

固定床及び移動床水路における貯水池決壊段波の流下過程

村本 嘉雄・大久保賢治・李 智遠・松井 俊文

DAM-BREAK FLOOD WAVE PROPAGATION IN RIGID AND MOVABLE BED FLUMES

By *Yoshio* MURAMOTO, *Kenji* OKUBO, *Ji-Won* LEE and *Toshifumi* MATSUI

Synopsis

Behavior of a flood wave caused by the instantaneous and complete collapse of a storage dam is examined by using prismatic channels with smooth and rough rigid beds, and with movable bed. The wave propagation in reservoirs is also dealt with. Equations of gradually varied unsteady flow and of movable bed variation with bed load are employed, and solved by the MacCormack numerical scheme.

The computed results for the rigid bed agreed qualitatively with the experimental ones regarding the effects of the initial storage depth, channel bed slope and bed roughness on the stage and velocity hydrographs. Modification of the bed roughness coefficient, however, would be needed to simulate accurately the whole process of wave-front advance and height attenuation. The computational and experimental results of stage hydrographs in the reservoirs coincided with each other for the downstream advance waves, but for the upstream ones, which have the smaller initial wave-height and propagate with the lower speed. Dam-break flows on the movable bed have a steep wave front, and their wave-height does not diminish monotonically, occasionally increasing in the cases of steep bed slope. The computed results of bed profile were similar to the experimental ones, but the local scour in the upstream reach was underestimated.

1. 緒 言

貯水池の決壊に伴う段波の河道伝播については、今世紀初頭より数多くの研究が行われており、特に近年では数値解析に基づく研究¹⁾が主流をなしている。しかし、固定床一様水路の単純な条件下でも、段波の初期伝播過程に対する漸変流近似の適用性が明らかでなく、また種々の河道条件下での実験的検証も十分に行われていない。とくに、移動床条件下での段波の伝播については研究成果がほとんどなく、実河川における段波の変形に対する流砂の影響や河床変動過程を予測する段階に至っていない。

本研究では、一様水路の固定床滑面の条件下で貯水池決壊段波の初期変形過程と伝播特性に注目して水面形と流速の変化特性を詳細に検討するとともに、漸変非定常流の基礎式を MacCormack の方法で数値解析し、実験結果との比較から適合性と問題点を明らかにする。また、貯水池に段波が流入する場合の伝播・変形過程について、貯水池が満水状態と、そうでない場合を対象として実験を行い、数値解析結果と比較する。一方、移動床水路で同様の実験を行い、段波の流下特性を固定床の場合と比較してその特徴を明らかにし、河床変動を伴う段波の伝播過程について数値解析を試みる。

2. 基礎式と数値解析法

2.1 基礎式

ここでは、水路幅一定の漸変非定常流の基礎式を用い、流速分布による運動量補正係数を1とすると、流れの連続式と運動方程式は次のように表される。

$$\partial h / \partial t + U \partial h / \partial x + h \partial U / \partial x = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$\partial U / \partial t + U \partial U / \partial x + g \partial h / \partial x = g(S_0 - S_f) \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 x : 水路床に沿う流下方向の距離、 t : 時間、 h : 水深、 U : 平均流速、 g : 重力加速度、 S_0 : 路床勾配、 S_f : 摩擦勾配である。 S_f は Manning の粗度係数 n を用いて次のように与えられる。

$$S_f = n^2 U^2 / h^{4/3} \dots\dots\dots (3)$$

(1), (2)式の保存系の表示は次のようになる。

$$\partial V / \partial t + \partial F(V) / \partial x = D(V) \dots\dots\dots (4)$$

$$V = \begin{bmatrix} h \\ hU \end{bmatrix} \dots\dots\dots (5)$$

$$F(V) = \begin{bmatrix} hU \\ hU^2 + gh^2/2 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (6)$$

$$D(V) = \begin{bmatrix} 0 \\ gh(S_0 - S_f) \end{bmatrix} \dots\dots\dots (7)$$

2.2 初期条件と境界条件

Fig. 1 に示すように初期水深 h_0 、延長 L の貯水池が瞬間的に全面決壊し、乾燥路床上を伝播する段波を対象とする。

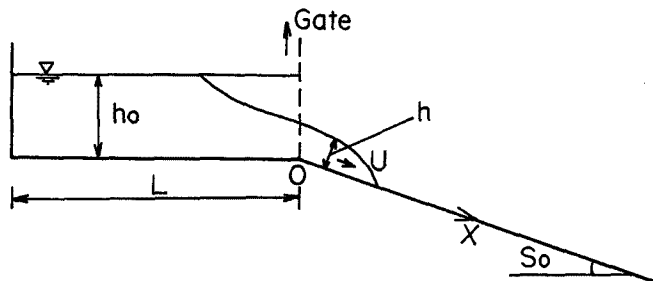


Fig. 1. Definition sketch.

初期条件は下流水路において

$$t=0; x \geq 0, h=0 \dots\dots\dots (8)$$

である。貯水池からの流出流量の時間的変化については、既往の研究²⁾で得られている近似解を用いると、境界条件は水路上流端 ($x=0$) において次のように表される。

$$0 < t \leq t_1; h = 4h_0/9, q = 8C_0 h_0/27, U = q/h = 2C_0/3 \dots\dots\dots (9)$$

$$t \geq t_1; h = (\sqrt{54}t_0/t + 2)^2 h_0/81, q = (\sqrt{54}t_0/t + 2)^3 C_0 h_0/729, U = (\sqrt{54}t_0/t + 2) C_0/9 \dots\dots (10)$$

ただし、 q : 単位幅流量、 $t_1 = (3/2)^{3/2} t_0 = 1.84 t_0$ 、 $t_0 = L/C_0$ 、 $C_0 = \sqrt{gh_0}$ である。

一方、水路下流端での境界条件は、段落ち部として限界流の条件

$$U = \sqrt{gh} \dots\dots\dots (11)$$

を用いる。

2.3 数値解析法

ここでは、保存則系の非定常流式、(4)～(7)式の数値解析法として MacCormack 法を用いる。MacCormack 法は 2 段階の陽解法であって、第 1 段階で 1 次精度の予測値を求め、第 2 段階で 2 次精度の値を求める方法で、予測子・修正子法の一つである。よく用いられる 2 段階 Lax-Wendroff 法と同じ手法であるが、格子点上の値だけでスキームをつくれるので境界条件を与え易い点に特徴がある。

MacCormack の数値解析法では、予測子段階と修正子段階にそれぞれ前進差分と後退差分を使用する方法とその逆の方法があるが、ここでは Bellos らの研究³⁾にならって前者の方法を用いる。

(4)～(7)式の差分式は以下ようになる。

予測子段階：

$$\tilde{h}_i^{n+1} = h_i^n - \lambda [(hU)_{i+1}^n - (hU)_i^n] \dots\dots\dots (12)$$

$$(\tilde{h}\tilde{U})_i^{n+1} = (hU)_i^n - \lambda [(hU^2 + gh^2/2)_{i+1}^n - (hU^2 + gh^2/2)_i^n] + g\Delta t(h(S_0 - S_f))_i^n \dots\dots\dots (13)$$

修正子段階：

$$h_i^{n+1} = [\tilde{h}_i^{n+1} + \tilde{h}_i^{n+1} - \lambda \{(\tilde{h}\tilde{U})_i^{n+1} - (\tilde{h}\tilde{U})_{i-1}^{n+1}\}] / 2 \dots\dots\dots (14)$$

$$(hU)_i^{n+1} = \{ (hU)_i^n + (\tilde{h}\tilde{U})_i^{n+1} - \lambda [(\tilde{h}\tilde{U}^2 + g\tilde{h}^2/2)_{i+1}^{n+1} - (\tilde{h}\tilde{U}^2 + g\tilde{h}^2/2)_{i-1}^{n+1}] + g\Delta t[\tilde{h}(S_0 - S_f)]_i^{n+1} \} / 2 \dots\dots\dots (15)$$

ここに、 Δt ：時間差分、 $\lambda = \Delta t / \Delta x$ 、 Δx ：空間差分である。また、 \sim は 1 次精度の予測値であり、各変量の添字 i 、 n は $x-t$ 平面上の格子点の座標で次のように表される。

$$\Delta x_i = (i-1)\Delta x; \quad i=1, 2, \dots \quad \Delta t_n = (n-1)\Delta t; \quad n=1, 2, \dots \dots\dots (16)$$

以上の (12)～(15)式に、前項で述べた初期条件と境界条件を用いれば、下流水路における段波の追跡計算ができる。しかし、貯水池決壊の前後で、水深が h_0 から $4h_0/9$ に不連続に変化すること、段波フロント部の水深 0 点では (3)式の $S_f = \infty$ になり、計算できないことなど、計算上の不都合を生じるので以下のような仮定を用いた。

- 1) 初期条件として、上流端で(9)式の Ritter の解を仮定し、計算の第 1 ステップ $t = \Delta t$ で、 $h = 4h_0/9$ 、 $U = 2C_0/3$ とする。
- 2) 上流端を除く下流水路では初期に微小水深 h_{00} が存在し、流速は 0 と考える。すなわち、
 $t = \Delta t; h_{00} = \alpha_1 h_0 \quad (\alpha_1 = 0.00505), \quad U_{00} = 0 \dots\dots\dots (17)$
- 3) 計算の途中で $h < \alpha_2 h_0$ ($\alpha_2 = 0.005$) になるときは、 $U = 0$ とおいて計算を進める。
- 4) 3) の方法を用いても、 h_0 が大きく、勾配が急で、粗度係数が小さい条件では段波のフロント部で計算の不安定が生じる場合があった。そのため、ある限界のフルード数 F_{rc} 以上の流れになる場合には、粗度係数 n を便宜的に N_r 倍することによって不安定を避けた。本研究の実験条件に対する計算では、 $F_{rc} = 4$ 、 $N_r = 2$ を用いている。なお、この仮定を用いた計算ステップの全体に対する比率は、 $S_0 = 1/10$ の条件では 1% を越える場合もあったが、 $S_0 = 1/100$ および $1/500$ の条件では 0.7% 以下であって、多くの場合その比率は 0 であった。
- 5) 上流端の境界条件で $t \geq t_1$ における (10)式は、 $t \rightarrow \infty$ で $h = 4h_0/81$ 、 $U = 2C_0/9$ に漸近するため、次の条件を仮定した。

$$\sqrt{54}t_0/t + 2 < 4, \quad \text{すなわち } t > \sqrt{54}t_0/2 \quad (= 3.67 t_0) \text{ で}$$

$$h(t + \Delta t) = \{Lh(t) - U(t)h(t)\Delta t\}/L, \quad U(t) = \sqrt{gh(t)} \dots\dots\dots (18)$$

2.4 計算の安定性と分散性の検討

数値計算では、時間差分と空間差分による計算の不安定性、散逸性、分散性などが問題になる。このうち、散逸性については、MacCormack 法のような 2 次精度の計算法では、一段階差分法や特性曲線法に比して、影響が少ないといわれているので、不安定性と分散性についてのべる。

まず、数値解の安定条件については、MacCormack 法の場合も次の Courant-Friedrichs-Lewy

(CFL) 条件が近似的に適用できるとされている。

$$\Delta t \leq K \Delta x / \max(|U| + C) \dots\dots\dots (19)$$

Bellosら³⁾は、 $K = 0.80$ で最適な数値解が得られるとしており、 Δx を一定として計算段階毎に (19) 式を満足する Δt を求める方法を用いている。しかし、この方法では所定の時刻の波形を求めるのは難しいので、ここでは、 $\Delta x, \Delta t$ を一定とした計算法を用い、 $|U| = \sqrt{gh_0}$, $C = \sqrt{4gh_0/9}$ とおいて、

$$\Delta t = 3K \Delta x / 5\sqrt{gh_0} = 0.48 \Delta x / \sqrt{gh_0} \dots\dots\dots (20)$$

から $\Delta x, \Delta t$ の目安を得た。

本実験条件の計算では、 $\Delta x = 0.1$ m, $h_0 = 4 \sim 16$ cm に対して (20) 式より、 $\Delta t = 0.07 \sim 0.04$ sec となる。従って、 $\Delta x = 0.1$ m, $\Delta t = 0.05$ sec を用いたが、 $S_0 = 1/10$ の場合の一部を除いて安定な計算結果を得た。また、後述する移動床の計算では $\Delta x = 0.05$ m, $\Delta t = 0.025$ sec の差分格子を用いている。

一方、差分格子の大きさの影響をみるために、 $\Delta x = 0.1$ m, $\Delta t = 0.05$ sec による計算結果と $\Delta x = 0.01$ m, $\Delta t = 0.005$ sec のそれとを比較した一例を示すと、それぞれ Fig. 2 の最上図と中央図のようになる。

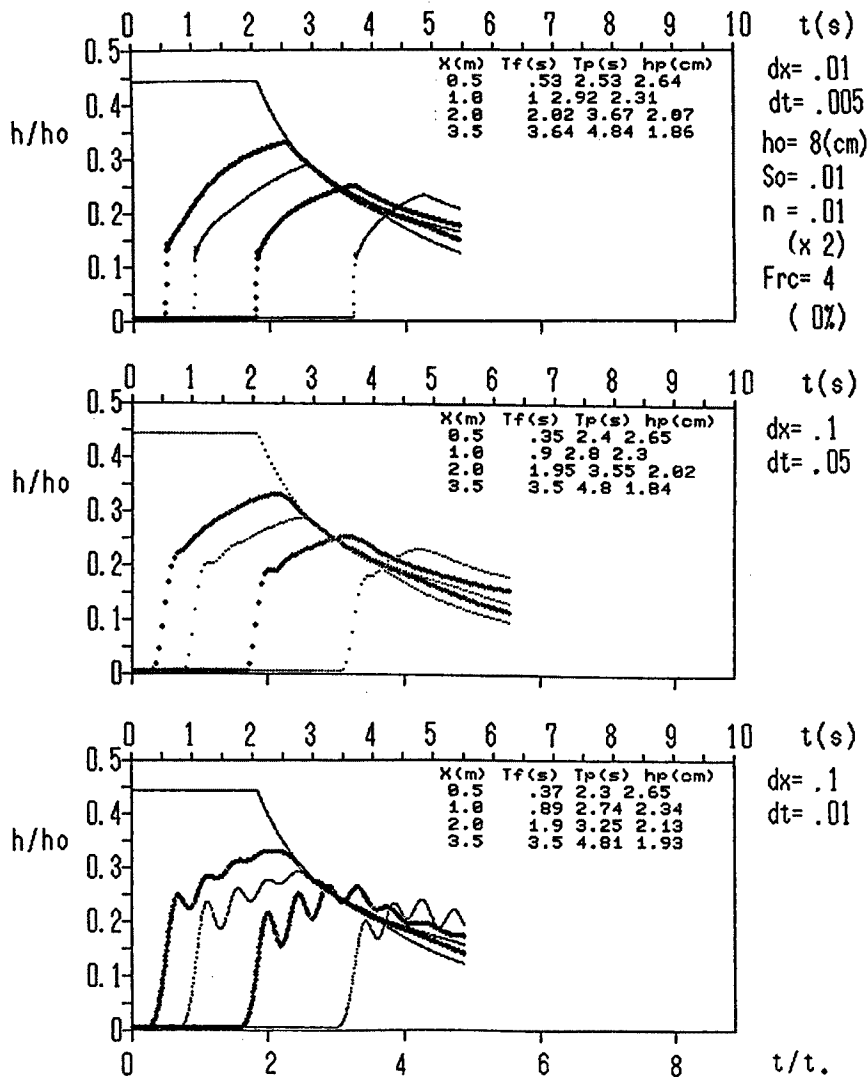


Fig. 2. The computed results of water depth hydrograph by using different space and time increments, Δx and Δt .

段波の立ち上がり部の波形が Δx の大きい場合には急激になり、フロント部の到達時間 T_f が少し早くなっている。しかし、その影響は $x > 1$ m 以降では無視できるオーダーであって、ピークの到達時間 T_p と最大水深 h_p の値についても数パーセント以下の差しかみられない。なお、計算時間は約 100 倍異なる。

次に、計算値の分散性については、従来あまり指摘されていないが、段波のような急激な波形変化の場合には、フロント部で発生し易く、一度発生すると流下とともに波動の振幅を増大させる。これは CFL 条件を満足していても、 Δx に比して Δt を小さくとると著しくなる。Fig. 2 の最下図は、 $\Delta x = 0.1$ m, $\Delta t = 0.01$ sec を用いた計算結果であるが、周期 1/2sec 程度の波動が顕著になっている。さらに Δt を短くすると下流地点での振動が増大し、計算不能となる。こうした分散性は、CFL 条件に近い Δt , Δx を用いると避けられるようであるが、その基準は不明である。

3. 固定床水路及び貯水池における段波の流下過程

3.1 実験の概要

用いた実験水路と計測機器の配置の概要を Fig. 3 に示す。水路部は、長さ 4.0 m、幅 0.1 m、深さ 0.25 m の長方形断面の直線水路であり、水路の上流部に同じ断面で長さ 1.0 m の貯水池（貯水槽）が設置されている。貯水池と水路はゲートで区切られていて、いずれの部分もアクリル製の滑面である。

乾燥路床の条件では、滑面 (SB) と粗面 (RB) の 2 種類を用い、後者では平均粒径 0.85 mm の一様砂を張り付けたアクリル板を路床に設置した。路床勾配は、滑面では $S_0 = 1/500$ 、粗面では $S_0 = 1/500$ と $1/100$ である。一方、水路部を貯水池とした条件 (RB-DR) では $S_0 = 1/100$ の粗面水路の下流端に高さ約 5 cm の堰を設置して水路内に水を張った。

計測は、Fig. 3 の $G_0 \sim G_4$ および $V_1 \sim V_3$ の断面でそれぞれ水深、流速の測定を行った。水深の計測には容量式波高計を、流速の計測には高流速用超小型プロベラ流速計を用い、波高計及び流速計から送られてくる電圧値を AD ボードを介してパソコンに取り込むとともに、ペンレコーダーに記録させた。また、水面形の観測と波高計記録の検定を行うために、ゲート付近及び水路中央部にモータードライブカメラを設置し、1 秒間に 5～6 コマの速さで撮影した。

実験は上流貯水池の瞬間全面決壊を想定し、貯水池内に所定的水深 h_0 を与えた後、ゲートを手で瞬間的に引き上げた。貯水池の初期水深は、 $h_0 = 16, 8, 4$ cm の 3 段階とした。ゲート決壊時刻 T_{01} は、測点 G_0 に負の段波が到達し、静水位から降下する時刻 T_1 より、 $T_{01} = T_1 - x_r / \sqrt{gh_0}$ (x_r : ゲートから G_0 までの距離) の関係を用いて求めた。 x_r の値は、固定床水路及び貯水池実験ではすべて $x_r = 10$ cm である。

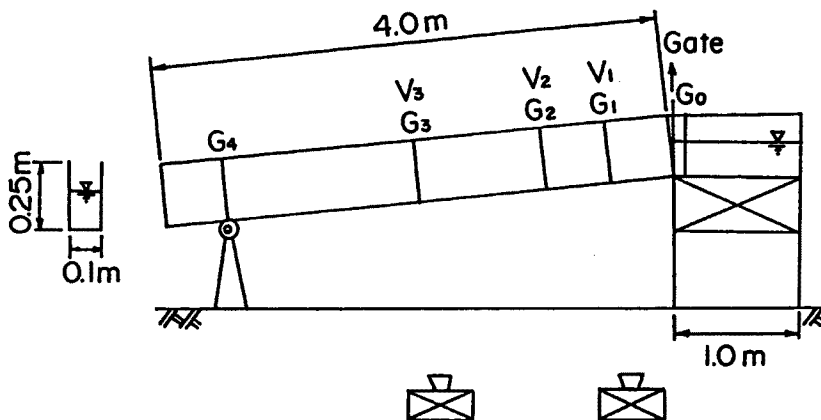


Fig. 3. Experimental setup (G : water stage gauge, V : current meter)

3.2 固定床水路における段波の流下過程

(1) 水深及び流速の時間的变化

水深と流速の時間的变化について、実験値と計算値の比較を行う。計算値としては、前章で述べたように $F_{rc}=4$ 、 $N_r=2$ に固定し、 n を変化させて検討した結果、 $n=0.005$ と $n=0.01$ の計算値が実験値に近いと考えられたので、以下ではこの二つの n 値に対する計算結果を用いる。

一例として、 $h_0=8$ cm、 $S_0=1/500$ の滑面水路の条件で、水深及び流速の時間的变化の計算値 ($n=0.01$) と実験値の比較を示すと Fig. 4 のようになる。水深 h は h_0 で、流速 u_5 (路床から5 mm高の流速) は $C_0 (= \sqrt{gh_0})$ でそれぞれ無次元化されている。なお、横軸は時間 t の他に $t_0 (=L/\sqrt{gh_0}; L=1$ m) で無次元化した時間が示されている。

水深の時間的变化を示す波形は計算値と実験値で類似している。すなわち、ピーク水深が流下方向に遷

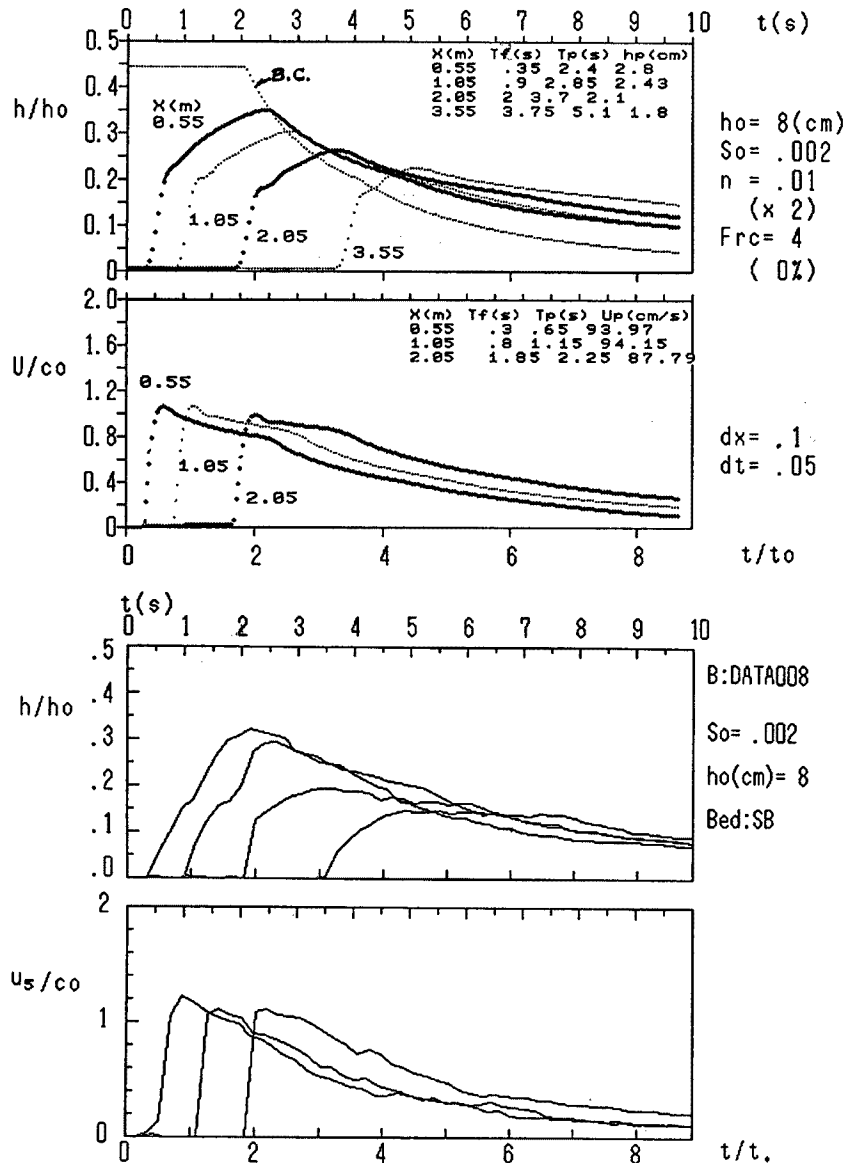


Fig. 4. Comparison of the computed results of h/h_0 and U/C_0 with the measured ones of h/h_0 and u_5/C_0 (velocity at the point of 5 mm above the bed).

減し、各測点の遞減曲線が重なる傾向が両者で対応しており、遞減勾配もほぼ一致している。一方、流速の時間的变化は、水深のそれに比べて立ち上がり急峻で三角形の波形をなして、この特徴が計算値と実験値で符合している。また、流速のピーク値も両者でほぼ一致しており、 h_0 が減少するにつれてそのピーク値は流下方向に減少するが、この特性も対応していた。しかし、計算値の断面平均流速 U と実験値の u_5 の関係については不明であるので、正確に比較することはできない。

次に、計算値の n による変化、ならびに実験値の滑面と粗面の違いを比較するために、 $h_0 = 16$ cm, $S_0 = 1/500$ の条件での水深の時間的变化を示すと Fig. 5 のようである。計算値の水深波形については、 $n = 0.005$ より $n = 0.01$ の方が立ち上がり時刻、ピーク水深の発生時刻ともに遅く、ピーク水深が大きい。

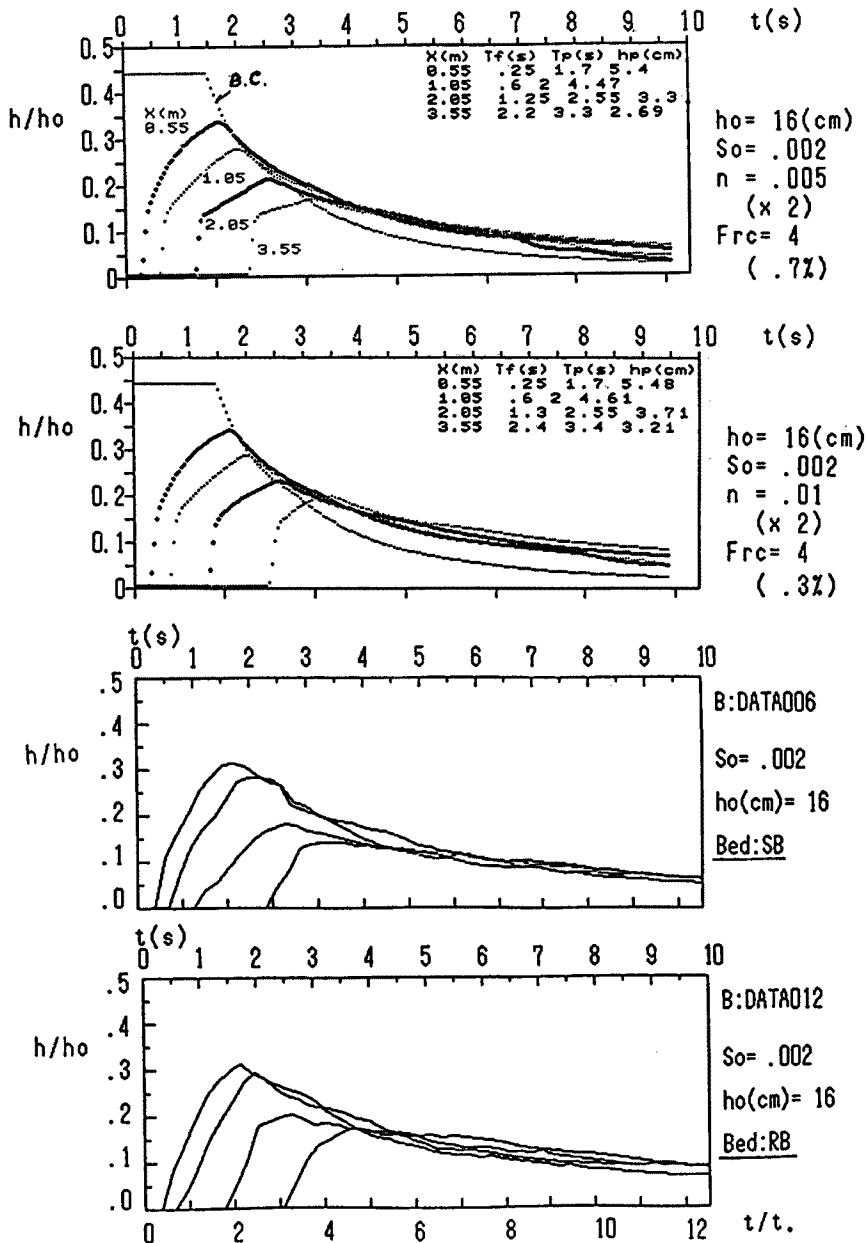


Fig. 5. The computed results of h/h_0 for different values of Manning's roughness coefficient, n , and the measured ones in the smooth and rough bed conditions.

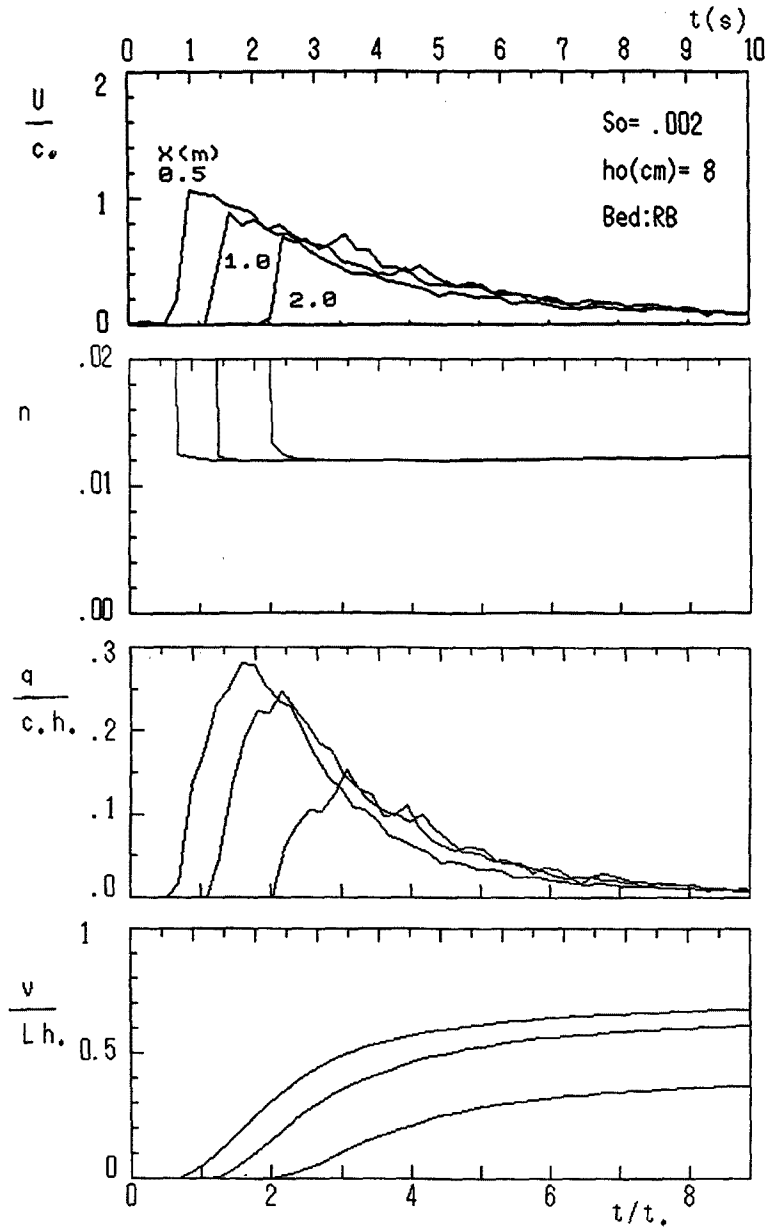


Fig. 6. Variation of U/C_0 , n , $q/C_0 h_0$ (discharge per unit width), and $v/L h_0$ (accumulated water volume) with time, which are computed from the measured values of u_s/C_0 .

一方、実験値については、立ち上がり時刻、ピーク水深の時刻ともに、滑面より粗面の方が遅く、逓減の仕方も遅れている。

以上のように、粗度及び貯水池初期水深の増加に伴う波形と伝播速度の変化の特徴は計算値と実験値で対応している。しかし、定量的には問題があって、波形の立ち上がり時点及びピーク水深とその発生時点については必ずしも一致しておらず、これらの特性量の検討を(3)で行う。

(2) 粗面水路における水理諸量の推算

流速 u_s の実験値を用い、流速分布に対数則(相当粗度: 粒径 d)を仮定して、摩擦速度、平均流速、粗度係数及び流量の計算を行った。Fig. 6に、一例として $S_0 = 1/500$ (RB), $h_0 = 8$ cmの条件での平均

流速 U/C_0 、Manning の粗度係数 n 、単位幅流量 $q/C_0 h_0$ 及び積算単位幅流量 v/Lh_0 の時間的变化を示す。 U は u_5 より若干小さいがほぼ同じ値になり、 n は立ち上がり部を除外すると、 $n = 0.012$ の一定値になっている。また、 $q/C_0 h_0$ の最大値は 0.28 で、Ritter の解より若干小さい値を示している。 v/Lh_0 の値は 1 に漸近するはずであるが、上流測点で 0.7 程度にとどまっておき、下流ではさらに小さい値になっている。他の実験条件についても、 v/Lh_0 の過小評価の傾向は同様であって、流速計の応答と流速分布について検討する必要がある。

(3) 水深変化の特性量の検討

(1) で述べた水深の時間変化について、数値解析結果と実験との対応を明確にするために、各測点におけるフロントの到達時間 T_f 、ピーク水深の発生時間 T_p 及び水深のピーク値 h_p の三つの指標に関して、計算値と実験値の比較を行った。

Fig. 7 は、 $h_0 = 16$ cm の条件で、 $S_0 = 1/500$ の滑面 (SB) 及び粗面 (RB) 水路における T_f 、 T_p の実験値 (T_{fo} 、 T_{po}) と計算値 (T_{fc} 、 T_{pc}) を比較したもので、計算値は $n = 0.005$ を仮定した場合 (上図) と $n = 0.01$ の場合 (下図) とに分けて示されている。一方、水深のピーク値に関して、同様に実験値 h_{po} と計算値 h_{pc} との比較を行うと Fig. 8 のようになる。

T_f と T_p の計算値は、 $n = 0.01$ の方が $n = 0.005$ より実験値に近い。しかし、両者の差は小さく、 T_f

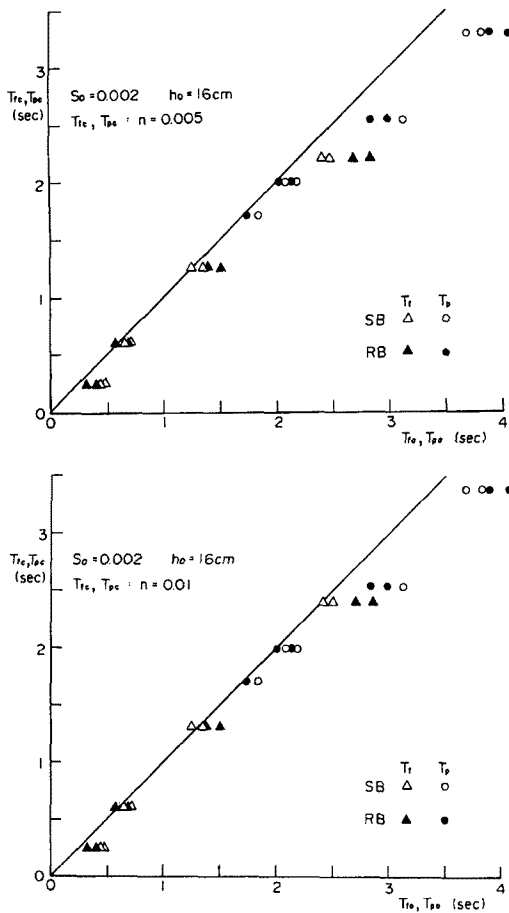


Fig. 7. Comparison of the computed values of propagation times, T_f (wave front) and T_p (peak water depth), with the measured ones.

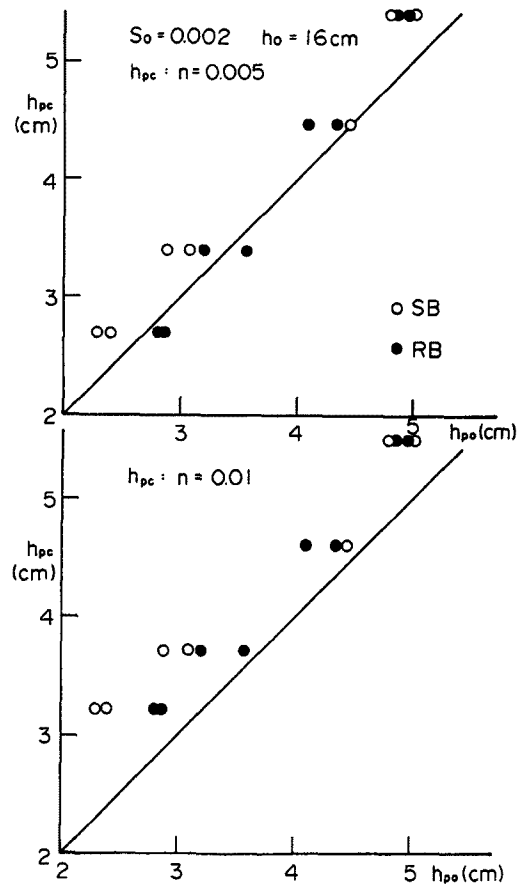


Fig. 8. Comparison of the computed values of peak water depth with the measured ones.

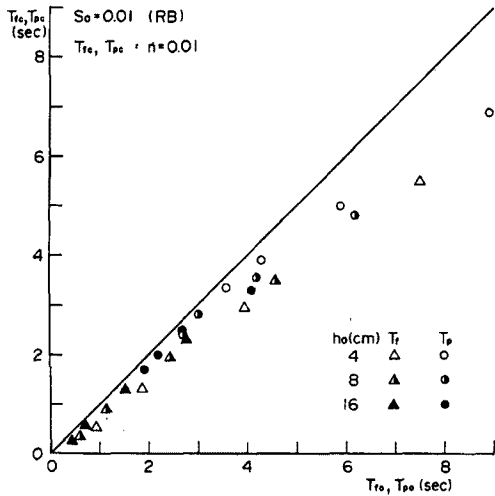


Fig. 9. Comparison of the computed values of T_r and T_p with the measured ones.

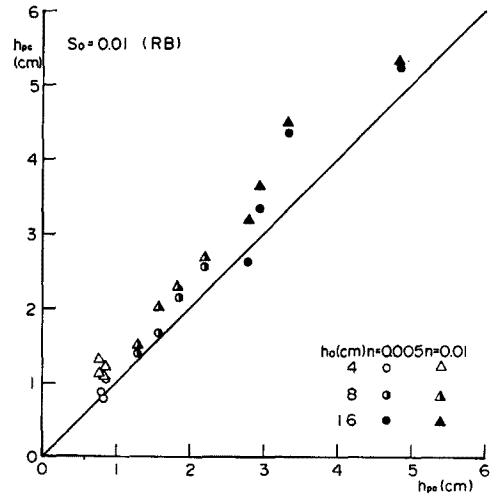


Fig. 10. Comparison of the computed values of peak water depth with the measured ones.

$T_p > 2.5$ sec の下流測点における実験値と適合させるためにはかなり大きな n の値を仮定する必要がある。一方、 h_p の計算値は、 $n = 0.005$ の方が実験値に近い傾向を示しているが、 $h_0 = 8, 4$ cm の下流測点では計算値が過大評価となった。このように、 T_r 、 T_p と h_p に適合する n の値が異なっており、特に下流地点での n 値の選定に問題がある。

次に、 $S_0 = 1/100$ の粗面水路で、 $h_0 = 16, 8, 4$ cm の各条件について同様の検討を行った結果を示すと、Fig. 9 及び Fig. 10 のようである。 T_r 、 T_p の計算値は、 $S_0 = 1/500$ の場合と同様に、 $n = 0.005$ より Fig. 9 に示した $n = 0.01$ の方が実験値との適合性が若干よいが、いずれの h_0 に対しても過小評価になっており、下流測点の実験値ほど計算値から離れる傾向にある。一方、 h_p の計算値は $n = 0.005$ の場合に実験値に近づくが、いずれの h_0 に対しても過大評価になっている。

以上のように、水深、流速の時間的変化に対する路床勾配、粗度及び貯水池の初期水深の影響は、実験と計算の結果は定性的には対応するが、段波のフロント、ピークなどの波形の特性量に注目すると正確に一致させることは難しい。この理由が漸変非定常流としての仮定に問題があるのか、数値解析法にあるのか不明であるが、さらに長水路での段波の伝播過程と流速分布特性に関する検討が必要である。

3.3 貯水池における段波の流下過程

(1) 水深、流速の時間的変化

貯水池における段波の伝播・変形特性を検討するために、上流端の開口ゲート断面での水深 $h_G = 0$ と $h_G = 1.3$ cm (満水位状態) の2種類の湛水条件を対象として実験と数値計算を行った。計算の方法は、2. で述べた数値解析方法と同様であって、水路部の初期条件と下流水路の境界条件のみ次のように変えた。

$$h(0, x) = h_G + 0.01x \dots\dots\dots (21)$$

$$U(t, 4) = \mu \sqrt{g(h - 0.053)}, \mu = 0.3 \dots\dots\dots (22)$$

本実験の h_0 の範囲では、 h_G の条件による現象の差は顕著でなかったため、Fig. 11 に、一例として $h_G = 1.3$ cm の条件で、 $h_0 = 8$ cm の場合における水深及び流速の時間的変化の計算値と実験値の比較を示す。なお、水深の変化は初期水深を基準として表されている。

まず、計算結果から段波の伝播変形過程の特徴をみると、段波はほぼ一定波高で流下し、下流端に達すると反射して、遡上波が発生し急激に水深が増大する。遡上波はその波高を維持しながら上流へ伝播し、

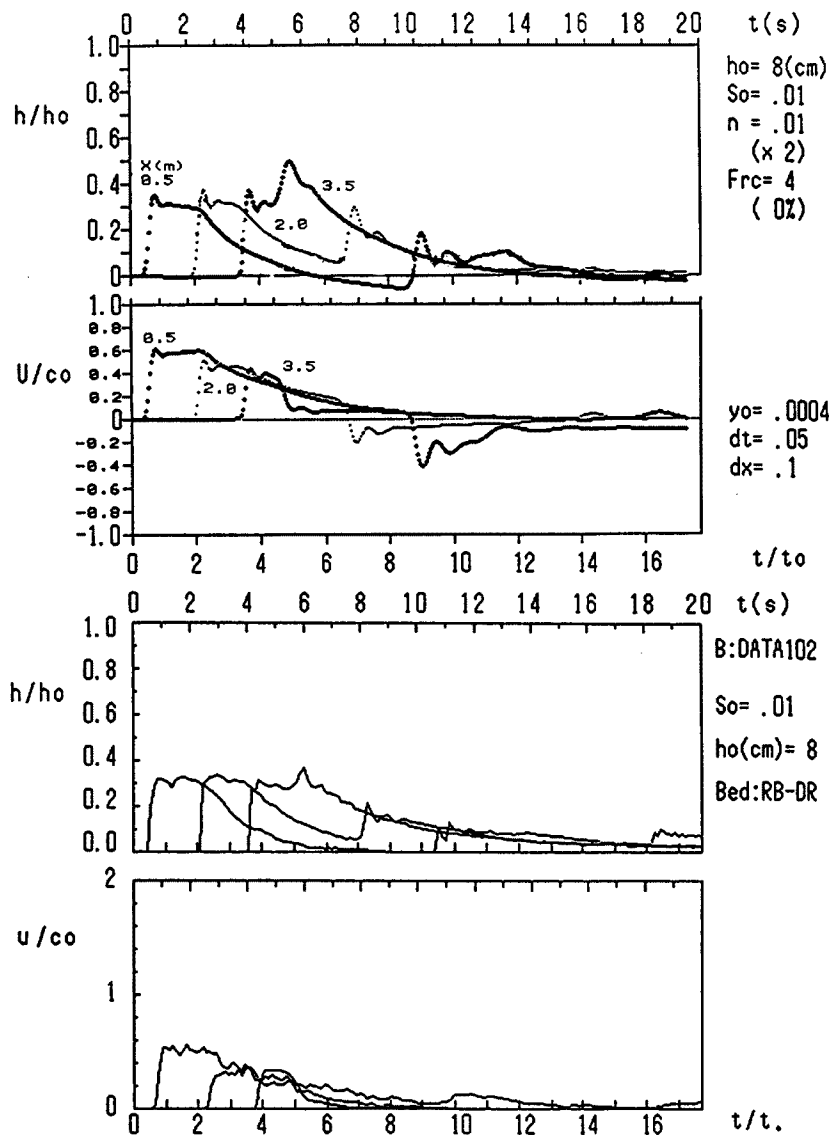


Fig. 11. Comparison of the computed results of h/h_0 and U/C_0 with the measured ones for the dam-break wave propagation in a reservoir.

上流端で反射して僅かに波高を増大させるが、すぐに流下方向に減衰する。

以上の段波の流下特性を実験結果でみると、進行波の特性は計算結果とほぼ対応しており、段波のフロントからピークにかけての波形の特徴も類似している。しかし、遡上波については、 $x = 3.5$ mの地点の波高の増大が計算値ほど急激でなく、実験値の波高のピーク値は計算値のその2/3程度にとどまっている。また、 $h_c = 0$ 、 $h_c = 1.3$ cmのいずれの場合も、計算値では h_0 が大きいほどピークの h/h_0 の値が大きくなるが、実験値では h_0 に関係なく h/h_0 のピーク値は一定していた。このように実験値では、発生初期の遡上波の波高が抑制され、その伝播速度も計算値より小さくなっている。

一方、流速については、流速計の位置が初期静水面付近にあって、平均流速を代表するか問題であるので計算値との正確な比較はできないが、両者の流速波形は類似している。また、 $h_c = 0$ の条件における進行波の流速が、 $h_c = 1.3$ cmの場合より大きく、減衰も小さい特徴も計算結果と対応していた。しかし、

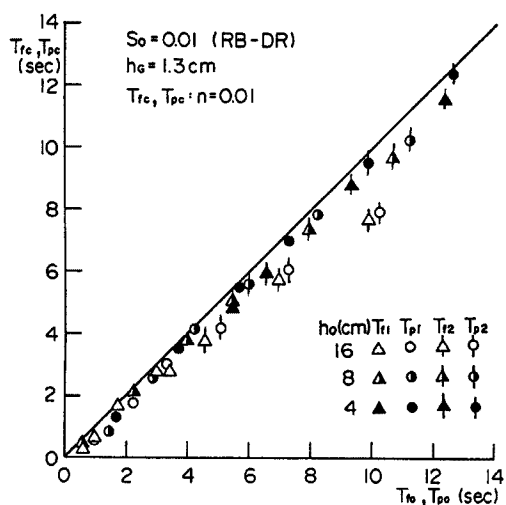


Fig. 12. Comparison of the computed values of T_f and T_p with the measured ones (subscripts 1 and 2 correspond to the downstream and upstream advance waves, respectively).

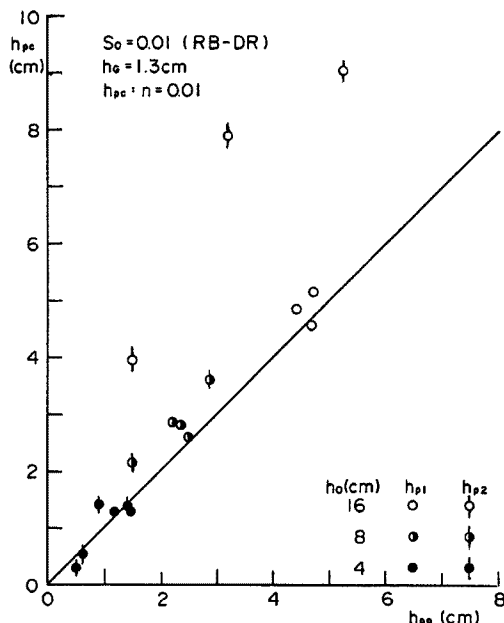


Fig. 13. Comparison of the computed values of peak water depth with the measured ones.

遡上波の計算結果にみられる負の流速値は、用いたプロベラ流速計が正逆型でないで実験結果ではいずれも正の値をとっており、低流速の場合には0の値になっている。

(2) 水深変化の特性量の検討

水深の時間的变化に関する計算値と実験値の差を明確にするために、3.2(3)と同様に段波のフロントとピークの特性量に注目して検討を行った。

$h_G = 1.3$ cmで、 $h_0 = 16, 8, 4$ cmの各条件に対するフロントとピークの伝播時間 T_f , T_p の実験値と計算値の比較を Fig. 12 に、ピーク水深 h_p の比較を Fig. 13 に示す。図中の記号で、添字1は段波の進行波の値を表しており、添字2は遡上波の値である。 T_f , T_p の計算値はいずれの h_0 についても実験値を下回っているが、初期の進行波については計算値と実験値の差は小さく、遡上波では最大20%程度の差が現れている。数値計算にはすべて $n = 0.01$ を用いているが、この水路湛水条件では n 値の変化は計算結果に影響しなく、 h_0 の増加とともに実験値との差が大きくなっているため、過小評価の原因は漸変流近似にあると考えられる。

一方、 h_p についてみると、 $h_0 = 4$ cmに対しては進行波、遡上波ともに計算値と実験値がほぼ一致しており、 $h_0 = 8, 16$ cmの場合の進行波についても、実験と計算結果の差は小さい。しかし、 h_0 の大きい条件での遡上波の計算値と実験値の差は顕著であって、 $h_0 = 16$ cmの場合の計算値は1.5~2倍程度の過大評価となっている。

以上のように貯水池における段波の流下過程で、進行波については計算と実験の結果がほぼ対応するが、 h_0 の大きい条件で発生する遡上波については漸変流近似に基づく追跡計算ができないことが示された。今後、下流端における進行波の反射条件と遡上波への移行過程を明らかにするために、下流端付近に注目した詳細な検討を行う必要がある。

4. 移動床水路における段波の流下過程

4.1 実験条件と実験方法

移動床の材料としては、軽量骨材（メサライト：平均粒径 $d = 4.06 \text{ mm}$ ，比重 $\sigma/\rho = 1.99$ ）と一様砂（ $d = 0.85 \text{ mm}$ ， $\sigma/\rho = 2.65$ ）の2種類を用いた。路床勾配は前者では、 $S_0 = 1/10, 1/100, 1/500$ ，後者では $S_0 = 1/10, 1/100$ であって、 $h_0 = 4, 8, 16 \text{ cm}$ の各条件で、固定床の場合と同様な全断面の瞬間決壊実験を行った。

各実験条件に対する河床状態の目安を得るために、Garde-Ranga・Rajuの小規模河床形態区分図による検討を行った。この区分図では、等流状態の水深 h を推定する必要があるが、流量に Ritter の式、平均流速に Manning 式と対数則を仮定して n と h の推算を行い、Garde-Ranga・Rajuの領域区分図で実験条件を検討すると Fig. 14 のようになる。Fig. 14 より、No Motion を除くと軽量骨材の実験は Transition から Antidunes，一様砂の実験は Transition から Ripples & Dunes の領域に入っていることが分かる。Ritter の式と等流条件の仮定に問題があるので、実際の非常流実験との比較は正確にはできないが、軽量骨材の実験で、 $S_0 = 1/10$ では Antidune が発生しており、 $S_0 = 1/100$ は Flat Bed に近く、 $1/500$ は No Motion の状態であった。また、一様砂の実験では、 $S_0 = 1/500$ では No Motion に近い状態であり、 $S_0 = 1/100$ では Flat Bed であった。

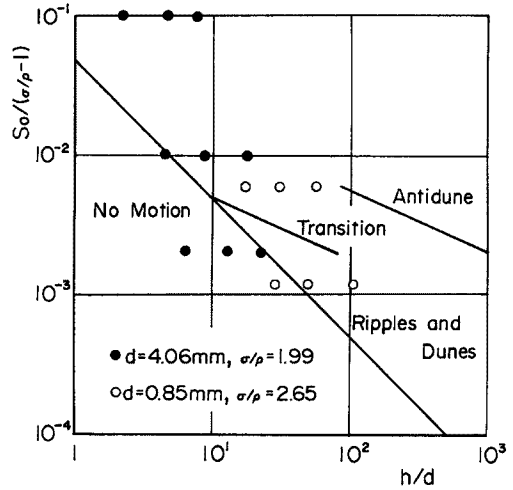


Fig. 14. The estimated channel bed configuration for experimental conditions by the Garde-Ranga・Raju criteria.

次に、実験方法について述べる。Fig. 3 に示した水路に河床材料を厚さ 5 cm で敷き、上、下流端に砂止めを置いて、河床を水で飽和状態にした後、初期河床高の測定を行った。次に、3.1 と同様の方法で段波の発生実験を行い、通水終了後に河床高と流出土砂量を測定した。通水中の計測は波高計による水深測定と写真測定であって、波高計の位置 (Fig. 3) は、 G_0 のみ $x_r = 30 \text{ cm}$ に移動し、 $G_1 \sim G_4$ は路床に接して砂層内に設置した。なお、軽量骨材の実験では VTR 測定も併用し、波高計記録との照合を行った。

4.2 水深の時間的変化と河床変動の検討

(1) 水深の時間的変化

まず、移動床水路における水深の時間的変化の特徴を検討するために、固定床粗面水路の実験との比較を行う。Fig. 15 は、一様砂の $S_0 = 1/500$ の実験で、 $h_0 = 16 \text{ cm}$ と $h_0 = 8 \text{ cm}$ の条件における固定床粗面 (RB) と移動床水路 (MB) の水深変化を示したものである。これらの図にみられる特徴を要約すると次のようである。

1) 移動床では、何れの h_0 の条件についても、固定床に比して段波のフロントの立ち上がりが急激である。Fig. 16 に写真測定による水面形が示されているが、固定床と移動床における段波フロント部の差異が分かる。

2) 固定床の場合はピーク水深の遞減が顕著であるが、移動床では単調な遞減特性を示さず、 $h_0 = 8 \text{ cm}$ の場合には流下方向にピークが増大する傾向もみられる。

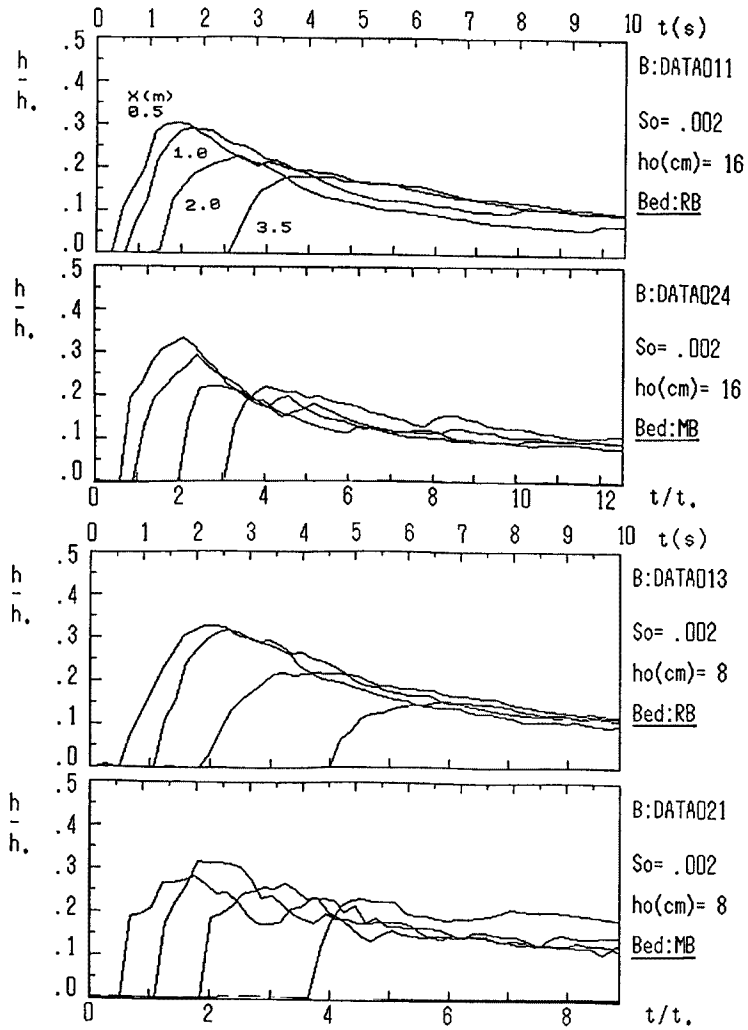


Fig. 15. Comparison of water depth hydrographs in the rough bed (RB) and movable bed (MB) conditions.

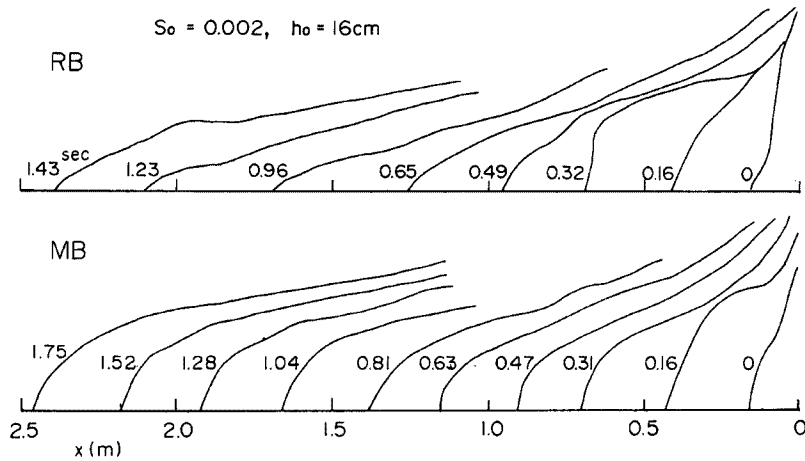


Fig. 16. Comparison of water surface profiles measured in a rigid bed with those in a movable bed.

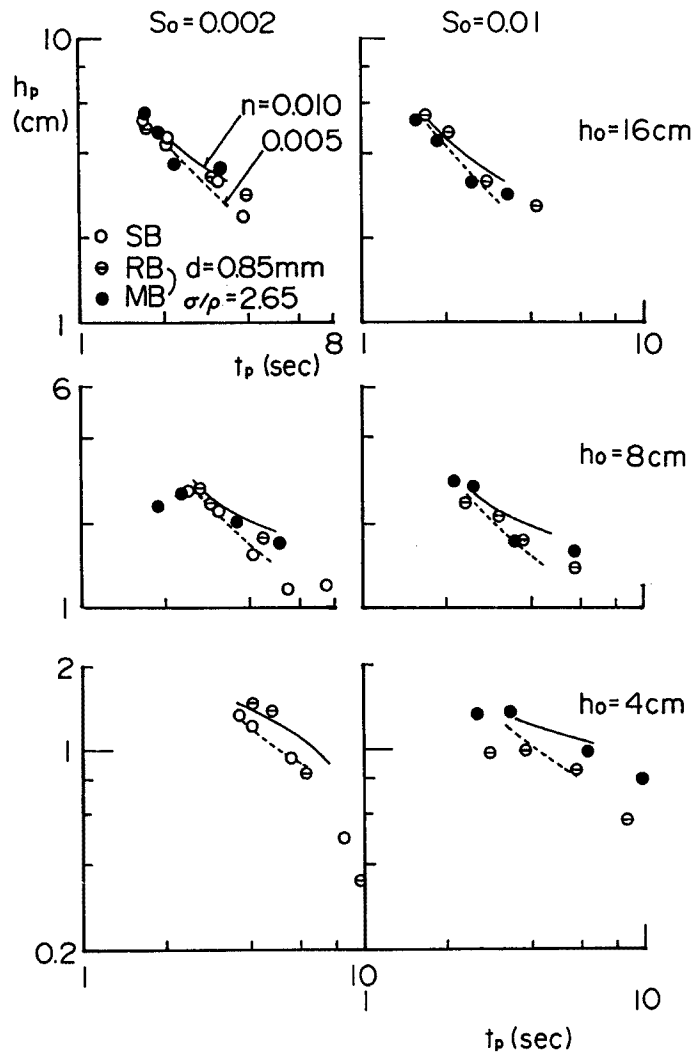


Fig. 17. Comparison of the computed results of diminishing process of peak water depth (h_p-t_p relation) with the measured ones.

3) 移動床のフロントの立ち上がり時刻およびピークの発生時刻は、固定床のそれらより遅れている。しかし、ピーク水深については両者の差は少なく、遞減特性も類似している。

以上の特徴は、軽量骨材を用いた実験でも共通しており、とくに路床勾配の大きい場合に顕著であった。次にこの特徴を検討するために、ピーク水深の遞減特性 ($h_p \sim t_p$ の関係) を一様砂と軽量骨材を用いた実験について示すと、それぞれ Fig. 17, Fig. 18 のようになる。図中には、滑面 (SB) 及びそれぞれの移動床材料を用いた粗面 (RB) の実験値と、 n を数段階変えた計算値も示されている。

Fig. 17 では、何れの路床条件の実験値も $n = 0.005$ と 0.01 の計算結果に近い遞減特性を示しているが、移動床の場合は h_0 が小さくなるにつれて n の大きい計算値に近づいている。また、 $S_0 = 1/100$ で $h_0 = 4$ cm の場合は $x = 0.5 \sim 1.0$ m の間でピーク値が少し増大したのち遞減している。一方、Fig. 18 の $S_0 = 1/500$ と $1/100$ の実験値は、 $n = 0.01$ と 0.02 の計算値に近く、 $S_0 = 1/10$ ではさらに大きい n 値の計算結果に対応し、移動床で h_0 が減少するにつれてその傾向が顕著である。また、 $S_0 = 1/10$ の $h_0 = 8$ cm と 4 cm の条件では、ピーク水深が流下方向に増大する特徴がさらに顕著であって、最下流の測点で最大水

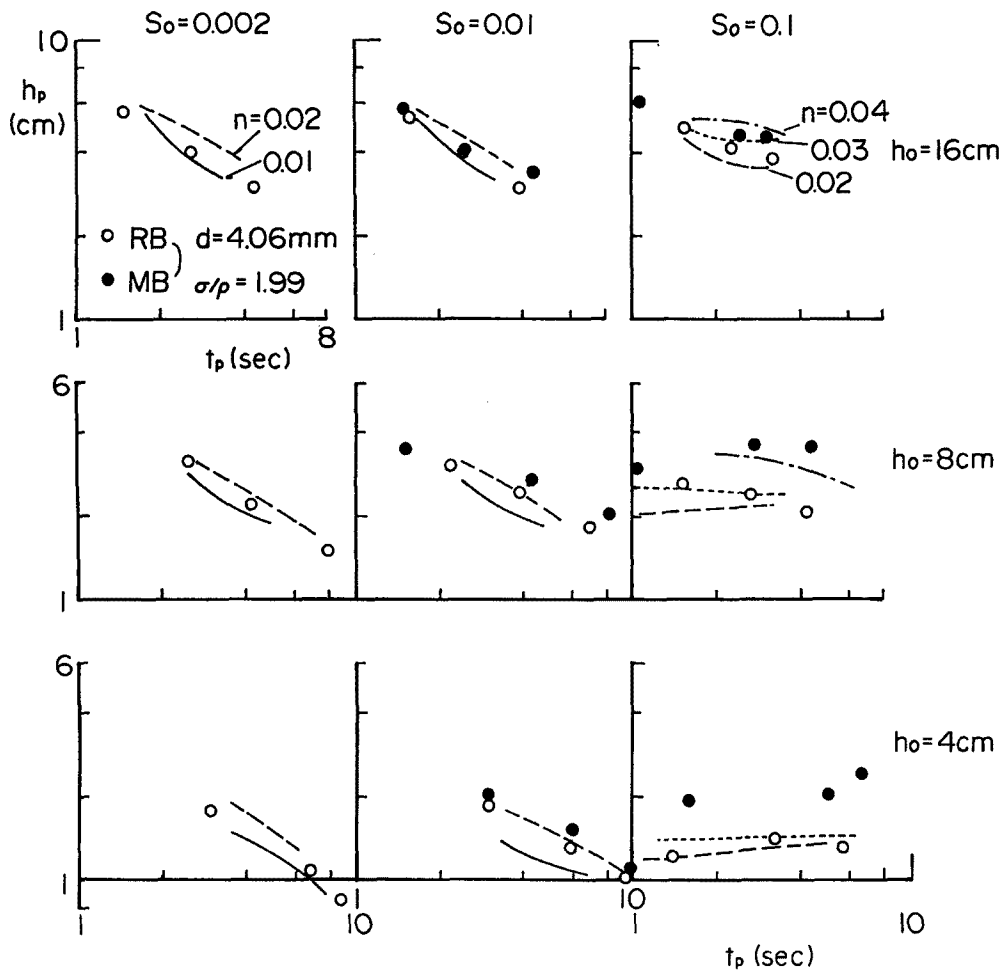


Fig. 18. Comparison of the computed results of diminishing process of peak water depth (h_p-t_p relation) with the measured ones.

深を示している。

(2) 河床変動の検討

漸変非定常流の基礎式に、河床変動の基礎式を連立させて数値解析を試みた。河床変動の式としては、流砂の連続式

$$(1-\lambda)\partial z/\partial t + \partial q_B/\partial x = 0 \quad \dots\dots\dots (23)$$

と芦田・道上の流砂量式

$$q_B = 17 \{u_{*c}^3/(\sigma/\rho - 1)g\} \{1 - (u_{*c}/u_{*e})^2\} (1 - u_{*c}/u_{*e}) \quad \dots\dots\dots (24)$$

を用いた。ここに、 z : 河床高, q_B : 単位幅流量, λ : 砂の空隙率, u_{*c} : 移動限界摩擦速度, u_{*e} : 有効摩擦速度であって, u_{*c} と u_{*e} を次の各式から求めた。

$$u_{*c} = \sqrt{0.05(\sigma/\rho - 1)gd} \quad \dots\dots\dots (25)$$

$$u/u_{*e} = 5.75 \log_{10} [h/d \{1 + 2u_{*c}^2/(\sigma/\rho - 1)gd\}] + 6.0 \quad \dots\dots\dots (26)$$

また, u_* は摩擦勾配 S_f を用いて

$$u_* = \sqrt{ghS_f} \quad \dots\dots\dots (27)$$

と表し, さらに (2) 式の運動方程式の S_0 を $S_0 - \partial z/\partial x$ に置きかえて, 河床変動と関係づけた。

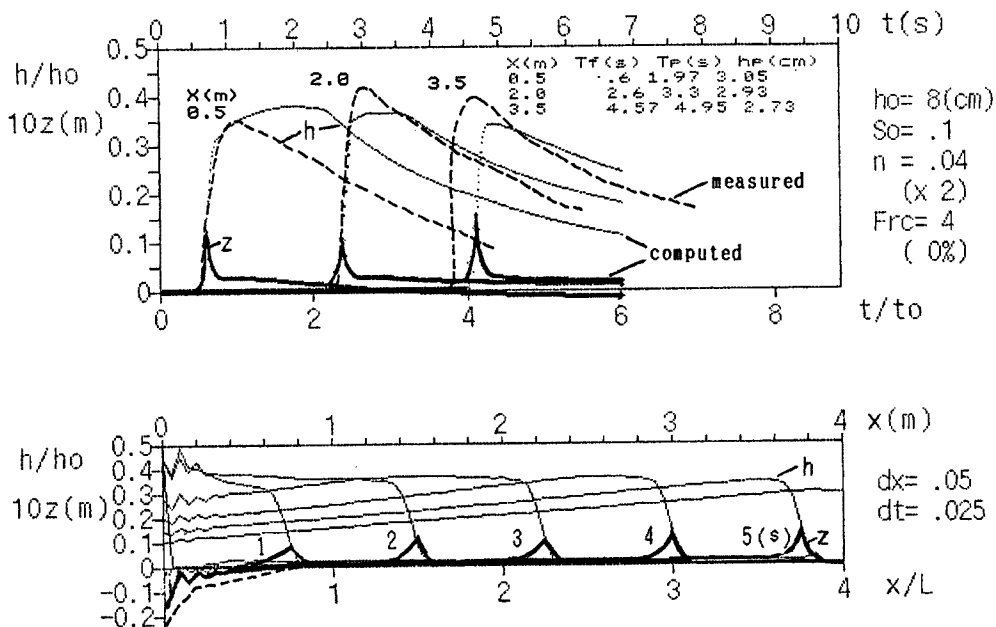


Fig. 19. Comparison of the computed results of water depth hydrographs and movable bed profiles with the measured ones.

河床変動の数値解析法は2.3に述べた方法と同様であって、流れの計算の修正段階で得られた h と u の値を用いて(24)式の流砂量計算を行った後、(23)式に2段階差分法を適用した。河床変動の境界条件としては、上流端で河床材料の移動限界勾配を仮定し、下流端(堰位置)で河床高一定としている。

以上の方法を用いて各移動床材料の $S_0 = 1/100$, $1/10$ の条件に対する数値解析を行ったが、 $S_0 = 1/100$ の条件では河床変動が顕著でなく、段波の水深変化も固定床の場合とほとんど差がなかった。従って、軽量骨材の実験で $S_0 = 1/10$ の場合について、段波の水深及び河床高の時間的变化と流下方向変化の一例($h_0 = 8\text{ cm}$)を示すとFig. 19のようになる。

段波の波形は下流の2測点で計算値と実験値が類似しているが、ピーク水深が増加する特徴は計算では再現されていない。一方、河床変動の計算結果をみると、上流部で洗掘された土砂が段波フロント部の進行に伴って下流へ流送され、最終状態ではゲート付近の洗掘形状だけが残っている。実験では途中の過程は計測されていないが、実験写真から推察すると、河床変動は段波フロント部に集中しており、後続流による流砂は少なく、計算結果と類似した現象が発生していたと考えられる。また、最終状態の洗掘深と洗掘範囲は、計算値が若干過小評価となっている。

今後、河床変動のプロセスについても実験的検討を行い、河床変動の基礎式や定数の妥当性を明らかにする必要がある。また、こうした河床変動を伴う段波の流下過程では、計算の不安定を生じるケースが多く、その原因について検討する必要がある。

5. 結 論

本研究では、一様幅の固定床滑面・粗面水路及び貯水池における段波の流下過程を数値解析と基礎実験に基づいて考察した。また、移動床水路における段波の挙動について、固定床水路の実験・解析結果との比較を行うとともに河床変動を考慮した段波の流下過程に関する数値解析を試みた。本研究で得られた結果を列記すると以下のようである。

1) 固定床における水深の時間的変化の波形は計算値と実験値で類似している。すなわち、ピーク水深が流下方向に遞減し、各測点の遞減曲線が重なる傾向が両者で対応しており、遞減勾配もほぼ一致した。

2) 水深及び流速の時間的変化に対する路床勾配、粗度及び貯水池の初期水深の影響について、実験と計算の結果は定性的には対応する。しかし、段波のフロント、ピークなどの波形の特性量に注目すると正確には一致していなく、一定の粗度係数を用いた計算では全流下過程に適合させることができなかった。

3) 貯水池内を伝播する段波の挙動は、初期の進行波では計算値と実験値とがよく対応していたが、遡上波については、発生初期の波高が計算値に比べて小さく、伝播速度が低下する現象がみられた。特に、貯水池の初期水深が大きい場合にこの現象が著しく、小さい場合は計算値と実験値はほぼ一致した。

4) 移動床と固定床の実験値を比較してみると、移動床では固定床に比して段波のフロントの立ち上がりが急激であり、流下の途中で波高が増大したり、一定波高が継続するなど単調な遞減特性を示さない。また、移動床フロントの立ち上がり時刻とピークの発生時刻は、固定床のそれらより遅れる。

5) 河床変動計算からは、段波の進行に伴って洗掘された土砂が次第に下流に流送され、最終状態ではゲート付近の洗掘形状だけが残るという結果が得られ、実験の最終形状と類似していた。しかし、洗掘深と洗掘範囲の計算値は過小評価となった。

以上のように、貯水池決壊段波の流下過程に対する漸変非定常流と河床変動解析の適用について今後究明すべき課題が多く、とくに段波の追跡計算での数値粘性と粗度係数の関係、及び貯水池下流端での段波の反射条件の検討が必要である。また、移動床水路での段波については、波先における土砂の連行現象と抵抗則を明らかにすることが重要であろう。

最後に、本研究の実験と解析にご協力くださった中村行雄技官及び本学大学院生の井上和則君に感謝いたします。また、本研究の遂行に際して平成元年度文部省科学研究費・重点領域研究 (No. 01601514) の補助を受けたことを記し、謝意を表します。

参考文献

- 1) Wurbs, R. A.: Dam-Breach Flood Wave Models, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 113, No.1, 1985, pp. 29-46.
- 2) 村本嘉雄: 貯水池の決壊に伴う洪水・土砂流出量の予測, 京都大学防災研究所年報, 第29号B-2, 1986, pp. 1-26.
- 3) Bellos, C. V. and Sakkas, J. G.: 1-D Dam-Break Flood-Wave Propagation on Dry Bed, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 113, No. 12, 1987, pp. 1510-1524.