

護床工下流部の洗掘過程と流れ特性

神田 佳一・村本 嘉雄・藤田裕一郎

SCOUR PROCESS AND FLOW CHARACTERISTICS IN DOWNSTREAM OF BED PROTECTION WORKS

By *Keiichi KANDA, Yoshio MURAMOTO and Yuichiro FUJITA*

Synopsis

The present study deals with local scour in downstream of bedprotection works. The experiments were carried out in the case of sudden change in bed roughness from a rough bed consisting of protruding bed-protection works (hollow squared blocks) to a movable bed of uniform sand under a dynamical equilibrium condition of bed load. Variations of bed profile and the maximum depth of scour hole with time were discussed, and compared with those under a static equilibrium condition. Flow characteristics, such as, velocity distribution, bed shear stress and pressure on the scoured bed were also measured at several stages of scour. Modeling the distributions of the bed shear stress measured in scour hole in a experiment, variations of scour hole profiles with time are simulated by solving numerically the continuity equation of the bed material in non-equilibrium states. The validity of the present method is conformed by comparisons of the numerical results with those of experiments under static and dynamic conditions of sediment motion. In addition, field observations of scour profiles were carried out at a downstream reach of hollow squared blocks in the Manganji River in Hyogo Prefecture, and the observed scour profiles and velocity distributions were similar to those in the experiments.

1. 序 論

取水施設に付随する護床工とそれに続く自然河床との接続部では、底面粗度の急変に伴う底面せん断応力の急激な増大によって護床工下流部に局所洗掘が生じ、河道横断構造物の安定性に大きな影響を及ぼしている。このような護床工下流部の局所洗掘は、掃流力が局所的に河床の移動限界を越え護床工直下流付近の砂だけが移動する静的洗掘と掃流力が大きく全体的な流砂を伴う動的洗掘に分けられ、いずれも底面粗度の急変の影響を強く受ける。洪水時においては、後者の動的洗掘が問題となり、その洗掘特性を解明することは床固め及び護床工等の河川構造物の安全性を検討する上で重要な課題である。鈴木ら¹⁾は、床固め下流部の動的な局所洗掘過程について詳細な実験的検討を行っているが、上流部からの流砂は考慮されておらず、動的平衡状態を取り扱ったものではないと考えられる。また、一般に護床工法としては木工沈床、捨て石及び各種コンクリートブロックなど、様式及び形状の異なる種々のものがあり、その形式と施行範囲は既設構造物を参考にして決められる場合が多く、設置場所の流路特性及び水理特性と各種護床工との適応性を検討した設計例は少ない。特にイボ型のブロック粗面による護床工下流部では、イボ要素間の速い流れが下流移動床上で拡散され3次元噴流に似た特性を示し、河床形状も横断方向に凹凸のある複雑なものとなるため、最大洗掘深及びその発生位置を理論的に予測することは非常に困難である。

本研究では、このような護床工周辺の動的局所洗掘過程に関して、イボ型の護床工ブロック（ホロースケア）模型による粗面から移動床への粗度急変部を対象とした基礎実験を行ない、洗掘形状と水面形の変化過程および最大洗掘深とその発生位置の時間変化などの河床の変動特性に関して、静的洗掘の参照実験及び鈴木の実験結果と比較・検討する。ついで、洗掘の進行に伴う洗掘穴内の流速分布、底面せん断応力と圧力の分布及び流砂の運動特性を詳細に計測するとともに、その結果に基づいて洗掘機構をモデル化し、非平衡状態における流砂の連続条件から導かれた河床変動の基礎式を数値的に解いて洗掘の進行過程を予測する。さらに、実際の堰下流に設置された護床工下流の河床形状を実測し、それらと実験結果との相似性を検討して現地の洗掘現象についても言及する。

2. 実 験

2.1 実験の概要

護床工は、その主な水理機能が水叩きの高速流を減勢する作用であるので、抵抗が大きく堅固であり、また土砂の流下を阻害しない構造であることが望ましい。構造材料としては、古くは木工沈床、そだ沈床、捨て石などが用いられてきたが、最近では、耐久性や施工の容易さ及び経済性の面から各種のコンクリートブロックが多用されている。ここでは、一般に護床工として広く用いられ、筆者ら²⁾によってその抵抗特性が明らかにされているホロースケアブロックを用いた場合を対象とする。

実験は、Fig. 1 に示す幅 23 cm、深さ 30 cm 及び長さ 4 m のアクリル製長方形断面水路であって、上流部 1.5 m 区間には、Fig. 2 に示すようなホロースケア型ブロック模型（粗度高さ $k = 0.9$ cm、Manning の粗度係数 $n = 0.025$ ）を横断方向に 4 列づつ設置した。水路下流部は、Fig. 3 に示す粒度分布を持つ (a) 中央粒径 $d_m = 1.5$ mm の細砂および (b) $d_m = 3$ mm の粗砂の 2 種類の砂をそれぞれイボ要素の底面高さまで約 10 cm の厚さで敷き詰めた移動床とした。ブロックの基準面はブロック上部のイボ粗度要素の底面位置

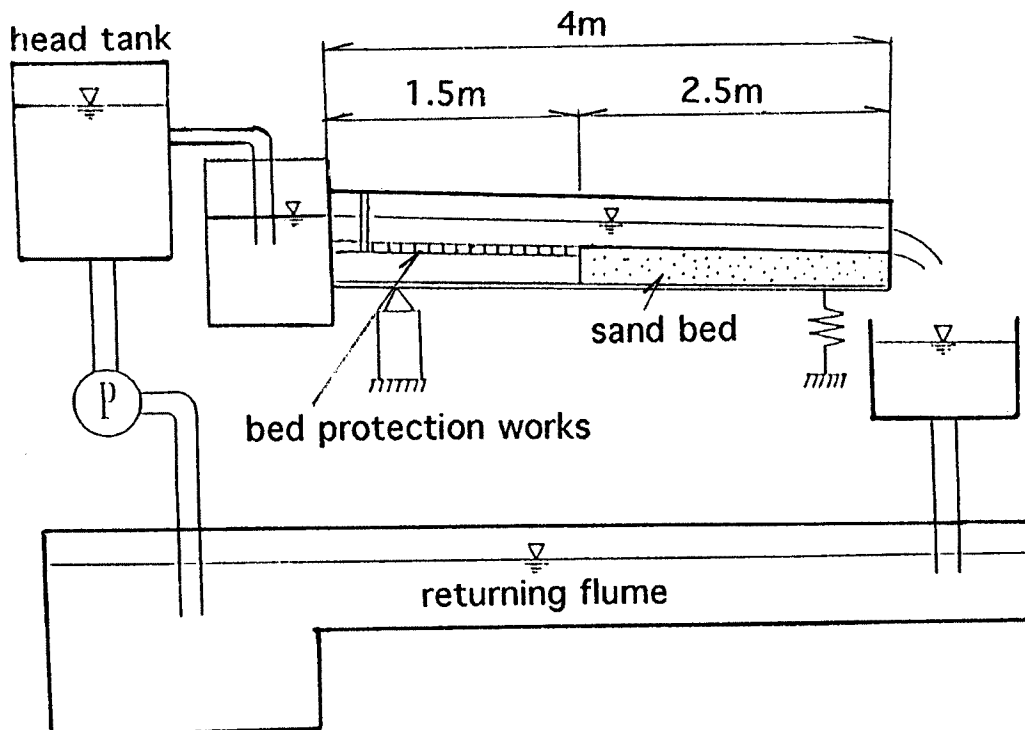


Fig. 1. A sketch of the experimental flume.

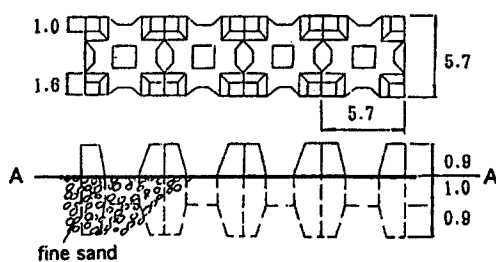


Fig. 2. Configuration of hollow squared blocks. (Unit: cm)

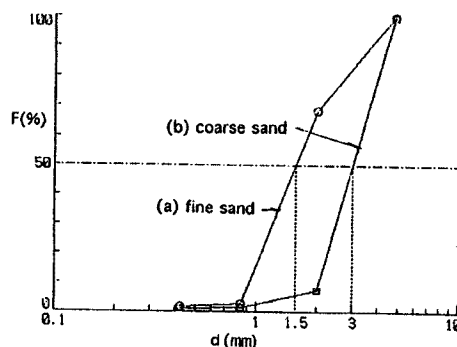


Fig. 3. Grain size distributions of the sand used.

Table 1. Experimental conditions

Run No.	i	Q (l/s)	d_m (cm)	h_c (cm)	h_o (cm)	U_{*c} (cm/s)	U_{*o} (cm/s)
Run F1	1/100	1.78	0.15	1.83	2.30	3.08	4.18
Run F2	1/100	0.48	0.15	0.76	0.95	3.08	2.89
Run C1	1/100	6.03	0.30	4.20	4.70	5.04	5.69
Run C2	1/100	2.56	0.30	2.33	3.00	5.04	4.83

i : Bed slope, d_m : Mean size of sand bed, Q : Flow rate, h_c : Critical depth, h_o , U_{*o} : Uniform depth and shear velocity in downstream reach of sand bed, U_{*c} : Critical shear velocity

(Fig. 2 の A-A の高さ) とし、その下部の空隙には細砂を最密に充填し、表面をニスで固めている。実験条件は、Table 1 に示すとおりであって、各河床砂に対して水路勾配を 1/100 に固定し、それぞれについて動的および静的洗掘の条件が得られるように流量を設定した。通水後の砂粒子の移動を側面及び上方からビデオカメラによって追跡するとともに、水面形と河床の変化過程をポイントゲージで詳細に測定した。下流等流部の摩擦速度 U_{*o} が河床砂の移動限界速度 U_{*c} を越える動的洗掘の場合 (Run F1 及び C1) には、等流状態においても流砂が存在し、護床工区間からの砂の供給が無ければ移動床区間で全体的な河床低下が生じて平衡状態が得られない。このため、水路下流端で回収した砂を適宜ブロック上流端から給砂し、ブロック上で砂が堆積しないのを確認した上で動的平衡状態を模擬した。

さらに、洗掘穴内の流れ特性を明らかにするため、Run F1 と同じ条件で通水後 $t = 5, 10, 30, 60$ 及び 180 分の各時間において水を止め、砂表面をニスで固めた後、洗掘穴内の流速分布、底面圧力及び底面せん断応力の流下方向変化を、それぞれプロベラ流速計 (篠塚製作所, Model-SV 3)、圧力計 (ST 研究所, Model-PM 6) 及びせん断応力計 (東京計測, Model-S10W) を用いて測定した。

水路の座標は、粗度変化点より流下方向に X 軸、右岸側壁より幅方向に Y 軸、イボ要素底面より鉛直上方に Z 軸をとった。

2.2 洗掘形状

Fig. 4 は、各実験における最終状態での河床形状の鳥瞰図を示したものである。また、Run F1 の初期状態 ($t = 0$) における護床工上 ($X = -2.7$ cm, Fig. 4 の A-A 断面) での水位、流速の鉛直分布及びそれから評価した摩擦速度の横断方向の変化を Fig. 5 に示す。本実験で用いたホロースケアは、イボ型の粗度要素が直角格子に並んでいるため、ブロック底面付近の流れは Fig. 5 に見られるようにイボ要素間に集

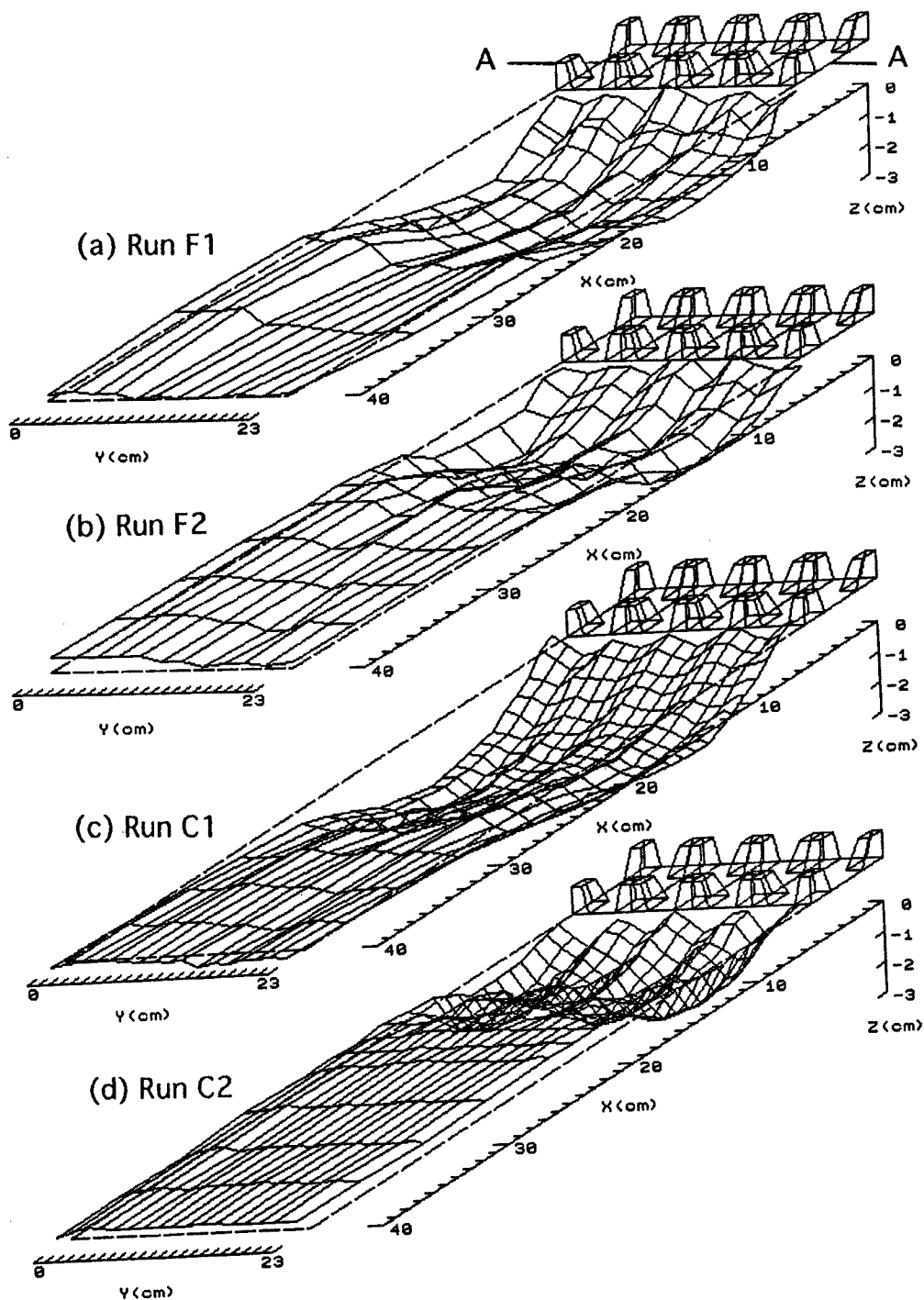


Fig. 4. Profiles of scours in downstream of bed protection works 60 minutes after initiation.

中し、特に河床底面上の摩擦速度は、イボ要素の前方での値の3～5倍にも達している。このため、ブロック直下の洗掘形状は、イボ要素間の延長上で深掘れが生じ、洗掘された砂の一部が流れの拡散とともに横方向へ運ばれて、粗度要素の前方に堆積した横断方向にも凹凸のある3次元的な形状を示す。凹凸の間隔は粗度要素の形状と配列によって決まるが、斜面の横断勾配はほぼ水中安息角に等しい。このような特徴は、洗

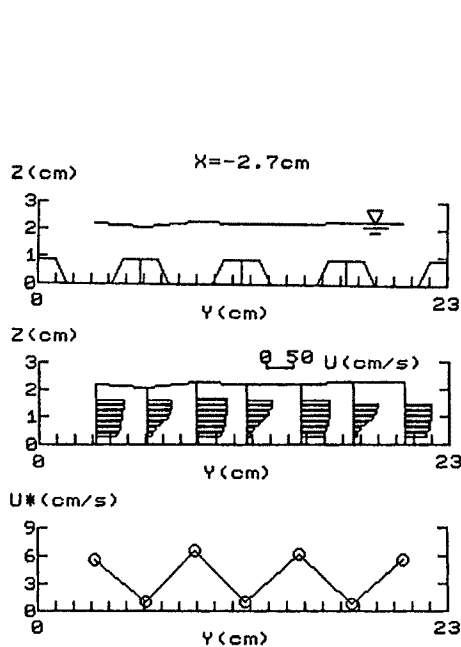


Fig. 5. Lateral profiles of water surface, vertical velocity distribution and friction velocity over hollow squared blocks

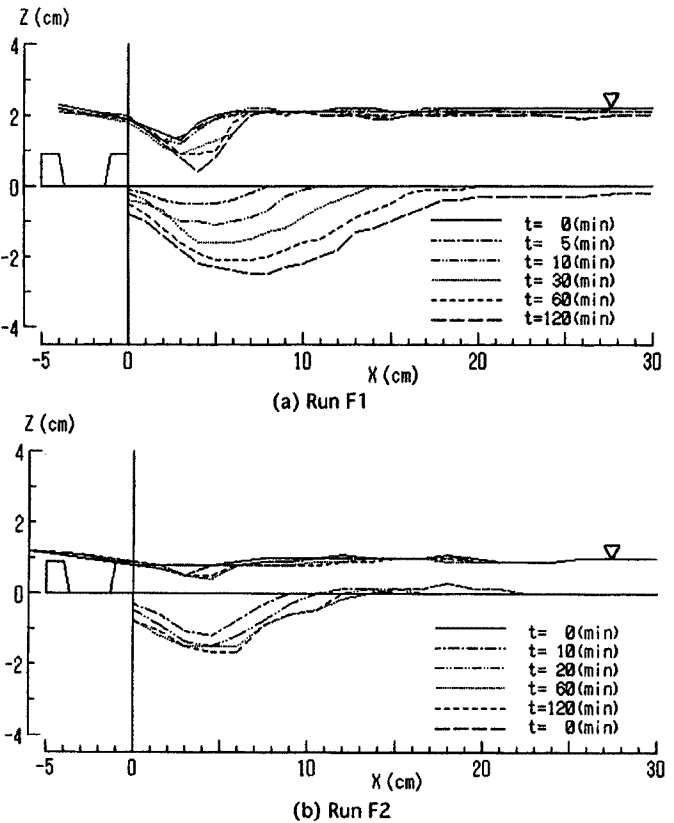


Fig. 6. Variation of water surface and bed profiles with passage of time.

掘の進行過程において常に保たれており、特に静的洗掘過程 (Run F2, C2) では顕著である。これは、粗度変化点での水深がブロックの粗度高さにはほぼ等しく、流れがよりイボ要素の間に集中するためである。また、最大洗掘深と洗掘長さは、動的平衡状態の方が大きくより危険側にある。

Fig. 6 は Run F1 および F2 について、最大洗掘深が生じた縦断面 ($Y = 10.5 \text{ cm}$) での水面形及び河床の縦断面形状の時間変化を示したものである。また、河床形状について、最大洗掘深 Z_m で無次元表示したものを Fig. 7 に示す。水面形は、初期状態 ($t = 0$) において、粗度変化点直下流で限界流状態から射流に遷移し、その後弱い跳水を伴って砂面上の等流状態へと遷移している。洗掘の進行に伴って、粗度変化点直下流の水面勾配が増大し、跳水による水位の変化も大きくなるが、粗度変化点上流及び跳水後の水面形はほとんど変化していない。また、跳水が完了する位置は、洗掘深が最大となる地点とほぼ対応している。洗掘形状は、洗掘初期においてはいずれの場合も洗掘深の時間的な増加割合が洗掘長のそれに比べて大きいために、無次元洗掘形状は時間の経過とともに見かけ上洗掘範囲が減少するような変化を示すが、 t が 30 分を越えればほぼ相似な形状となっている。一方、洗掘穴の下流側斜面勾配 ϕ は、時間的にほぼ一定に保たれており、これは河床材料の粒径によって定まる水中安息角 ϕ_d に対応するものと考えられる。しかしながら、本実験では ϕ の値は約 15° であり、久宝の示した ϕ_d の下限値の $1/2$ 程度である。すなわち、護床工下流における初期の洗掘は、粗度急変に伴って掃流力が下流等流部のそれを越える領域で生ずるが、洗掘が進行すると ($t > 10$ 分)、洗掘穴下流斜面の長さは Z_m と斜面勾配 ϕ によって決まり、 L_m は後述するように Z_m にほぼ比例すると考えられるので、洗掘形状の相似性が保たれるものと思われる。このとき、最大洗掘深 Z_m は、粗度変化点から Z_m の約 3 倍の距離にあって、洗掘の長さは Z_m の約 10 倍である。

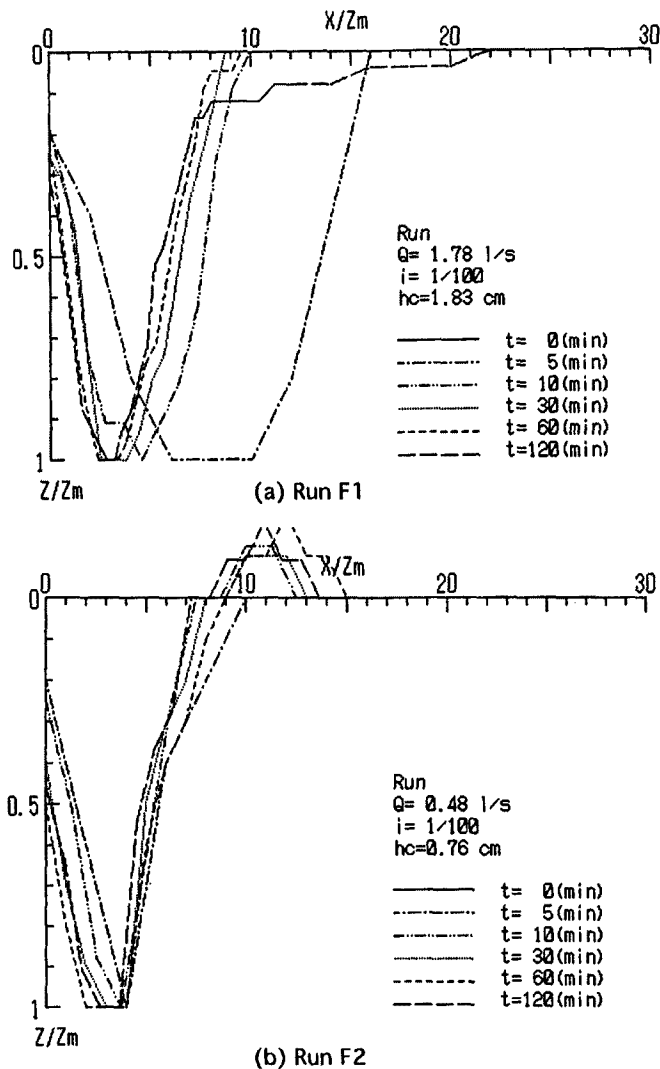


Fig. 7. Variation of non-dimensional bed profiles with passage of time.

また、静的洗掘 (Run F2) では洗掘された砂がその前方に堆積しマウンドを形成しているのに対して、動的洗掘 (Run F1) では洗掘穴下流部の河床位が初期状態とほぼ等しく、顕著な砂の堆積は見られない。

Fig. 8 は、Fig. 7 の平衡状態の最終河床形状を鈴木ら¹⁾による床固め下流の局所洗掘の実験結果と比較したものである。上流からの給砂がなく、本実験では認められなかった埋め戻し過程を交互に繰り返しながら全体的な河床低下を生じた鈴木の結果とは、とくに最大洗掘深の下流での洗掘形状及び洗掘長さに大きな違いが認められる。また、鈴木の実験結果では、粗度変化点直下流の河床がほとんど低下していないのに対して、本実験ではいずれの場合も、最大洗掘深の3~5割程度の河床低下が見られる。これは、ブロック粗度要素の背後で発生する渦によって砂粒子が pick up されたためと思われる。

2.3 最大洗掘深の時間的变化

Fig. 9 及び Fig. 10 は、最大洗掘深 Z_m とそれが生じる位置 L_m の時間変化を鈴木の方法¹⁾にならって限界水深 h_c を用いて無次元表示したものである。 Z_m/h_c の時間変化は、洗掘初期を除いてほぼ次式で表さ

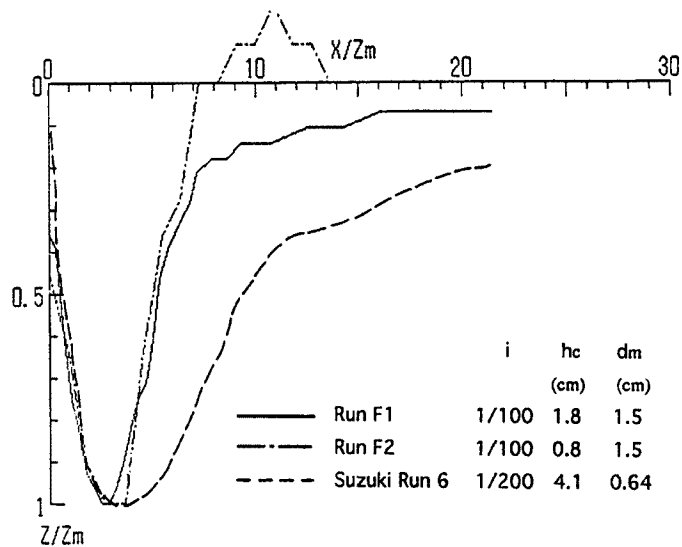


Fig. 8. Comparison of final scour profiles.

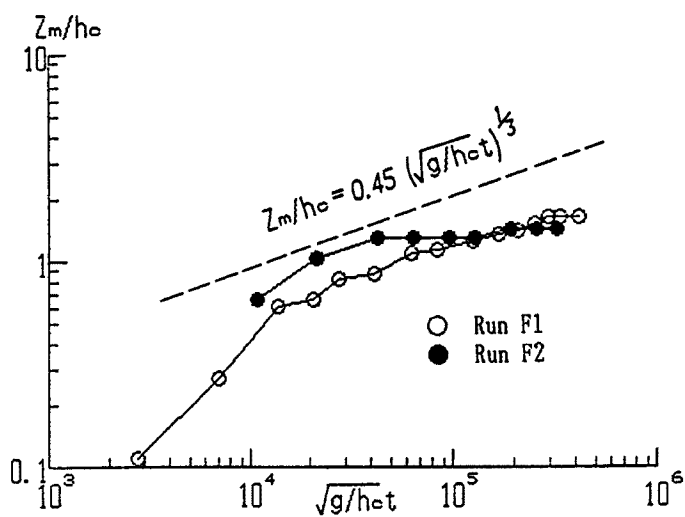


Fig. 9. Variation of maximum scour depth with passage of time.

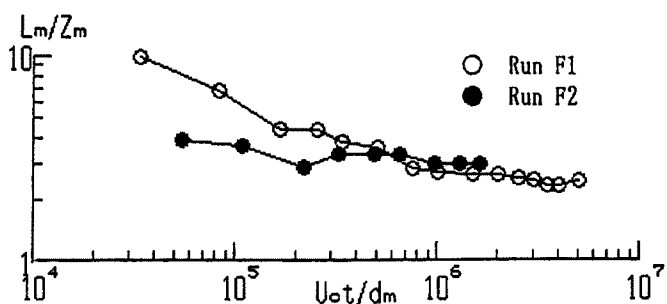


Fig. 10. Variation of position of maximum scour depth with passage of time.

れ、比例定数 α は 0.3 から 0.4 の範囲にある。

$$\frac{Z_m}{h_c} = \alpha \left(\sqrt{\frac{g}{h_c}} t \right)^{1/3} \dots\dots\dots (1)$$

また、平衡状態での最大洗掘深は、Run F1, Run F2 とともに限界水深の 1.5 倍程度であるが、動的洗掘過程 (Run F1) では、静的洗掘過程 (Run F2) に比較して洗掘の進行が速く、平衡状態に達するまでの時間も短くなっている。

L_m/Z_m は、通水初期には急激に減少するが、その後は時間的に変化せずその値は 3.5 程度である。

2.4 洗掘穴上の流れ特性

Fig. 11 は、Run F1 について、最大洗掘深が生じた縦断面の $t=0, 10$ 及び 180 分における水面形 (破線)、河床形状 (一点鎖線)、底面圧力水頭 h_p (○印) 及び流速分布を示したものである。 $t=0$ では、ブロック下流端におけるイボ要素間の速い一様な流速分布が、砂面上を流下するに従って底面より次第に減少し、砂面上の対数分布に遷移している。これは、すでに著者ら³⁾によって明らかにされている滑面から粗面への底面粗度急変流の特性と同じであり、ホロースケアのような並列型の粗度要素を持ったブロックでは、粗度要素間の流れは滑面乱流に似た特性を有する可能性が指摘できる。洗掘が進行しても、最大流速は水面近くにおいて、洗掘穴内の流速は底面付近で減少するが、逆流域は見られない。また、流速分布の曲率 d^2u/dZ^2 は洗掘穴の上流斜面では正であり、下流斜面上では負となる。

底面の圧力水頭は、 $t=0$ 及び 10 分ではほぼ水深に等しく、圧力分布は静水圧分布であるとみなせるが、平衡状態 ($t=180$ 分) では、勾配の急な洗掘穴上流側の斜面において、圧力水頭は水深より明らかに大きくなっており、流線の曲がりの影響を受けていると考えられる。

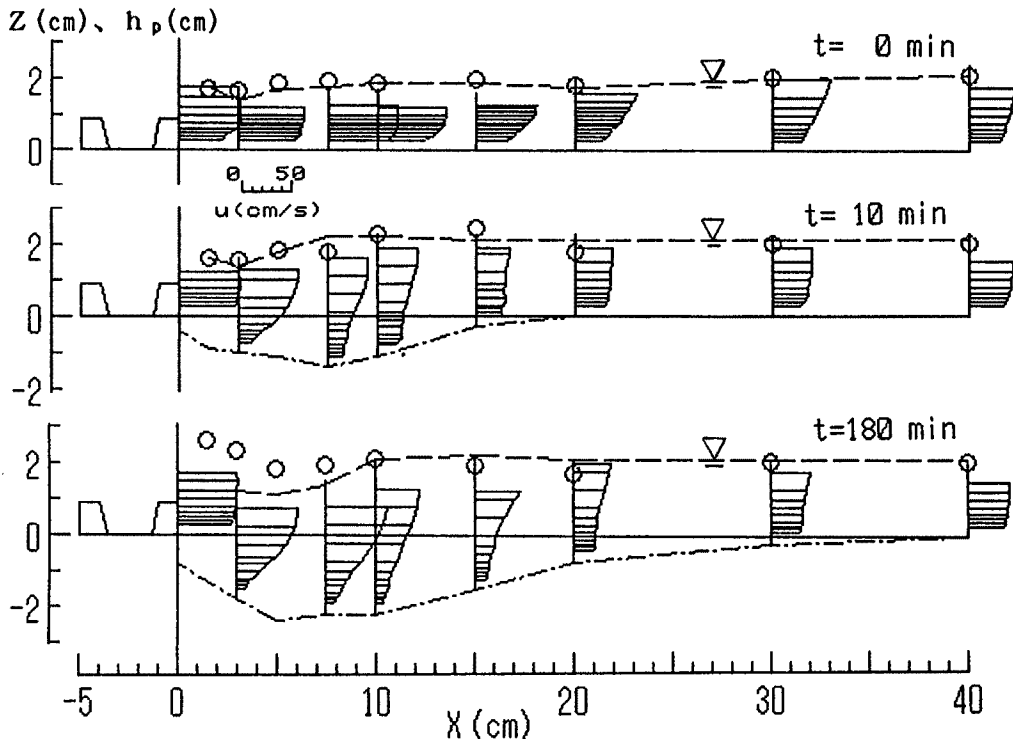


Fig. 11. Longitudinal variation in bed pressure and flow velocity profiles as scour develops in Run F1.

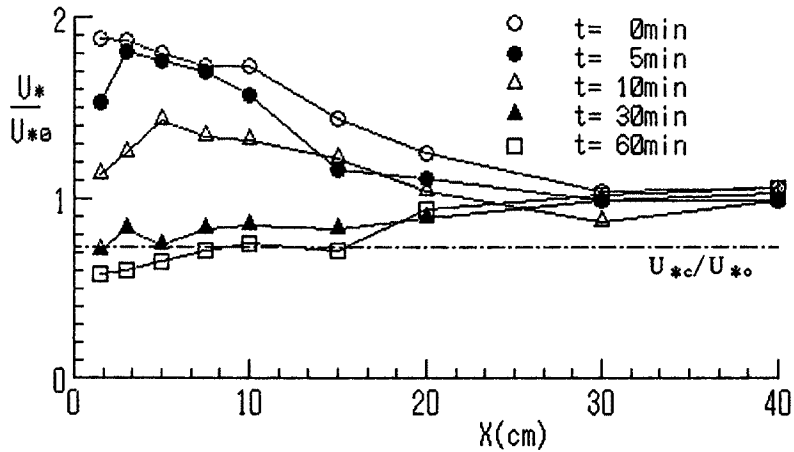


Fig. 12. Variation of bed shear velocity distributions with passage of time in Run F1.

同様に、せん断応力計を用いて測定した各洗掘過程における摩擦速度 U_* の流下方向分布を示せば、Fig. 12 のようである。 U_* は、下流等流部の摩擦速度 U_{*0} で無次元化されており、図中の一点鎖線は、無次元化された砂粒子の限界摩擦速度 U_{*c}/U_{*0} を示している。

初期状態の摩擦速度は粗度変化点で最大であって、流下するに従って指数関数的に減少して下流等流部の値 U_{*0} に漸近する。このとき、上流からは U_{*0} に対応した流砂量が供給されるので、護床工下流部の粒子運動は非平衡な状態となり、流砂量の最大値は粗度変化点の下流にあって、上述したような洗掘形状が形成される。洗掘が進行すると洗掘内の U_* は急激に減少し、摩擦速度は洗掘穴の最深部で最大となる。最終状態 ($t = 60$ 分) では、粗度変化点直下流の摩擦速度は移動限界以下であって、流下方向に増加している。一方、洗掘深の増加に伴って洗掘穴内では渦が形成され、それによる砂の巻き上げと下流斜面上の上昇流によって砂の流送が増大するものと考えられる。また、粗度要素間の大きな掃流力によって上流より供給された砂の多くが、斜面上を転がりながらそのまま停止することなく、 U_{*0} にほぼ等しい値を持つ洗掘穴の下流側斜面まで運ばれるために、洗掘穴の中央付近の掃流力が移動限界以下であっても連続的な移動状態を保ちうるものと思われる。このことは、洗掘穴上でのトレーサー粒子の挙動の観察結果からも確かめられている。

3. 洗掘過程の数値解析

3.1 非平衡状態における流砂の連続条件

Fig. 13 は、ホロスケア護床工下流部の洗掘穴形状と流況を模式的に示したものである。2. で述べたように護床工直下流部では、流れの集中する粗度要素間の延長線上で深掘れが生じ、その周辺の砂は横断勾配が水中安息角 ϕ_d に等しくなるまで洗掘穴内に滑落する。そこで、Fig. 13(b) に示すように、洗掘穴の横断形状を洗掘穴内の底面幅 b 、斜面の勾配 ϕ_d の台形断面で近似

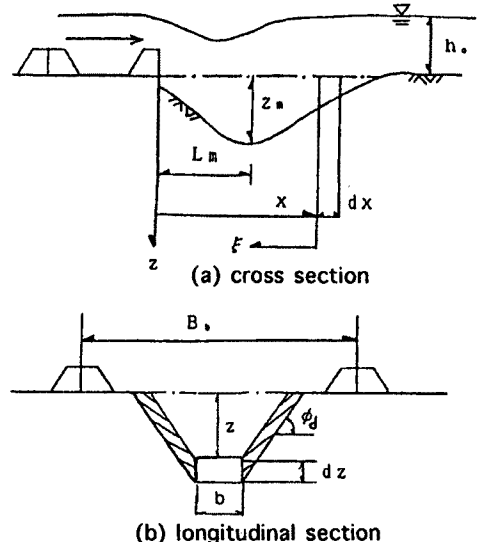


Fig. 13. Definition sketch of local scour in downstream bed protection works.

し、粗度要素間中央の延長線に沿った幅 b の仮想的な河床について砂の収支を考えた。護床工区間では、掃流力に対応した砂が上流から供給されているものと仮定すると、単位時間単位幅当たりはこの河床の $(X \sim X + dx)$ 区間に流入する砂量 $q_{bi}(X)$ 及びそこから流出する砂量 $q_{bo}(X)$ はそれぞれ次のように表される。

$$q_{bi} = A_1 d_m dX \left\{ \int_0^X p_s(X - \xi) f(\xi) d\xi + \int_X^\infty p_{si}(\xi) f(\xi) d\xi \right\} + \frac{q_{bi}(X) dX}{b} \quad (2)$$

$$q_{bo} = A_1 d_m dX p_s(X) \quad (3)$$

ここで、 ξ は X の地点より上流方向にとった座標、 $p_s(X - \xi)$ 、 $p_s(X)$ 及び p_{si} はそれぞれ $X - \xi$ 、 X 地点及び護床工区間の pick up rate である。ただし、掃流力が局所的に河床の移動限界を越え護床工直下流部の砂だけが移動する静的洗掘では、 $p_{si} = 0$ である。 d_m は粒子の平均粒径、 $A_1 d_m$ は掃流砂の移動層厚である。 $q_{bi}(X)$ は、 X 地点における単位幅当たりの砂粒子の横流入量で、河床低下量を dZ 、砂の空隙率を λ とすると近似的に次式で求められる。

$$q_{bi}(X) = 2Z \cot \phi dZ (1 - \lambda) \quad (Z \cot \phi < (B_b - b)/2) \quad (4)$$

$$q_{bi}(X) = (B_b - b) dZ (1 - \lambda) \quad (Z \cot \phi > (B_b - b)/2) \quad (5)$$

また、 $f(\xi)$ は、pick-up された砂の跳躍距離の確率密度関数であり、平均跳躍距離を L とすると次式で表される⁴⁾。

$$f(\xi) = \frac{1}{L} e^{-\xi/L} \quad (6)$$

護床工区間では、粗度要素間のせん断応力は一定であると仮定し、それに対応した平衡流砂量が pick-up されると考えると (2) 式の右辺第2項は

$$\int_X^\infty p_{si}(\xi) f(\xi) d\xi = p_{si} \left\{ 1 - \int_0^X f(\xi) d\xi \right\} \quad (7)$$

となる。したがって、 $(X \sim X + dX)$ 区間における流砂の連続式は、次のように書ける。

$$\begin{aligned} \frac{\partial Z}{\partial t} &= \frac{1}{1 - \lambda} \frac{\partial q_b}{\partial X} = \frac{1}{1 - \lambda} \left(\frac{q_{bo}(X) - q_{bi}(X)}{dX} \right) \\ &= \frac{A_1 d_m}{1 - \lambda} \left[p_s(X) - \int_0^X p_s(X - \xi) f(\xi) d\xi - p_{si} \left\{ 1 - \int_0^X f(\xi) d\xi \right\} - \frac{q_{bi}(X)}{A_1 d_m b} \right] \end{aligned} \quad (8)$$

さらに、 $q_{be}(X)$ 及び q_{bei} を X 地点及び護床工区間の平衡流砂量とすると、

$$q_{be}(X) = A_1 d_m p_s(X) L \quad (9)$$

$$q_{bei} = A_1 d_m p_{si} L \quad (10)$$

であって、次の河床変動に関する基礎式が得られる。

$$\frac{\partial Z}{\partial t} = \frac{1}{(1 - \lambda)L} \left[q_{be}(X) - \int_0^X q_{be}(X - \xi) f(\xi) d\xi - q_{bei} \left\{ 1 - \int_0^X f(\xi) d\xi \right\} - \frac{q_{bi}(X)L}{b} \right] \quad (11)$$

3.2 洗掘穴の底面せん断応力分布のモデル化

(11) 式を解いて dt 時間後の河床形状を求めるには、諸定数とともに河床面上のせん断力分布を評価しなければならない。ここでは、洗掘の進行過程における洗掘穴内の河床せん断応力が洗掘の最深部で最大となることに着目し、そこでの速度スケールを用いてせん断応力の定式化を試みた。Fig. 14 は、Fig. 12 で示した洗掘の初期における河床せん断応力 $\tau_b (= \rho U_m^2)$ の実測値を下流等流部の水深 h_o 、せん断応力 τ_o 及び最大洗掘深が生じた地点での平均流速 $U_m (= Q/B(h_o + Z_m))$ 、 B : 水路幅) を用いて無次元表示したものである。初期状態 ($t = 0$) における河床せん断応力は、粗度急変に伴う底面近傍の速度勾配の増大によって

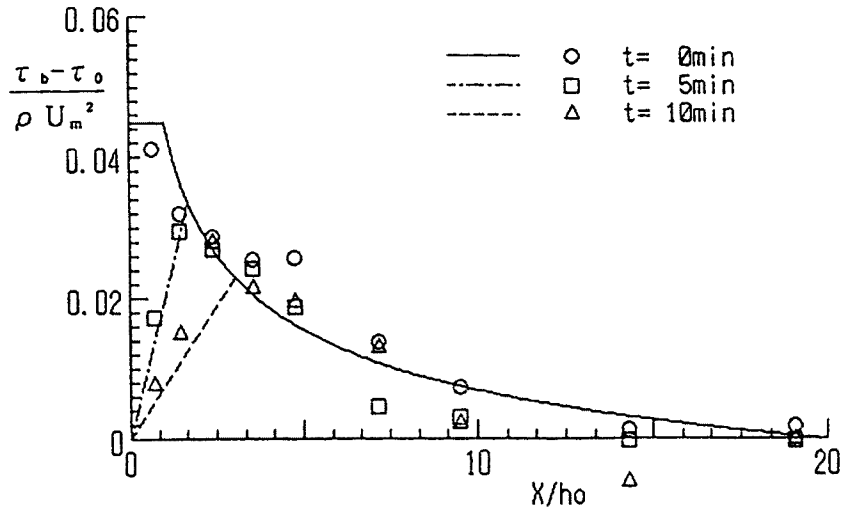


Fig. 14. Variation of bed shear stress with passage of time.

変化点直下流部で最大値をとり、その後急激に減少して $X = 20 h_0$ 付近で τ_0 に漸近する。これをべき関数で近似し、回帰曲線を求めたのが次式 (Fig. 14 の実線) である。

$$\frac{\tau_b - \tau_0}{\rho U_m^2} = \alpha (1 - \beta r) \quad \left(0 \leq \frac{X}{h_0} \leq 1\right) \dots\dots\dots (12)$$

$$\frac{\tau_b - \tau_0}{\rho U_m^2} = \alpha \left\{ \left(\frac{X}{h_0}\right) - \beta r \right\} \quad \left(\frac{X}{h_0} \geq 1\right) \dots\dots\dots (13)$$

ここで、 $\beta = 20$, $r = -1/3$ である。 α は、護床工の形式と流れの条件によって異なるが、ここでは実験的に護床ブロックの相当粗度 k_s を用いて、次のように与えた。

$$\alpha = 0.03 \left(\frac{k_s}{h_0}\right)^r \dots\dots\dots (14)$$

洗掘が進行すると、洗掘深の増加に伴って洗掘穴上流側斜面上のせん断応力は急激に減少し、粗度変化点のせん断応力は τ_0 にほぼ等しくなる。一方、その最大値 τ_{bm} は洗掘穴の最深部付近に現れるので、この区間のせん断応力は、 τ_0 から τ_{bm} まで直線的に増加するものと仮定する。すなわち、

$$\frac{\tau_b - \tau_0}{\rho U_m^2} = \frac{\tau_{bm} - \tau_0}{\rho U_m^2} \frac{X}{L_m} \quad (X \leq L_m) \dots\dots\dots (15)$$

と表し、Fig. 14 の一点鎖線 ($t = 5 \text{ sec}$) 及び破線 ($t = 10 \text{ sec}$) で示している。ここで、 L_m は、粗度変化点から最深部までの流下距離である。 $X \geq L_m$ については (13) 式を用いる。

3.3 河床形状の計算方法

まず、与えられた流量及び粗度条件のもとで砂面等流状態での水理量を求め、(12)、(13) 式から初期状態での砂面上のせん断応力分布を計算する。それらを芦田・道上⁴⁾の掃流砂量公式 (16) 式に代入して各地点の平衡流砂量を求め、(11) 式を数値的に解いて dt 時間後の河床形状を計算する。

$$\frac{q_{be}}{\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right) g d_m^3}} = 17 \tau_*^{\frac{3}{2}} \left(1 - \frac{\tau_*}{\tau_{*c}}\right) \left(1 - \sqrt{\frac{\tau_*}{\tau_{*c}}}\right) \dots\dots\dots (16)$$

ここで、

$$\tau_* = \frac{U_*^2}{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right) g d_m}, \quad \tau_{*c} = \frac{U_{*c}^2}{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right) g d_m}$$

である。

護床工上の掃流力は、実際には砂面等流部の掃流力よりも僅かに大きいですが、実験での給砂条件に一致させるとともに粗度要素の形状抵抗とモデルの全体的な精度を考え、単純化のために護床工上の流砂量として砂面下流部の等流区間の平衡流砂量を与えた。計算された河床形状から最大洗掘深 Z_m , L_m を求め、(13) 式及び (15) 式より新たなせん断応力分布を評価した後、次のステップの計算を行うようにしている。

3.4 水面形の計算

基礎式は、保存形の連続式及び1次元の運動方程式である。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(Uh)}{\partial X} = 0 \quad \dots\dots\dots (17)$$

$$\frac{\partial(Uh)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial X} \left\{ \frac{P}{\rho} h + \frac{(Uh)|Uh|}{h} \right\} = gh(i - i_e) \quad \dots\dots\dots (18)$$

ここで、 h : 粗度要素間中央の延長線上の水深、 U : 断面平均流速、 P : 圧力、 i : 河床勾配 ($= \partial Z / \partial X$)、 i_e : エネルギー勾配及び g は重力加速度である。 i_e に Manning の抵抗則を適用し、Richtmyer による2段階 Lax-Wendroff スキーム⁵⁾を用いて差分化すると、各ステップにおける解は次のようになる。

第1ステップ

$$\bar{U}_{i+\frac{1}{2}}^{n+\frac{1}{2}} = \frac{1}{2} (\bar{U}_{i+1}^n + \bar{U}_i^n) + \frac{dt}{2dX} (\bar{E}_{i+1}^n + \bar{E}_i^n) + \frac{dt}{2} \bar{C}_{i+\frac{1}{2}}^{n+\frac{1}{2}} \quad \dots\dots\dots (19)$$

第2ステップ

$$\bar{U}_i^n = \bar{U}_i^n - \frac{dt}{dX} (\bar{E}_{i+\frac{1}{2}}^{n+\frac{1}{2}} - \bar{E}_{i-\frac{1}{2}}^{n+\frac{1}{2}}) + dt \bar{C}_i^{n+1} \quad \dots\dots\dots (20)$$

ここで、

$$\bar{U} = \begin{bmatrix} h \\ Uh \end{bmatrix}, \quad \bar{E} = \begin{bmatrix} Uh \\ \left(\frac{P}{\rho}\right)h + \frac{(Uh)|Uh|}{h} \end{bmatrix}, \quad \bar{C} = \begin{bmatrix} 0 \\ gh \left(i \frac{n^2 (Uh)^2}{h^2 R^{\frac{4}{3}}} \right) \end{bmatrix}$$

である。境界条件として上流端で一定流量を、下流端では等流水深を与え、前節で求める各時刻における河床形状のもとで解が安定するまで繰り返し計算を行う。

3.5 モデルの妥当性の検討

河床形状の計算領域は粗度変化点から下流 2m までの区間であって、計算の空間及び時間間隔はそれぞれ $dX = 0.5$ cm, $dt = 1$ sec である。水面形の計算は、対象領域を -1 m $< X < 2$ m とし、 dX は河床形状の場合と同じであるが、 dt は 0.005 sec である。実験での観察によれば、護床工直下流の河床の横断形状は粗度要素の形状とその間隔によって決まり、その最深部の幅 b (3.1 の仮想河床の幅) は、洗掘の進行過程によらずほぼ一定とみなせる。ここでは、洗掘穴最深部における横断形状が実験結果と最も一致するように $b = 1$ cm とした。また、砂の平均跳躍距離 L を洗掘穴内の非平衡場における実際の砂粒子の挙動を把握した上で厳密に評価するには、掃流力及び河床勾配の影響を考慮した議論をすべきであるが、本解析ではモデル全体の精度との対応から簡単に $L = 100 d_m$ とした。護床工及び砂面上の粗度係数は、それぞれ上述の実測値を用いた。

Fig. 15 は、それぞれ、Run F1, F2 及び C1 における河床形状と水面形の時間変化について実測値 (●印及び○印) と計算結果 (実線及び破線) を比較したものである。また、最大洗掘深の時間変化を鈴木の方法¹⁾にならって無次元表示すれば、Fig. 16 のようである。細砂の動的洗掘実験 (Run F1, Fig. 15(a)) は、

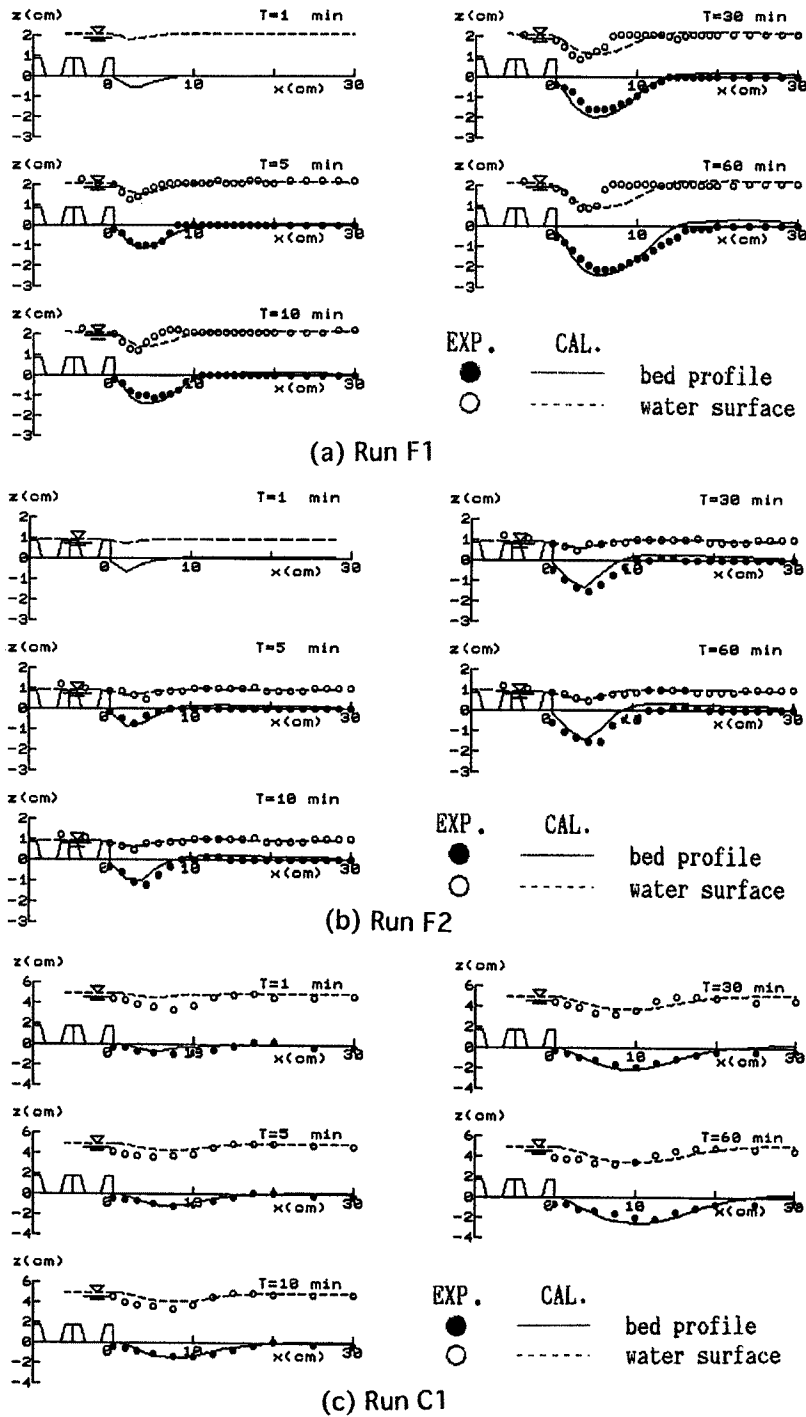


Fig. 15. Comparison of calculated results with experimental ones for water surface and longitudinal bed profiles.

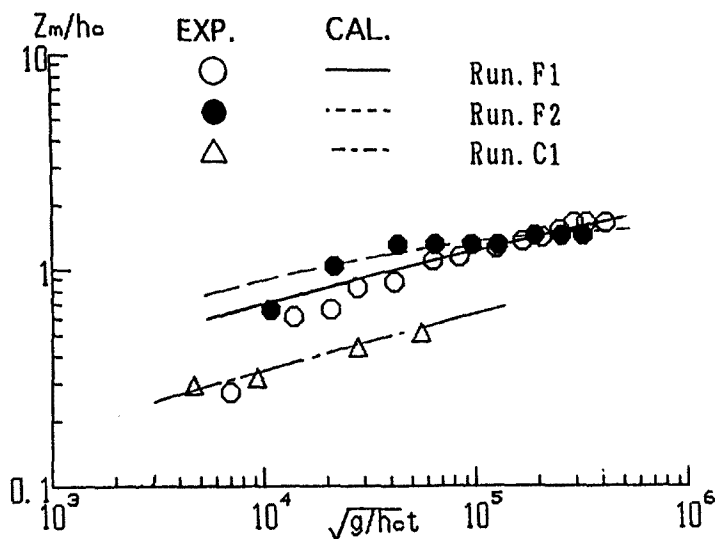


Fig. 16. Comparison of calculated results with experimental ones for variation of maximum scour depth with passage of time.

モデル化したせん断応力分布を実測したケースであって、当然ではあるが、計算結果は河床の変動特性をうまく再現しており、とくに、粗度変化点における洗掘量や最大洗掘深及びその位置は、実験結果と良く一致している。ただし、洗掘穴の下流部での計算結果は洗掘穴内から運ばれた砂の堆積した河床上昇を示しているのに対して、実測では洗掘の進行に伴う河床変化はほとんどない。この相違は、主に、計算では護床工からの給砂量は一定しているが、実験では水路下流端で回収された砂の量、すなわちブロック上流端からの給砂量が洗掘初期で最も大きく、時間の経過とともに徐々に減少していたこと、モデルでは流砂の運動を1次元的にとらえているのに対して、実際には洗掘孔から流出する砂が流れの拡がりとともに横方向へも拡散されることの2点によるものであろう。

静的洗掘過程 (Run F2, Fig. 15(b)) における計算結果は、動的洗掘に比して初期の洗掘量が大きく、早く平衡状態に達すること、及び洗掘穴の下流側の斜面勾配が上流側のそれよりも急になることなど、実測の洗掘過程の特徴を良く捉えているといえる。粗砂を用いた場合 (Run C1, Fig. 15(c)) も、計算結果と実測値は良く対応しており、せん断応力分布に対する仮定の妥当性と解析の有効性を裏付けるものと思われる。

一方、水面形の計算結果は、かなり実測値と一致していると認められるが、水位の変動量が実測よりも小さく、跳水状の変化も明確でないなど、必ずしも実際とは一致していない。摩擦項を河床変動計算で用いたせん断応力分布とは無関係に評価している点を含め、今後洗掘穴内におけるエネルギー損失の評価を適切に考慮した解析手法を検討していく必要がある。

4. 現地観測

4.1 現地の概要

調査対象とした護床工は、Fig. 17 に示すような加古川水系万願時川の合流点から 2 km 上流地点 (流域面積 148 km²) に設置されたゴム引布製起伏堰の水叩き下流部の護床工であって、3t ホロースケアブロック (辺長 $B_0 = 1.6$ m, 粗度高さ $k = 0.4$ m) が幅 72 m, 長さ 28.5 m の区間に敷設されている。Table. 2 に示すように現地調査としては、1990 年 7 月から 1991 年 10 月の期間に計 5 回の光波測距儀 (測器舎, Model-

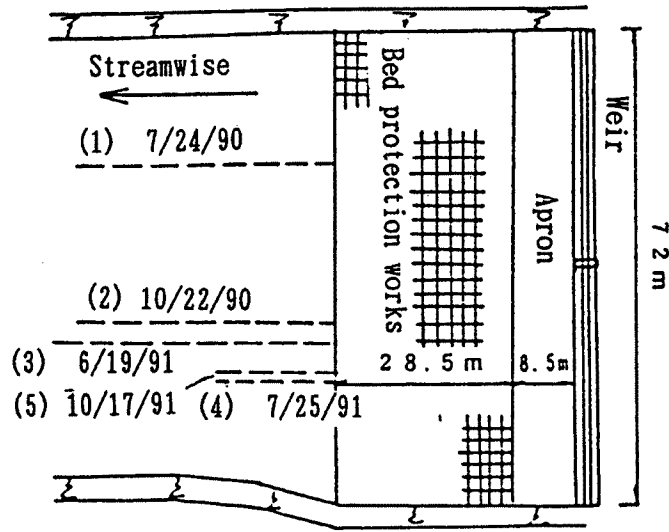


Fig. 17. Schematic view of observation point and longitudinal view of measuring line where maximum scouring occurred.

Table 2. Observational results for maximum scour depth

Observation Number	Observation Data	Maximum Scour Depth Z_{mf} (cm)	Maximum Scour Depth Ratio Z_{mf}/Z_{me}
1	7/24/90	63	27.4
2	10/22/90	44	19.1
3	6/19/91	58	25.2
4	7/25/91	57	24.8
5	10/17/91	55	23.9

Z_{me} : Experimental value for maximum scour depth (=2.3 cm)

SET 4) による護床工下流部 (平均河床勾配約 1/200) の縦横断測量を行った。また、第 4 回の観測では、プライス音響式流速計 (金剛測量器械, Model-A 936) を用いて、最大洗掘穴内の流速分布を測定した。現地の河床材料は、Fig. 18 に示すような代表的粒度分布をもつ砂礫混合物 (中央粒径 $d_m = 3$ cm) である。観測地点より 1 km 下流の水位観測所のデータから推定した 1990 年および 1991 年の日平均流量ハイドログラフを Fig. 19 に示す。流域面積が小さく流域内に森林が少ないため流量の立ち上がりは速くピークの継続時間は短い。観測期間中の最大日平均流量は 1990 年 9 月 18 日の $230 \text{ m}^3/\text{s}$ であって、河床材料の中央粒径の砂が移動する限界流量 $Q_c = 43 \text{ m}^3/\text{s}$ (等流状態での摩擦速度が、粒径から求めた限界摩擦速度と一致するときの流量) を越える出水は、期間中に 9 度生

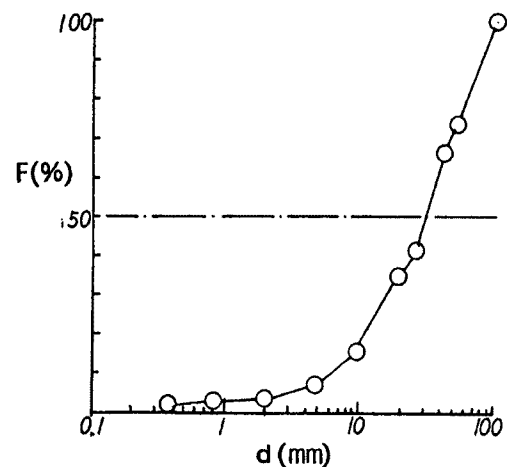
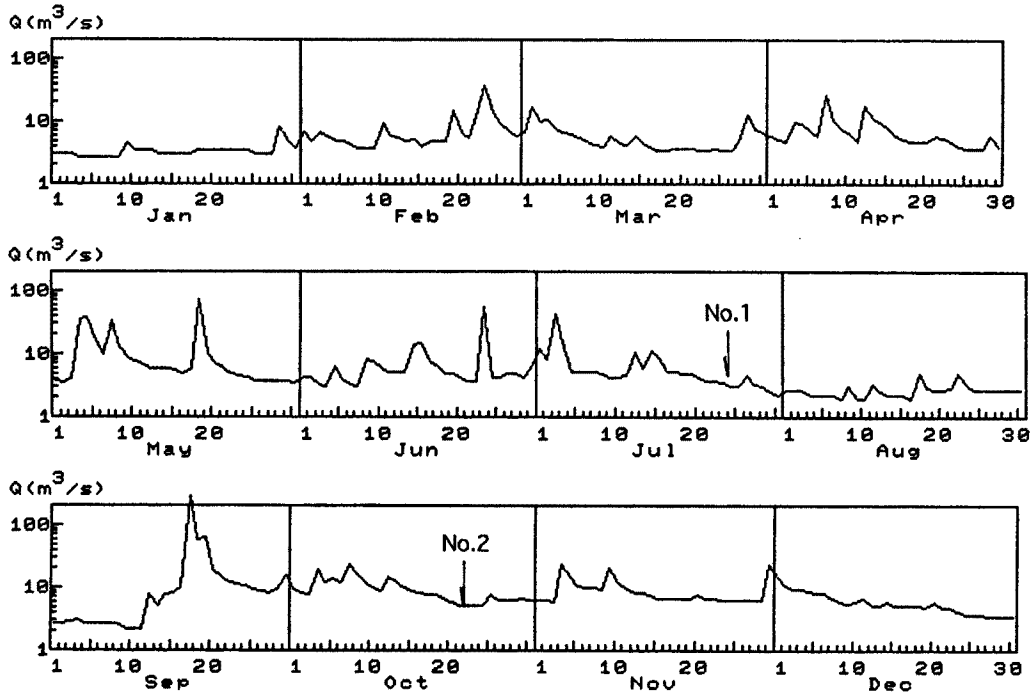
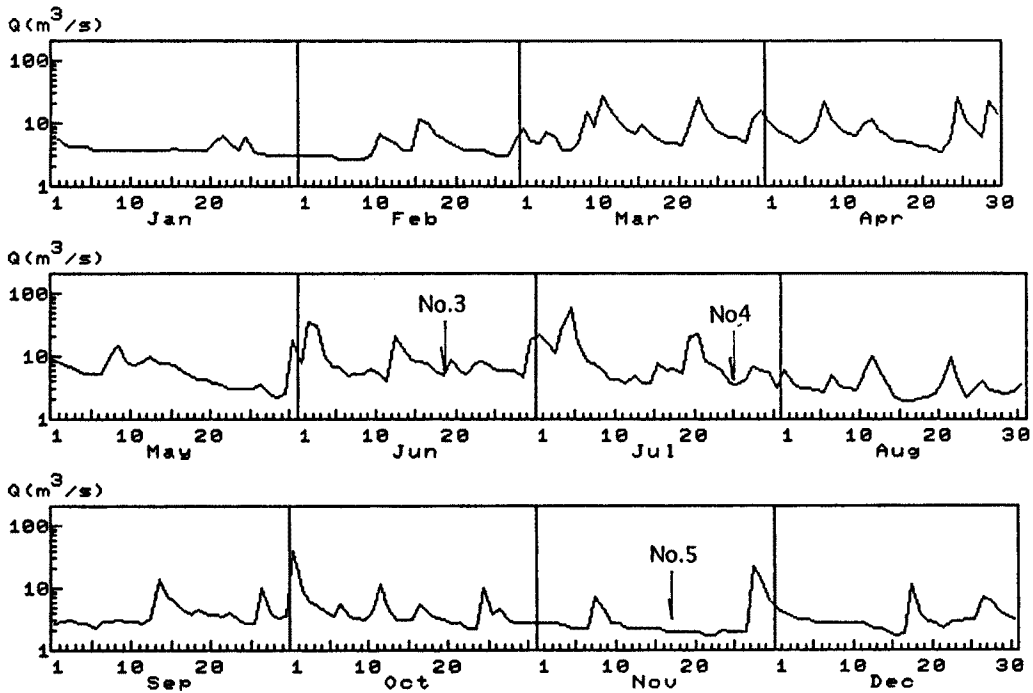


Fig. 18. Grain size distribution of sampled at observation site.



(a) 1990



(b) 1991

Fig. 19. Hydrograph at observation site in 1990 and 1991.

起している。しかし、Fig. 19 からわかるように5回の調査はいずれも低水時（流量 $2 \sim 8 \text{ m}^3/\text{s}$ ）に行われたものであって、洗掘穴の表面は、直径 10 cm を越える石で覆われていて流砂は存在しておらず、観測された河床形状はそれ以前の洪水によるものであると思われる。

4.2 観測結果と実験結果との比較

Fig. 20 は、第4回の観測結果から河道中央部（ブロック4列分）の河床の横断形状の流下方向変化を示したものである。粗度要素間の測線上（ $Y/B_0 = 0.5, 1.5, 2.5$ および 3.5 ）では護床工下流部で深掘れが生じており、実験と同様な横断形状を示している。

Fig. 21 は、各観測において最大洗掘が生じた縦断線（Fig. 17 参照）上の河床形状を Fig. 7 と同様に無次元表示したものであって、平衡状態における Run F1 の実験結果も併記している。また、各観測における最大洗掘深 Z_{mf} と、その実験値 $Z_{me} (= 2.3 \text{ cm})$ に対する比を Table. 2 に示す。最深部の位置や洗掘形状は観測日によってばらつきはあるものの、同図ではほぼ相似な河床形が示されていると言えよう。実験結果と比較すれば、最大洗掘深の発生位置及び上流側斜面の形状はよく一致しているが、下流側斜面では実験結果とは異なり、 X/Z_m が10を越えるとその勾配が急激に緩やかになって非対称な形状を示している。これは、先述の洗掘穴内での粗粒化の進行と観測形状が上流からの給砂がない条件で行われた鈴木¹⁾の実験結果と類似していることからみ

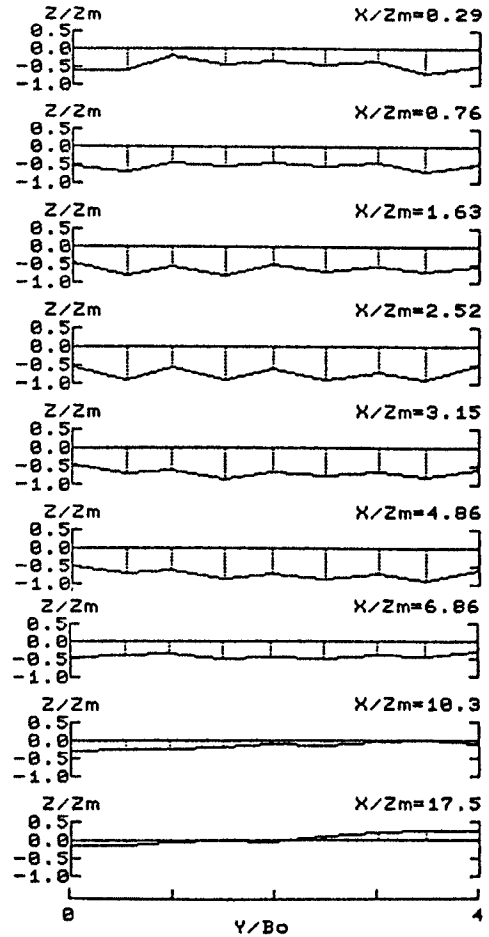


Fig. 20. Lateral bed profiles in field observation.

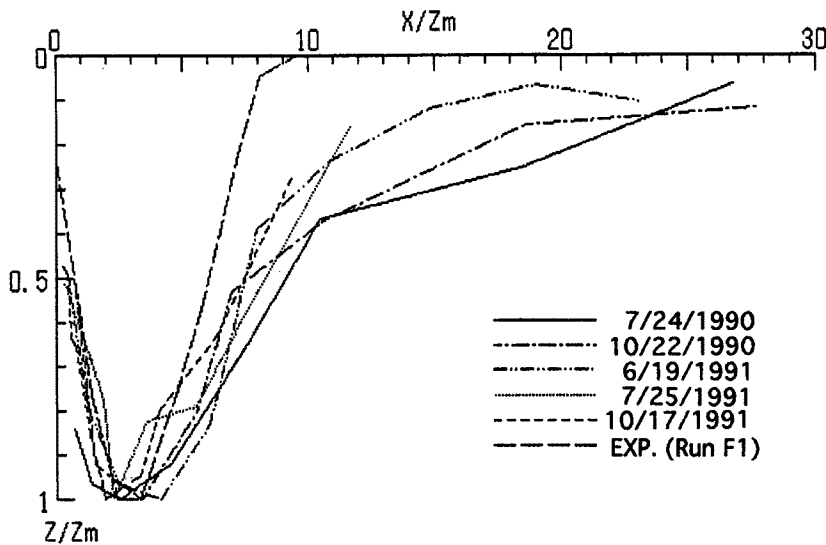


Fig. 21. Comparison of observational results with experimental ones for non-dimensional longitudinal bed profiles.

れば、上流部の堰によって土砂の供給が抑えられ、一方、細粒分が流送されて全体的な河床低下が生じたことによる可能性が高いと思われる。実験と現地での最大洗掘深 Z_m の比からフルード相似則によって洗掘穴形成時の単位幅流量 q を推定すれば、 $q = 0.7 \sim 1.1 \text{ m}^3/\text{m}/\text{s}$ であって、観測地点では年平均1~2回の割合で生起する洪水に対応する。このとき、河床材料はそのほとんどが移動状態にあると推定され、観測された河床形状は動的洗掘によって生じたものと考えられる。

Fig. 22 は、第4回の観測における洗掘穴内の流速分布を実験結果 (Run F1) と比較したものである。観測時の流量は洗掘穴形成時よりもかなり小さく、護床工の粗度要素は水面より露出し、下流の水位も護床工の基面高さと同レベルであった。このため、粗度変化点直下流の流れは、段落ち部で見られるような表面噴流に似た分布特性を示し、底面付近の流速は0に近く、洗掘穴下流斜面上では底面流速が徐々に回復して通常の対数分布に漸近している。洗掘形状に対する流量条件が異なるため実験結果との流れの相似性を直接議論することは難しいが、護床工基面よりも下方の鉛直分布形の流下方向変化は同一傾向を示している。今後、さらにこうした観測及び実験結果の比較検討を進めていけば現地における動的洗掘時の水理機構を推定するための手がかりが得られよう。

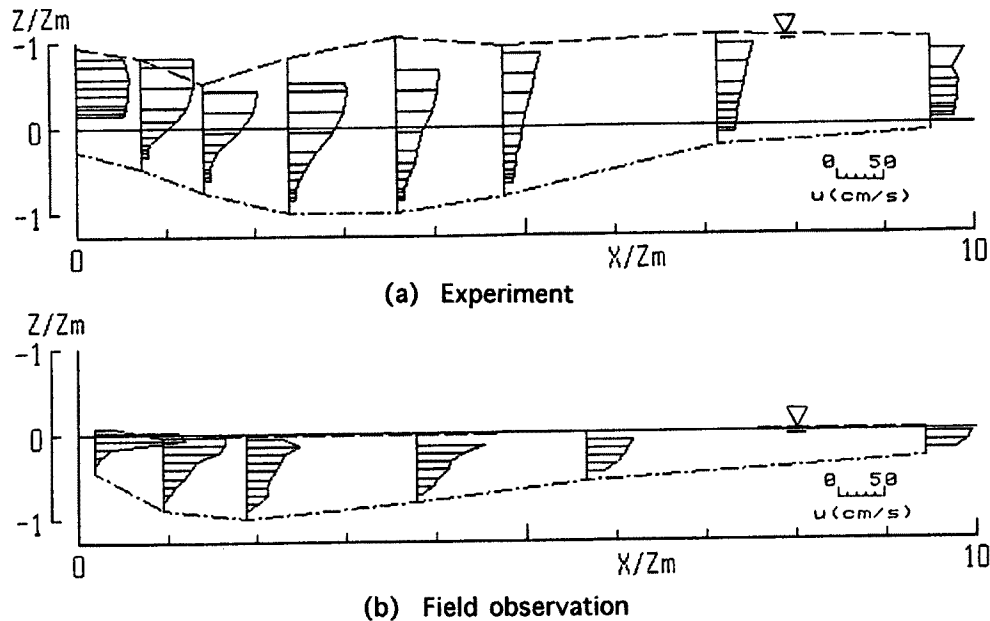


Fig. 22. Comparison of observational results with experimental ones for velocity distributions.

5. 結 論

本研究では、護床工下流部の局所洗掘に関して、イボ型護床ブロックの固定床から移動床へと底面粗度が急変する区間を対象として、静的及び動的洗掘過程の基礎実験と実験結果に基づいたモデルの数値解析、並びに実際の護床工下流における動的洗掘条件下の河床形状の実測と検討を行い、洗掘の進行過程と洗掘穴内の流れ特性を明らかにしようと試みた。得られた結果を要約すると以下のようである。

- 1) 護床工直下流の洗掘形状は、各ブロックの粗度要素突起間の延長上で深掘れが著しく、横断方向に凹凸のある3次元的な形状を示すが、縦断形状は時間的にはほぼ相似であって、最大洗掘深は粗度変化点からその3倍の距離で生じる。
- 2) 砂床上の摩擦速度は、初期状態では粗度変化点付近に最大値があって流下方向に漸減する。洗掘が進

行すると洗掘穴上流斜面上の摩擦速度が急激に減少し、その最大値は洗掘の最深部付近に現われる。最終平衡状態では、逆に粗度変化点直下流で最小値をとり流下方向に増加する。

3) 洗掘穴の横断形状を台形分布で近似し、その底面部分の二次元的な河床変動に関して、べき関数でモデル化した底面せん断応力分布を用いて非平衡の流砂の連続条件から数値的に求めた計算結果は、実測の洗掘の進行過程をかなり良く再現しており、護床工下流部の局所洗掘過程の推定に役立つものと考えられる。

4) 加古川水系万願寺川の西脇井堰護床工下流において、平水時および出水直後の詳細な河床測量の結果から、実験室で得られた3次元的な洗掘形状が現地でも形成されること、特に最大洗掘深を用いて無次元化した河床縦断形状の特徴が最大洗掘深の発生位置と上流斜面の勾配に関して実験結果とよく一致することが示された。また、現地における洗掘穴内の流速分布は、洗掘穴形成時とは流量条件が異なるものの、護床工基面よりも下方の流速鉛直分布の流下方向変化は、実験結果とほぼ同一の傾向を示す。

今後、さらに、流量・河床勾配・下流水深などの水理条件に対して、系統的に底面せん断応力を定式化するとともに、実河川におけるデータとの比較から、護床ブロックの効果及びその安定性に関して検討し、その合理的な設計指針を提案したい。

参 考 文 献

- 1) 鈴木幸一・道上正規・川津幸治：床固め直下流部の流れと局所洗掘について：第26回水理講演会論文集，1982，pp. 75-80.
- 2) 神田佳一・村本嘉雄・藤田裕一郎・大坪高：粗度急変流の水面形と遷移長について，水工学論文集，第34巻，1990，pp. 511-516.
- 3) 神田佳一・村本嘉雄・藤田裕一郎・矢田哲朗：開水路底面粗度急変部における乱れ特性と浮遊砂濃度の遷移過程，京都大学防災研究所年報，第32号，1989，pp. 619-639.
- 4) 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，土木学会論文報告集，第206号，1972，pp. 59-69.
- 5) Constantine V. Bellos・John G. Sakkas: 1-D Dam-Break Flood-Wave Propagation on Dry Bed, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 113, No.12, 1987, pp. 1510-1524.