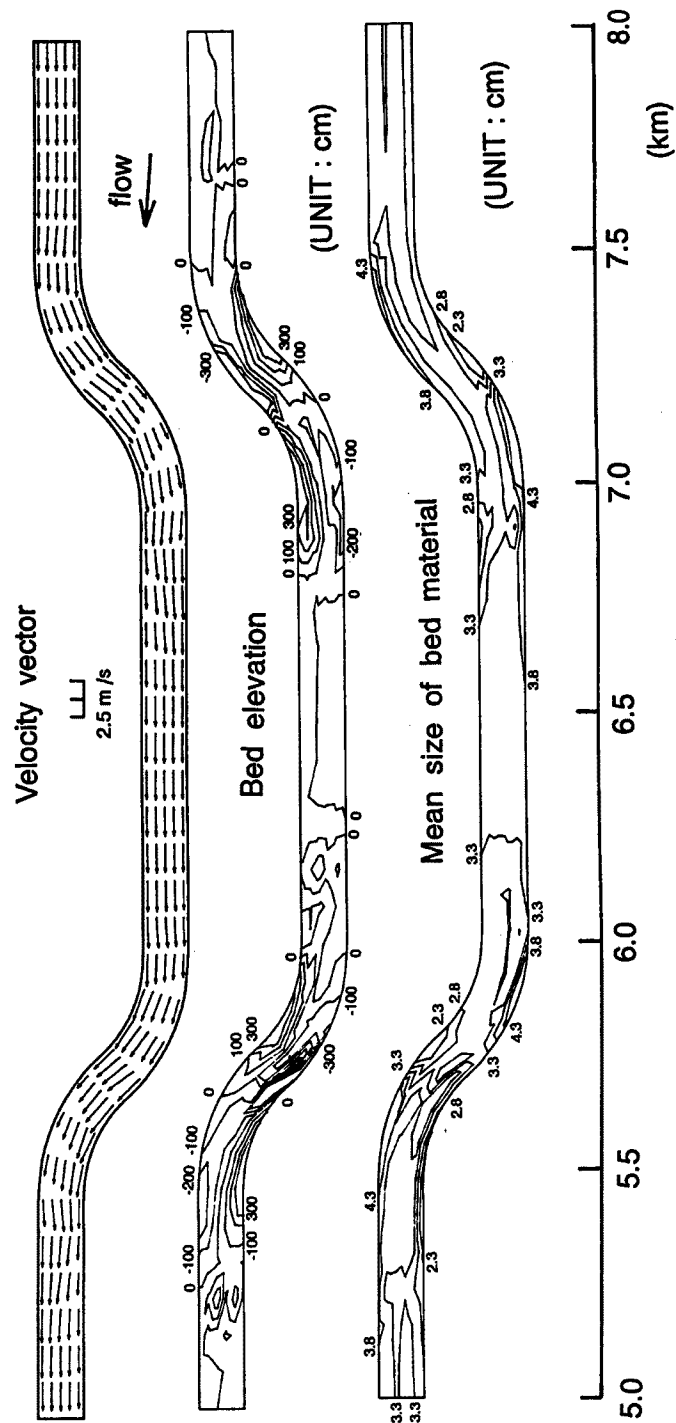


Fig. 20. Calculated results for velocity vector, bed elevation and particle size of bed material associated with the condition of the Naka river.

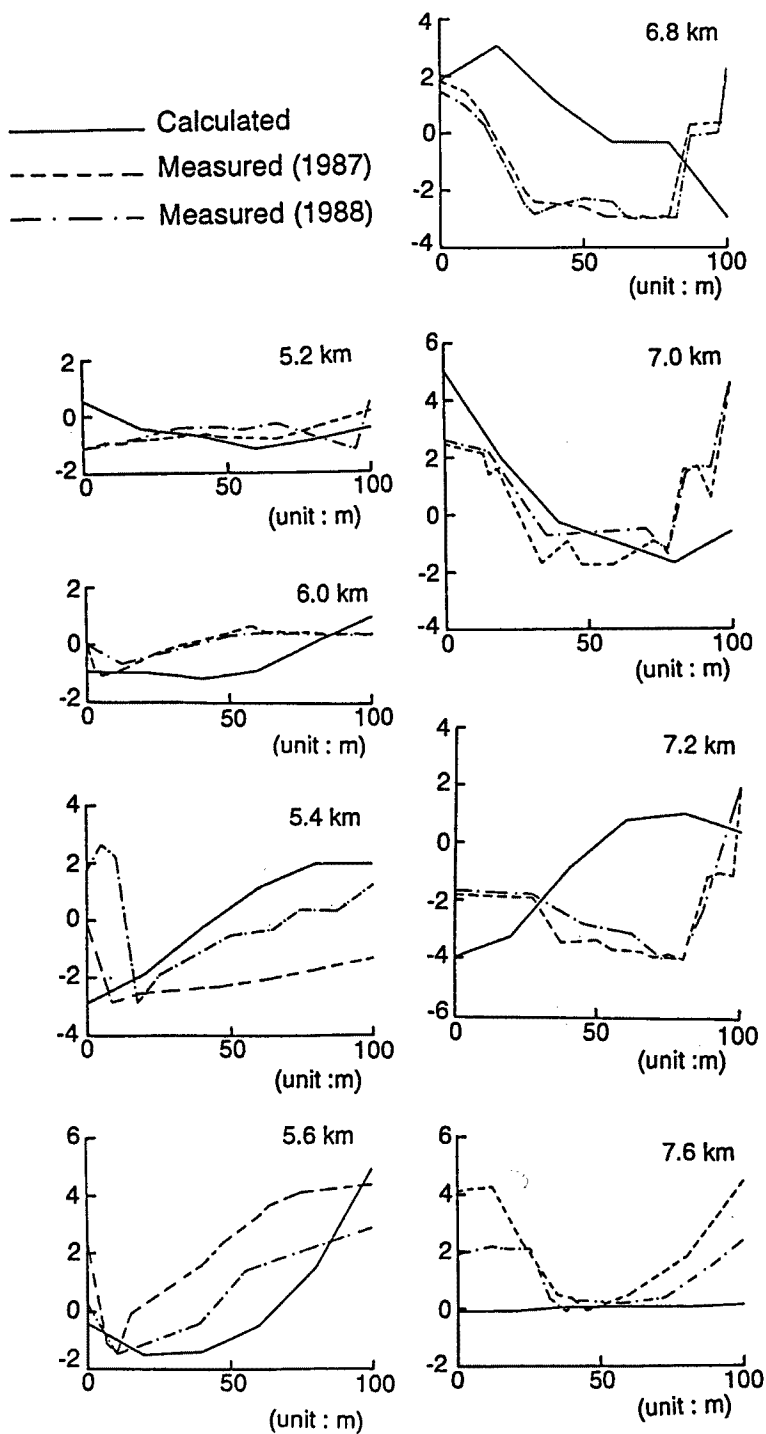


Fig. 21. Comparison between calculated results and measured data for transverse bed profiles of the Naka river.

与えたときの流れのパターン、河床高の分布、粒度分布および横断形状がどのようになるかを計算するとともに、一部現地データとの比較を行ってみる。計算の対象区間は 5.0 km～8.0 km (Fig. 2 参照) である。河床材料は、現地調査資料を参考にして、10 階級に分割し、 d_1, d_2, \dots, d_{10} を 0.15 cm, 0.25, 0.60, 1.20, 1.90, 2.8, 4.0, 5.2, 9.0 cm のように定める。河幅は 100 m として、 $\Delta s = 60$ m, $\Delta n = 20$ m のように分割する。 C_f は、水制の設置されている堤防河岸部において 0.021, 水制のない河岸部で 0.019 と置き、この間は線形補間値を与える。

Fig. 20 は、流速ベクトルの分布、河床高 (初期河床高からの変動量) および平均粒径の分布に関する計算値である。堤防河岸部への流れの集中は、実際に予想される所よりも少し下流側に位置しているように思われる。深掘れの位置は、実際にみられるように、弯曲の少し下流側に生じており、粒径は深掘れの部分で粗く、堆積領域で細くなっている。計算モデルそのものには十分とはいえない面があるが、大局的には現象は計算によってほぼ再現できているように思われる。

Fig. 21 は、低水路横断形状に関する実測値と計算値との比較である。河道の左右岸が現地のもとの計算では逆になっており、この図の横軸の原点は左岸であり、実測値は計算に用いた形状を基準に描いている。なお、Fig. 2 を参照すれば、河口部から 5.2 km と 7.6 km の断面は、弯曲部の影響のないところであって、弯曲に伴う 2 次流の影響を最も受ける場所は、5.6 km および 7.0 km の地点である。このことを念頭において、図の結果を比較すると、十分とはいえない面もあるものの、横断形状が平坦なところ、および洗掘・堆積の大きい断面の河床形状は、計算によってほぼ再現されているのが分かる。

7. 結 語

本研究においては、交互砂州河道に形成されている低水路に着目して、低水路の流路・河床変動と局所洗掘ならびに水制による局所洗掘の軽減効果について、基礎実験ならびに数値解析法を通して検討した。得られた成果を要約すれば以下のようなものである。

(1) 主水路側壁以外は侵食性側岸をもつ低水路の流路変動に関する実験によれば、側岸侵食に伴って低水路の屈曲の程度が小さくなり、水衝部や深掘れ領域が時間とともにかなり大きく下流側へ移動する。もちろん、流路変動にともなう深掘れ位置の移動量は、初期の平面形状に依存する。

(2) 低水路河岸を固定壁とした場合には、深掘れは通水初期に流路中心軸が側岸に当たるところに生ずるが、河床変動が進むにともなって、少し上流側へ移動する。

(3) 流量の大きい Over-bankfull とこれよりも小さい流量の Bank-full の流れにおいて、主水路河岸部の深掘れには顕著な違いがみられない。深掘れの発生位置は、Over-bankfull の流れのほうが Bank-full のものよりも下流側に生ずる。これらは、低水路の流線の曲率が高水敷上の流れによって小さくなるためである。

(4) 断面平均の掃流力が等しい条件のもとで、水制の有無による、水衝部における深掘れを比較した結果、水制を設置した場合には深掘れを著しく軽減できることが分かった。これは、水制によって水衝部における流線の曲率が小さくなり、かつ、有効掃流力が小さくなるからである。

(5) 流れ、河床変動および粒度分布式からなる平面 2 次元支配方程式を用いて、水路実験ならびに那賀川の河床変動を解析した。その結果、このような計算モデルでも、現象の大まかな把握は可能であり、さらに、河道内における摩擦係数 C_f の分布を考慮すれば、水制の流れに対する影響や深掘れに対する水制の効果なども評価できることが分かった。

上述のような興味ある知見が得られたが、今後究明すべき問題も残されている。例えば、本実験では低水路 Bank-full と Over-Bankfull の流れにおける深掘れには顕著な違いは見られなかった。これは、蛇行低水路を有する直線水路においても認められている。今後、このような知見をより一般的な形にまとめ

る必要がある。また、水路実験結果の数値解析は、より実験水路の平面形状に近いものを採用して行う予定であったが、このような形を採用すると、流路の曲率が大きくなって、計算不能になった。今後、上述の問題や流路屈曲部の2次流の問題を解明して行きたい。

最後に、本研究は、一部文部省科学研究費重点領域研究自然災害（研究代表者 芦田和男）の補助を受けている。ここに記して感謝するとともに、実験等でご協力頂いた吉田義則技官に感謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) 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，206号，1972，pp.59-69.
- 2) 長谷川和義：沖積蛇行の平面および河床形状と流れに関する水理学的研究，北海道大学学位論文，1983.
- 3) 清水康行・板倉忠興：河川における2次元流れと河床変動の計算，北海道開発局土木試験所報告，No.85，1986.
- 4) 芦田和男・江頭進治・足立幸郎：蛇行水路における河道変動に関する研究，京大防災研究所年報，31号 B-2，1988，pp.443-459.
- 5) 芦田和男・江頭進治・劉炳義・滝口将志：蛇行低水路を有する複断面における流れの特性と河床変動機構，京大防災研究所年報，32号 B-2，1989，pp.527-551.