

貯水池の決壊に伴う洪水・土砂流出量の予測

村 本 嘉 雄

PREDICTION OF WATER AND SEDIMENT DISCHARGE CAUSED BY RESERVOIR COLLAPSE

By *Yoshio* MURAMOTO

Synopsis

Floods due to collapse of reservoirs cause severe damages to properties and losses of human lives. Thus, a number of studies have been carried out in past years to solve the dam-break problem. In recent years, computer programs for the dam-break analyses have been developed to assess the potential hazards of the dam collapse, but the water and sediment release from a reservoir has yet to be elucidated.

This paper presents a method to predict the water and sediment discharge caused by the collapse of reservoirs with a given water depth (h_0), length (L), and sedimentation depth (D) on the basis of a simple experiment and a mathematical model. An approximate analytic solution on reservoir depth and outflow rate for the total and instantaneous dam collapse was derived from the characteristic flow equations, and verified by the experiment in a rectangular horizontal channel. Changes in the outflow rate due to the opening speed of gate corresponding to the gradual dam collapse were also discussed.

Meanwhile, the experiment of the water and sediment release from a reservoir showed that the outflow rate during the initial stage increases rather than that of the above solution due to the upstream migration of flow control section in the reservoir. The mathematical model in this case was also developed using the method of characteristics and a sediment transport formula. The calculated results of water and sediment discharge were consistent with the observed ones. Furthermore, the analytic solution for the initial stage demonstrated that the increment of the outflow rate and the sediment concentration primarily depend on D/h_0 , and that the total volume of sediment discharge is proportional to $\sqrt{Lh_0D}$.

1. 概 説

河川上流域のダムや貯水池が豪雨や地震などによって決壊し、それによって発生する段波状の洪水は、生命・財産等に多大な被害を及ぼす。特に、貯水池に多量の堆積土砂があって、それらが流出する場合には、さらにその被害は甚大となる。大規模な貯水池の決壊は極めて稀であるが、農業用溜池、テイリングダム（捨石・鉱滓堆積場）、天然ダムなどの決壊事例は多く、昨年の7月、北イタリアのテイリングダムの決壊に伴って発生した泥流によって268名の犠牲者がでた災害¹⁾は記憶に新しい。このように小規模なダムの決壊によっても甚大な被害をうける場合があって、各種の貯水池の決壊に伴って発生する洪水・土砂流出量を予測することは、河川災害を防止軽減する上で重要な課題である。

貯水池の決壊に伴う洪水流の研究は、摩擦のない水平路床上の dam-break flow に関する Ritter の解²⁾とそれに対する Schoklitsch の草生水路での実験的検討³⁾や Dressler の摩擦を考慮した摂動解の誘導⁴⁾に始まって、これまで数多くの理論および実験に基づく考察が展開されている。特に、近年においては、水路および河川におけるダム決壊洪水波の伝播と変形について、Saint-Venant 式の数値計算^{5,6)}や kinematic wave

としての近似解析⁷⁾等のシミュレーションが盛んに行われており、部分決壊時における決壊口周辺の洪水波の平面的挙動⁸⁾や河道におけるダム破壊流れの二次元解析⁹⁾もなされている。しかし、貯水池の決壊条件については、部分決壊や決壊時間を考慮した解析は少なく^{10,11)}、ほとんどの解析では、貯水池の前面全体が瞬間的に決壊する条件が用いられており、貯水池の決壊過程のモデル化とそれに基づく境界条件の設定は未解決の問題である。

一方、貯水池の決壊に伴う土砂流出については、テリングダムの決壊を対象とした Jeyapalan の研究^{12,13)}以外にはないようであって、通常の貯水ダムに関しては、ゲート操作によるダム堆砂の排除を目的とした若干の研究^{14,15)}が、類似現象を取り扱ったものとして挙げられるにすぎない。

Jeyapalan の研究は、まず、鉦滓の流動特性が Bingham 塑性体として取り扱えることを指摘し、見かけの粘性係数を用いた Reynolds 数と降伏力を含む強度パラメーターの二つの無次元量を導入することによって、鉦滓の流動に関する基礎式が通常の粘性流体のそれと同じ式で表せることを明らかにしている。ついで、平面上あるいは一様断面水路の層流状態の流動については、Reynolds 数をパラメーターとした摂動解を誘導し、乱流状態や一様でない水路の流動については、汎用のプログラムによる数値計算を行っている。磷酸塩以外の多くの鉦滓は、層流状態としての取り扱いができるとして、粘性の高い油（動粘性係数 $40 \sim 80 \text{ cm}^2/\text{sec}$ ）を用いた水平路床上の決壊実験から摂動解の適用性を検討するとともに、二、三のテリングダムの決壊事例について数値計算を行いその妥当性を明らかにしている。一方、ダム堆砂の排除に関する千田¹⁵⁾の研究は、洪水時のゲート操作によって、無害放流条件で貯水池水位を低下させて堆積土砂を移動・排砂させる効果を明らかにしようとしたものである。堆砂形状として、満砂と中間堆砂の二つの場合を考え、定常流による侵食過程の計算が掃流砂としての河床変動解析法を用いて行われ、実験と比較されている。この実験と解析では、特にダム堆砂面に発生する流路（水みち）と河床変動の關係に注目して考察が行われている。

以上のように、貯水池の決壊によって発生する洪水流の河道伝播と変形については、電算機と数値解析法の進歩によって現実に近い条件のシミュレーションも行われているが、貯水池の決壊条件は不明確であり、特に、土砂流出を伴う非定常問題はこれまで取り扱われていない。実際の貯水池の決壊現象には、ダムの構造・材料・貯水池の規模、堆積土砂量と粒度構成など多くの要素が関係し、また、決壊原因（越流侵食、浸透すべり破壊等）によっても決壊過程が異なる。したがって、貯水池の決壊に伴う洪水・土砂流出の一般的検討は難しいが、本研究では、貯水池の堆砂高および貯水位・貯水延長が変化する場合の洪水・土砂流出について、最も単純化した条件下の水利実験と近似解析を行う。すなわち、貯水池の瞬間全面決壊を想定して、貯水ゲートの瞬間開放実験を行い、貯水池内の水位、流出流量について洪水流出の近似解との比較から土砂流出を伴う場合の差違を明らかにするとともに、洪水・土砂流出量を予測する方法を提案する。

2. 貯水池の決壊に伴う洪水流出の近似解

貯水池決壊時の流出流量については、部分決壊および全面決壊を対象とした近似解を誘導している^{16,17)}が、ここでは、次章以降の考察に關係する後者について述べる。また、貯水池の決壊実験で問題となる貯水ゲートの開口速度の影響についても若干の考察を行う。

2.1 瞬間決壊時の洪水流出

いま、貯水池の横断面の面積 A と水深 h が、

$$A = Mh^m \dots\dots\dots (1)$$

の關係にある貯水池を考える。ここに、 M 、 m は定数である。貯水池決壊時の池内の水利を、摩擦項を無視した一次元の非定常流の基礎式で表せるものとして、Fig. 1 に示した座標系を用いて特性曲線表示するとつぎようになる。

$$\omega \pm: \frac{dx}{dt} = u \pm c \dots\dots\dots (2)$$

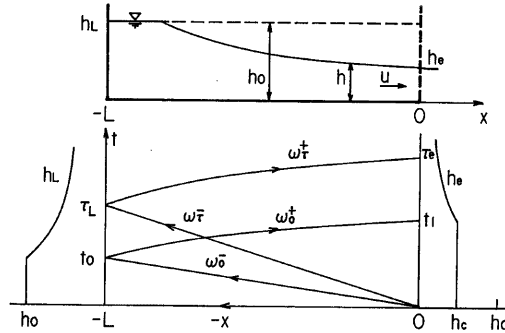


Fig. 1 Definition sketch and characteristic curves for a dam-break model.

$$u \pm 2mc = \text{const} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 u は断面平均流速、 $c = \sqrt{g'h/m}$ である。

貯水池の初期水深を h_0 とし、貯水池決壊の瞬間から貯水池下流端では限界流になると考えると、境界条件は

$$x=0: u=c, \quad x=-L: u=0 \quad \dots\dots\dots (4)$$

で表される。ただし、 L は貯水池延長である。

Fig. 1 に示す特性曲線 ω_0^+ の上の領域の ω_r^+ 、 ω_r^- についても、それぞれ ω_0^+ 、 ω_0^- と同様の関数形で近似できるものと考え、 ω_r^- だけを直線近似すると、(2)～(4)式より ω_r^+ 、 ω_r^- 上の関係はつぎようになる。

$$\omega_r^+: \frac{dx}{dt} = 2mc_L - (2m-1)c \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$u + 2mc = 2m_L = (1+2m)c_e \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$\omega_r^-: \frac{x}{t} = 2mc_0 - (2m+1)c = -\frac{L}{\tau_L} \quad \dots\dots\dots (7)$$

$$u - 2mc = -2mc_L \quad \dots\dots\dots (8)$$

(6)～(8)式より上流端の c_L と τ_L の関係を求めると、

$$\tilde{\tau}_L = \frac{1}{2m+1} \left(\frac{2}{\tilde{\tau}_L} + 2m-1 \right) \quad \dots\dots\dots (9)$$

が得られる。ここに、 $\tilde{c}_L = c_L/c_0$ 、 $\tilde{\tau}_L = c_0\tau_L/L$ である。一方、(5)、(7)式より ω_r^+ の特性曲線は

$$\frac{dx}{dt} = \frac{2m-1}{2m+1} \left(\frac{x}{t} - 2mc_0 \right) + 2mc_L$$

で表され、これを解くと

$$x = m(2m+1) \left(c_L - \frac{2m-1}{2m+1} c_0 \right) t + K_1 t^{(2m-1)/(2m+1)} \quad \dots\dots\dots (10)$$

となる。ただし、 K_1 は定数である。また、(6)式より

$$\tilde{\tau}_e = \frac{2m}{2m+1} \tilde{\tau}_L \quad \dots\dots\dots (11)$$

が得られる。ここに、 $\tilde{\tau}_e = c_e/c_0$ である。

つぎに、(10)式で

$$x=0: t=\tau_e, \quad x=-L: t=\tau_L$$

の条件を考え、(9)、(11)式を用いて c_e と τ_e の関係を求めるとつぎようになる。

$$\tilde{\tau}_e = \frac{1}{(2m+1)^2} \left\{ 4m \left(\frac{2m+1}{2m} \right)^{(2m+1)/2} \frac{1}{\tilde{\tau}_e} + 2m(2m-1) \right\} \quad \dots\dots\dots(12)$$

ただし, $\tilde{\tau}_e = c_0 \tau_e / L$ である。

以上より, 貯水池の上, 下流端の水深 h_L, h_e および流出流量 Q の時間的変化はつぎのように表される。

$$0 < \tilde{\tau}_e \leq \left(\frac{2m+1}{2m} \right)^{(2m+1)/2} : \tilde{h}_e = \left(\frac{2m}{2m+1} \right)^2, \quad \tilde{Q} = \left(\frac{2m}{2m+1} \right)^{2m+1} \quad \dots\dots\dots(13)$$

$$\tilde{\tau}_e \geq \left(\frac{2m+1}{2m} \right)^{(2m+1)/2} : \tilde{h}_e = \tilde{\tau}_e^2, \quad \tilde{Q} = \tilde{\tau}_e^{2m+1} \quad \dots\dots\dots(14)$$

$$0 < \tilde{\tau}_L \leq 1 : \tilde{h}_L = 1 \quad \dots\dots\dots(15)$$

$$\tilde{\tau}_L \geq 1 : \tilde{h}_L = \tilde{\tau}_L^2 \quad \dots\dots\dots(16)$$

ただし, $\tilde{h}_e = h_e/h_0$, $\tilde{h}_L = h_L/h_0$, $\tilde{Q} = Q/c_0 A_0 = Q/Mc_0 h_0^m$ であって, (14)式の $\tilde{\tau}_e$ には(12)式, (16)式の $\tilde{\tau}_L$ には(9)式の関係を用いる。なお, (13)式は一般の貯水池横断面形状に拡張した Ritter の解に相当する。

(13)～(16)式を用いて, 長方形 ($m=1$), 三角形 ($m=2$) および放物線 ($m=3$) の各断面の貯水池における $\tilde{h}_e, \tilde{h}_L$ と $\tilde{\tau}$ の関係を計算した結果が Fig. 2 に, $\tilde{Q}$ と $\tilde{\tau}$ の関係の計算結果が Fig. 3 に示されている。また長方形断面の水槽 (長さ 2 m, 幅 50 cm) を用いて行った実験⁽⁸⁾の結果と $\tilde{h}_e, \tilde{h}_L$ および $\tilde{Q}$ の計算結果とを比較すると Fig. 4～Fig. 6 のようである。実験の初期水深は 5～15 cm, 開口条件は手動あるいはスプリングによるゲート上昇速度 1～2 m/s であってほぼ瞬間全面開口の条件になっている。(14), (16)式の近似解は, いずれも単純な双曲線形の低減曲線で表されているが, $\tilde{\tau} \leq 5$ の範囲では実験値にほぼ適合することがわかる。しかし, この近似解は $\tilde{\tau} \rightarrow \infty$ で $\tilde{h}, \tilde{Q} \neq 0$ であるので, $\tilde{\tau} > 5$ では実験値より大きい値をとるようになるが, この範囲では貯水池内の水位はほぼ水平になっており, 簡単な貯留モデル (タンクモデル) によって洪水流出を取り扱える。

2.2 開口速度の影響

前節では, 貯水池が瞬間的に全面決壊 (開口) し, $t=0$ で下流端が限界流になると仮定した。しかし, アースダムの浸透すべり破壊や Malpasset ダムのようなアーチダムの破壊の場合を除くと, 通常は決壊に10分～5時間程度の時間を要するようであって⁽⁹⁾, 決壊口の開口速度の影響を考慮する必要がある。この問題を一般的に取り扱うことは難しいので, ここでは, 次章の実験に関連して, ゲートが

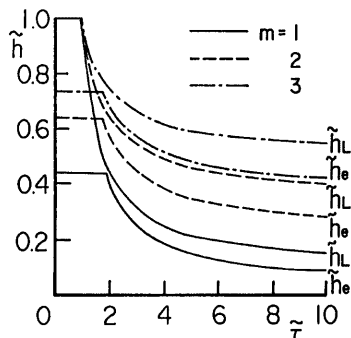


Fig. 2 Variations of water depth in reservoir with time using Eqs. (13)–(16).

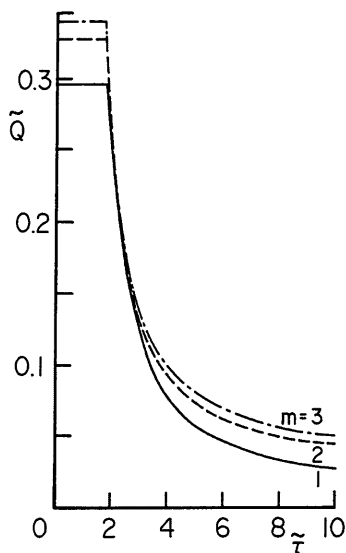


Fig. 3 Variation of outflow discharge with time using Eqs. (13) and (14).

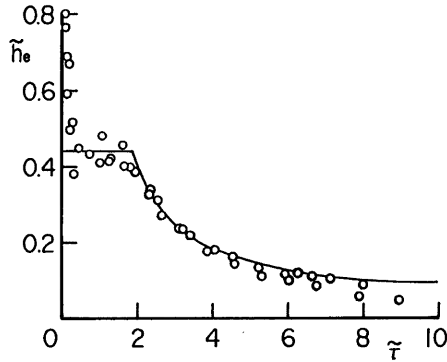


Fig. 4 Comparison between theory and experiment for h_e .

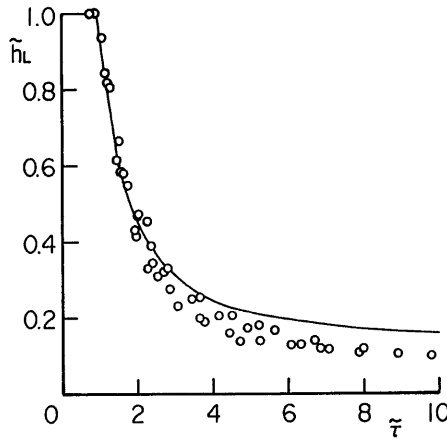


Fig. 5 Comparison between theory and experiment for h_L .

全開するまでの流出流量の時間的変化に対するゲートの開口速度の影響について考察する。

いま、簡単のために、長方形断面の貯水池を考え、Fig. 7 に示した記号を用いると、下流端の境界条件は (4) 式の最初の条件の代りに

$$x=0: q=u_e h_e = \mu a \sqrt{2g h_e}, \quad a=Wt \quad \dots\dots\dots (17)$$

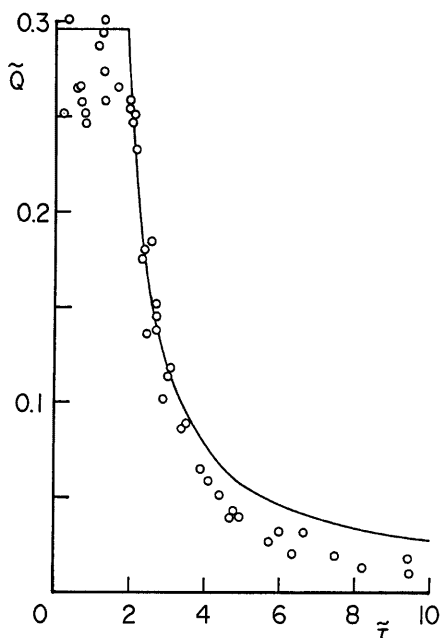
で表される。ここに、 q : 単位幅流量、 a : ゲートの開口高、 μ : 流量係数、 W : ゲートの上昇速度である。

一方、(2)、(3) 式の特性曲線表示として、流出流量に関する ω_0^+ 上の (3) 式だけを示すとつぎのように表される。

$$u+2c=2c_0=u_e+2c_e \quad \dots\dots\dots (18)$$

(17) 式と (18) 式から u_e を消去し、 $t=0$ 、 $c_e=c_0$ を考慮して、 c_e と t の関係を求めると

$$c_e = \frac{c_0}{2} \left(1 + \sqrt{1 - 2\sqrt{2} \mu \frac{t}{t_W}} \right) \quad \dots\dots\dots (19)$$

Fig. 6 Comparison between theory and experiment for Q .

が得られる。ここに、 $t_w = h_0/W$ である。(19)式が成立する t の範囲として、(i) $\sqrt{\quad}$ の中が正、(ii) $2c_0/3 \leq c_s < c_0$ 、(iii) $a \leq h_s$ の三つの条件が考えられるが、(iii)の条件が十分条件となり、それは

$$0 \leq t \leq 2t_w/(\sqrt{2} + \mu)^2 \quad \text{.....(20)}$$

で表される。(19)式と(17)式より貯水池内の下流端水深と流出流量を求めるときのようになる。

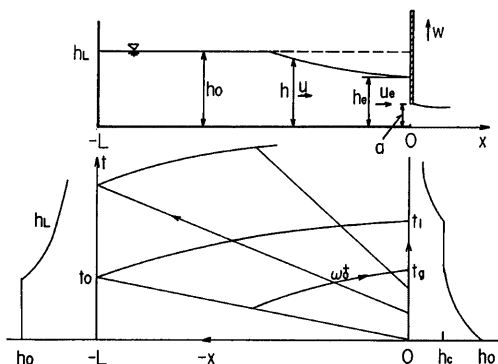


Fig. 7 Definition sketch and characteristic curves for a dam-break model for the opening stage.

$$\tilde{h}_e = \frac{1}{4} \left(1 + \sqrt{1 - 2\sqrt{2}\mu\tilde{t}} \right)^2 \dots\dots\dots(21)$$

$$\tilde{q} = \frac{\mu}{\sqrt{2}} \left(1 + \sqrt{1 - 2\sqrt{2}\mu\tilde{t}} \right) \tilde{t} \dots\dots\dots(22)$$

ただし、 $\tilde{q} = q/h_0 c_0$ 、 $\tilde{t} = t/t_W$ である。結局、決壊口の形状特性に対応して流量係数 (μ) を仮定すれば、(20)～(22)式から開口速度の影響範囲とその間の流量変化を求めることができる。例えば、 $\sqrt{2}\mu = 1$ ($\mu \doteq 0.71$) として(20)式、(22)式を単純化し、次元量にもどすと

$$t \leq t_g = \frac{4}{9} \frac{h_0}{W} : q = \frac{1}{2} c_0 h_0 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \frac{Wt}{h_0}} \right) \frac{Wt}{h_0} \dots\dots\dots(23)$$

となる。この式によって開口速度の影響範囲の目安が得られ、前節に述べた $h_0 = 5 \sim 15$ cm、 $W = 1 \sim 2$ m/s の実験では $t_g < 0.07$ sec であって、 $t_0 (= L/c_0) > 1.65$ sec に対して無視できることがわかる。

しかし、非定常流における μ の値は不確定であって、これを検討するために、前述の実験で開口速度を変化させ、(21)式と(22)式の関係を調べた結果²⁰⁾の一例を Fig. 8 と Fig. 9 に示す。このケースの実験条件は $h_0 = 15.6$ cm、 $W = 1.70$ cm/s である。 $\tilde{h}$ 、 $\tilde{q}$ の実験値は、平均的には(21)、(22)式に $\mu = 0.5$ を用いた

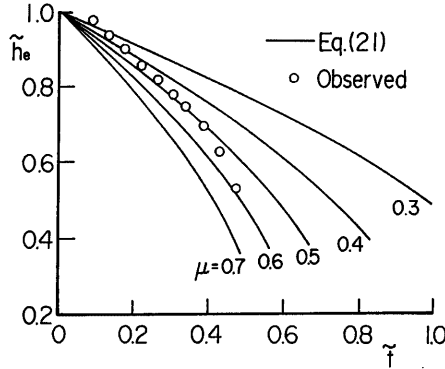


Fig. 8 Comparison between theory and experiment for $\tilde{h}_e$.

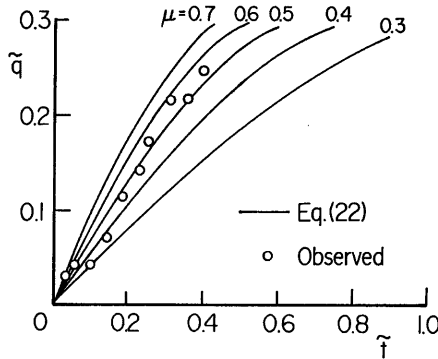


Fig. 9 Comparison between theory and experiment for $\tilde{q}$.

関係で表されるが、時間的に $\mu=0.3$ から $\mu=0.6$ に増加していく傾向がみられる。この傾向は他の実験条件でも同様であって、同じ開口高の範囲で行った定常流の流量係数 ($\mu=0.55\sim0.70$) より小さい値になる場合が多く、特に開口速度が大きいほど μ の値は小さくなる傾向がある。こうした非定常流、特に急変非定常流における流量係数の評価は残された重要な課題であろう。

3. 貯水池決壊時の洪水・土砂流出実験

3.1 実験の概要

実験には、長さ 2 m、高さ 15 cm、幅 10 cm の長方形断面の亚克力製水路(I)と長さ 4 m、高さ 20.5 cm、幅 10 cm の塩化ビニール製の長方形断面水路(II)を用いた。水路 I は河床材料の移動特性や現象撮影条件の検討等の予備実験に主に使用し、大部分の実験は水路 II で行った。また、河床材料は、比重 $\sigma/\rho=2.63$ 、平均粒径 $d=0.21$ mm (A) および $d=1.13$ mm (D) の一様砂と $\sigma/\rho=1.81$, $d=2.87$ mm のほぼ均一なメサライト (M) の三種類の材料を用いたが、A 砂は若干粘着性の影響があり、D 砂は移動砂粒の撮影に難点があったので、主にメサライトを使用した。

実験条件は Table 1 と Fig. 10 に示すように、貯水池の延長 (L)、下流端の堰高 (S)、堰頂より上の砂層厚 (D) および貯水池の初期水深 (h_0) を変化させ、堰に接して設定したゲートを手動で急速開放した。表中

Table 1 Types of experiments.

Run No.	Material	L (cm)	S (cm)	D (cm)	h_0 (cm)	W (cm/s)	Run No.	Material	L (cm)	S (cm)	D (cm)	h_0 (cm)
I-1	A	25	0	3	10	50	II-19				0	10
-2				3	10	26	-20	—	100	8	0	12
-3	D	25	0	3	4	22	-21				0	14
							-22				0	16
II-1				0	4	250	-23				2	4
-2	—	100	0	0	10	250	-24				4	4
-3				0	15	200	-25				6	4
-4				3	4	100	-26				8	4
-5	D	100	0	3	10	100	-27				10	4
-6				3	15	167	-28	M	100	5	6	0
-7				3	4	200	-29				6	2
-8				3	10	200	-30				6	6
-9				3	15	200	-31				6	8
-10	M	100	0	8	2	143	-32				6	1
-11				8	4	143	-33				6	0.5
-12				8	10	200	-34				6	4
-13				3	2	87	-35	M	200	5	6	2
-14				3	4	87	-36				6	1
-14'				3	4	62	-37				6	0.5
-15				3	8	97	-38				6	2
-16	M	100	8	6	2	100	-39	M	300	5	6	1
-17				6	4	87	-40				6	0.5
-17'				6	4	88						
-18				6	6	92						

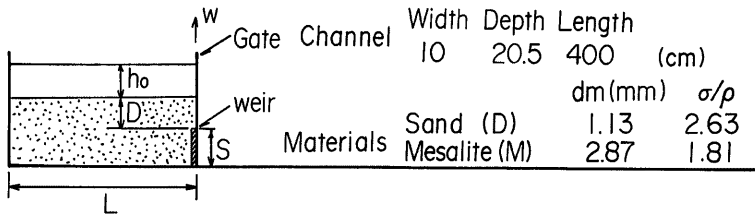


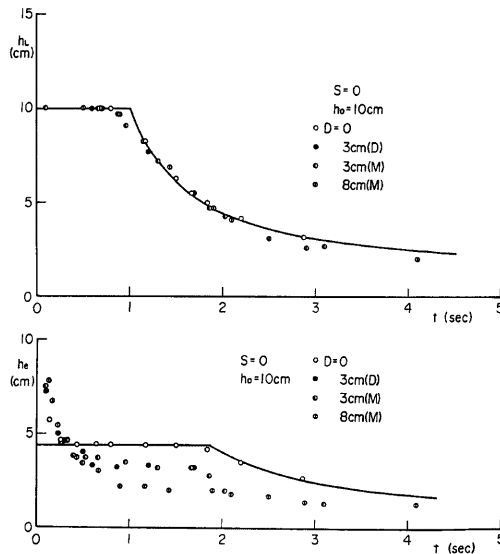
Fig. 10 Experimental set-up and bed materials used.

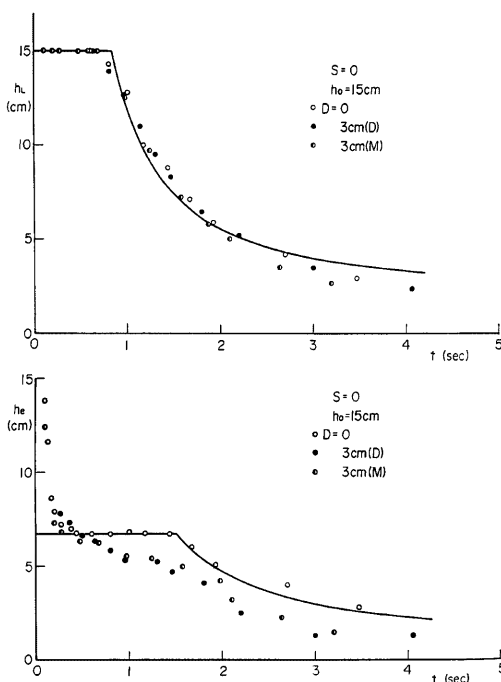
のゲートの開放速度 (W) は、VTR (30フレーム/s) によって求めた平均速度を示している。I の水路の実験では(23)式の $t_g > 0.08 \text{ sec}$ に対して $t_0 < 0.25 \text{ sec}$ でゲートの開口過程の影響を考慮する必要があるが、II の水路の実験では $t_g < 0.03 \text{ sec}$ に対して $t_0 > 1.13 \text{ sec}$ であって、瞬間開口条件とみなせる。

実験の計測は、水と土砂の流出現象を VTR とモータードライブカメラ 2 台 (3~4 駒/s) および 1/100 sec タイマーによって記録し、土砂流出完了後に流出土砂量と最終河床形状の計測を行った。各時点の水と土砂の流出量は、写真からデジタイザーによって面積を求め、土砂の空隙率を考慮して実質土砂量と全水量 (表面流と土中の水量) を計算した。空隙率 λ は総流出土砂量 (重量計測値) と河床変動量から算定し、 $\lambda = 0.4 \sim 0.5$ の値を用いている。なお、Table 1 の II-14', II-17' および II-25~II-31 の実験では、ゲート開口部付近の接写撮影を併用し、限界水深の位置や土砂の流動層厚等の検討を行った。

3.2 貯水池の水深変化

本節では、下流端の堰がない場合とある場合について、貯水池内の水深変化の実験値を前章の近似解および Ritter の解と比較し、土砂流出を伴う場合の特徴を調べる。まず、堰のない場合について、貯水池上、下

Fig. 11 Comparison between theory and experiment for h_L and h_e ($h_0=10\text{cm}$).

Fig. 12 Comparison between theory and experiment for h_L and h_e ($h_0=15\text{cm}$).

流端の水深 h_L , h_e の実験値と(13)~(16)式の近似解を比較すると Fig. 11 および Fig. 12 のようである。これらの図に示した h_L , h_e の曲線は, (9), (12)~(16)式で $m=1$ (長方形断面) とおいた次式を表している。なお, τ_e , τ_L は t と混同しないので, t に置き換えている。

$$\left. \begin{aligned} 0 \leq t \leq t_0 : h_L &= h_0, \\ t \geq t_0 : h_L &= \frac{1}{9} \left(2 \frac{t_0}{t} + 1 \right)^2 h_0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (24)$$

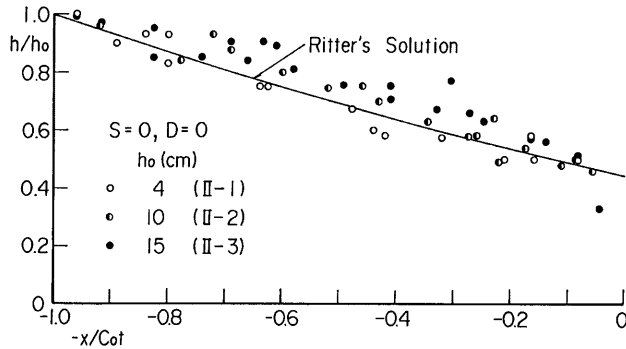
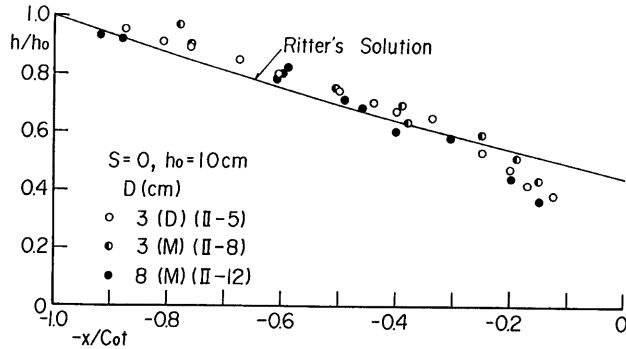
$$\left. \begin{aligned} 0 \leq t \leq t_1 = \left(\frac{2}{3} \right)^{3/2} t_0 \div 1.84 t_0 : h_e &= \frac{4}{9} h_0, \\ t \geq t_1 : h_e &= \frac{1}{81} \left(\sqrt{54} \frac{t_0}{t} + 2 \right)^2 h_0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (25)$$

Fig. 11 と Fig. 12 には, それぞれ初期水深 $h_0=10\text{cm}$, $h_0=15\text{cm}$ で, 砂層のない場合 ($D=0$) と $D=3\text{cm}$, 8cm で砂およびメサライト河床の場合の実験値がプロットされているが, h_L はいずれの場合も近似解とはほぼ一致しているのがわかる。一方, h_e の実験値は, $D=0$ の場合には近似解に適合しているが, $D \neq 0$ では水深が急激に減少し近似解を大きく下まわっている。

つぎに, 貯水池内の水面形に関して, $D=0$ および $D=3, 8\text{cm}$ のゲート開口初期 (負の段波が上流に達するまで) における実験値と Ritter の次式と比較するとそれぞれ Fig. 13, Fig. 14 のようになる。

$$\frac{h}{h_0} = \frac{1}{9} \left(2 - \frac{x}{c_0 t} \right)^2 \dots\dots\dots (26)$$

$D=0$, $D \neq 0$ のいずれの場合も水深の大きい条件では, 実験値は上にやや凸な傾向をもつが, $D \neq 0$ の下流


 Fig. 13 Comparison between Ritter's solution and experiment for h/h_0 ($D=0$).

 Fig. 14 Comparison between Ritter's solution and experiment for h/h_0 ($D=3$ and 8 cm).

の一部（河床低下部分）を除いて Ritter の式にほぼ適合している。

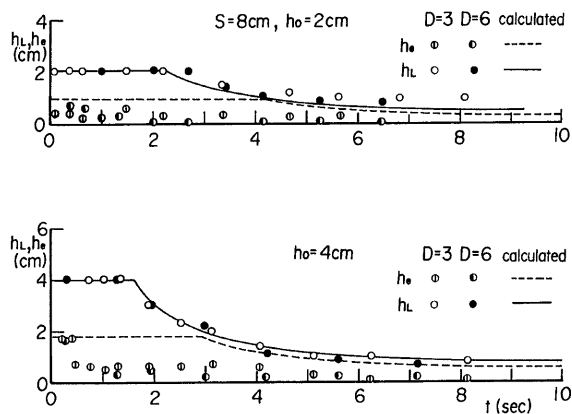
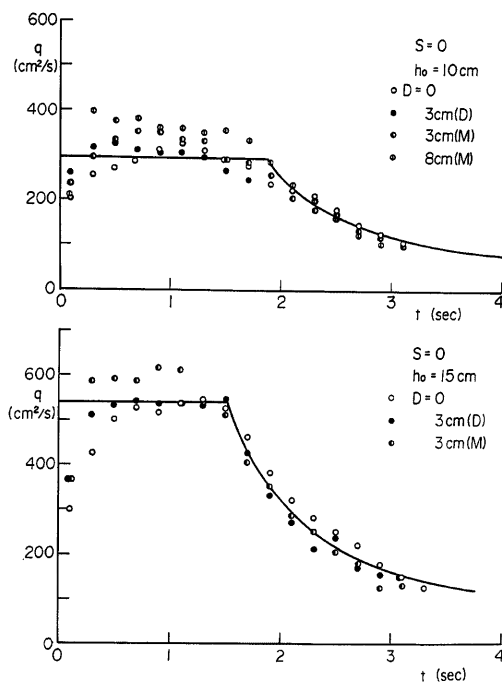
一方、下流端に堰のある場合 ($S=8$ cm) について、砂層厚 $D=3$ cm, 6 cm で $h_0=2$ cm, 4 cm の条件の実験値と近似解(24), (25)式の比較が Fig. 15 に示されている。堰のない場合と同様に、 h_e の実験値は近似解の曲線よりかなり小さい値を示すが、 h_L の時間的変化については実験値と近似解がよく一致している。

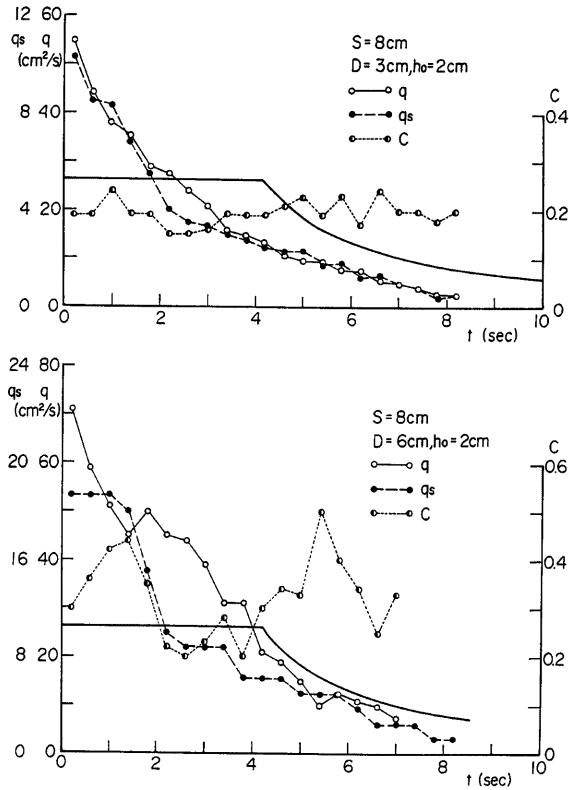
3.3 流出流量と流出土砂量の変化

まず、堰のない場合について、流出流量（単位幅流量）の実験値と(13)式および(14)式の近似解で $m=1$ とした次式とを比較すると Fig. 16 のようになる。

$$\left. \begin{aligned} 0 \leq t \leq 1.84t_0 : q &= \frac{8}{27} c_0 h_0, \\ t \geq 1.84t_0 : q &= \frac{1}{729} \left(\sqrt{54} \frac{t_0}{t} + 2 \right)^3 c_0 h_0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (27)$$

実験値は Fig. 11, Fig. 12 と同様に、 $h_0=10$ cm, 15 cm で砂層のない場合とある場合の実験値がプロットされている。 $D=0$ および $D=3$ cm の D 砂の実験値はほぼ(27)式と一致しているが、 $D=3$ cm, 8 cm のメサライト河床の場合は、 $t < 1.84t_0$ で実験値の q が(27)式より10～20%大きい値を示しており、 D および h_0 が増加するにつれて近似解との差が大きくなることがわかる。一方、流出土砂量は、堰のない場合には

Fig. 15 Comparison between theory and experiment for h_L and h_e .Fig. 16 Comparison between theory and experiment for q .

Fig. 17 Variation of q , q_s and C with time.

下流端条件が変化するので一般的な記述はできないが、初期を除いてはほぼ流量に対応して流出土砂量が増減し、土砂の容積濃度の時間変化はほぼ一定、あるいはやや減少傾向を示していた²¹⁾。

つぎに、堰のある場合 ($S=8\text{ cm}$) について、単位幅の流出流量 q 、流出土砂量 q_s および土砂濃度 $C (=q_s/q)$ の時間的変化を、 $D=3\text{ cm}$, 6 cm で $h_0=2\text{ cm}$ の場合について示すと Fig. 17 のようになる。なお、図中の実線は(27)式の q の近似解を表している。 $t < 1.84 t_0$ の初期において、 q の実験値が近似解を上まわる傾向は、堰のない場合よりさらに顕著であって、同一の h_0 に対しては、 D が増加するほど近似解との差が大きくなっており、その差は最大2倍以上である。一方、 q_s の時間的変化は q のそれとほぼ対応している。したがって、 C はほぼ一定になり、 $D=3\text{ cm}$ の場合は $C \approx 0.2$ 、 $D=6\text{ cm}$ の場合はやや変動しているが、 $C=0.2 \sim 0.5$ の範囲にある。他の実験ケースについても、 $h_0 > 1\text{ cm}$ の場合の q , q_s , C の時間的変化は Fig. 17 と類似していた²¹⁾。しかし、 $h_0 \leq 1\text{ cm}$ の場合は、貯水池の下流端付近で堆砂層の局所的滑りが水路中央部で生ずるだけで側壁付近には土砂が残留しており、土砂の流出機構が本質的に異なるので、以下の考察では $h_0 \leq 1\text{ cm}$ の実験ケースは除外している。

3.4 流砂量式の検討

前節に述べた貯水池からの土砂流出量を予測するためには、貯水池の下流端近傍における水面および河床

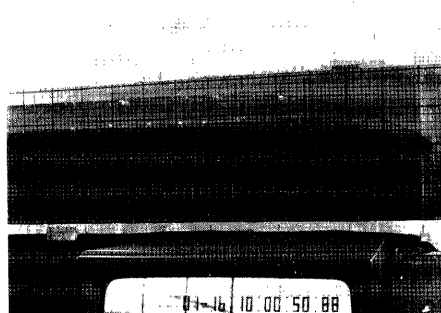
(a) $t = 0.4 \text{ sec}$ (b) $t = 0.7 \text{ sec}$ (c) $t = 1.3 \text{ sec}$

Photo. 1 (a)-(c) Changes in water and bed surface profiles with time in the section near the opening (Run II-17').

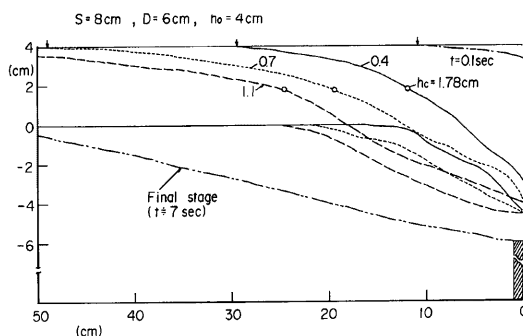


Fig. 18 Changes in water and bed surface profiles with time in the section near the opening.

の変化特性と流出土砂の形態を詳細に検討する必要がある。この目的で行ったゲート開口部付近の接近写真の一例(Ⅱ-17')を示すと **Photo. 1(a)~(c)** のようである。また、これらの写真を用いてゲート開口初期における水面形と河床形状の時間的変化を描くと **Fig. 18** のようになる。なお、**Fig. 18** の河床は、水と土砂との境界面を示しており、下流端(堰上)の土砂層は流動している。

Fig. 17 の水面形で、限界水深 $h_c(=4 h_0/9: h_0=4 \text{ cm}, h_c=1.78 \text{ cm})$ の現われる位置と河床形状との対応をみると、 h_c の位置は河床低下域の頂部付近にあって、その頂部の上流への移動に伴って移動するのがわかる。こうした河床急変部における支配断面の位置は定常流の場合にも不確定であって、例えば円頂堰では堰頂部に、広頂堰では段落ち部より上流に現れるが、その位置は流れの曲率等の条件によって変化する。本実験の場合には、主に河床低下域の勾配変化に支配されるようであって、ゲート開口初期には頂部より少し下流に h_c が現われ、河床勾配が緩くなるにつれて頂部よりやや上流に移動する場合が多かった。しかし、初期水深の条件によっても変化しており、こうした非定常流下の支配断面の位置はさらに不確定なので、次章の考察では河床低下域の頂部で h_c になるものと仮定している。

つぎに、土砂の流出形態をみると、ゲート開放直後には崩壊や滑動状態で流出し、その後土石流、土砂流、浮流・掃流砂の形態に移行していくものと考えられる。しかし、崩壊・滑動の状態は、本実験条件では極く初期の開口過程で現われ、**Fig. 18** からわかるように全流出土砂量に対するこの形態の流出土砂量の比率は小さい。また、メサライトを用いた実験では、水と土砂が一体となる土石流の形態や土砂の浮遊する現象も顕著でなく、常に表面流が存在する状態で土砂が流出しており、土砂流および掃流砂としての形態が支配的と考えられた。したがって、つぎの土砂流に関する高橋の式²²⁾および芦田・高橋・水山による急勾配の掃流砂量式²³⁾と実験値とを比較する。

$$q_{s*} = \frac{2(4.2 - 0.75 C_{dc})}{3 \cos^2 \theta (\tan \phi - \tan \theta)} \tau_{*c}^2 \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_{*}}\right)^2 \dots\dots\dots (28)$$

$$q_{s*} = \frac{12 - 24 \sqrt{\tan \theta}}{\cos \theta} \tau_{*c}^{1-\sqrt{\tan \theta}} \left(1 - 0.85 \frac{\tau_{*c}}{\tau_{*}}\right) \left(1 - 0.92 \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_{*}}}\right) \dots\dots\dots (29)$$

ここに、 $q_{s*}=q_s/u_*d$ 、 u_* : 摩擦速度、 C_{dc} : 土砂流動層中の砂礫の濃度 ($\approx 0.42 C_*$)、 C_* : 堆積層の砂礫の容積濃度、 $\tau_{*}=u_*^2/(\sigma/\rho-1)gd$ 、 $\tau_{*c}=0.05$ 、 θ : 河床勾配、 ϕ : 堆積層の内部摩擦角 ($\tan \phi=0.8$) である。実験値の u_* を計算する際の河床勾配と水深は、堰の直上流 10 cm 区間の平均値を用いており、土砂の流動層厚はゲート開口初期では $(3\sim 4)d$ 程度になるが、その後すぐに $(2\sim 1)d$ 程度に減少する。また、各写真撮影時点の u_* に対応する q_s は、**Fig. 17** に示した $q_s \sim t$ の関係から内挿して求めた。

このようにして決定した q_{s*} 、 τ_{*} の実験値と(28)式および(29)式とを比較すると **Fig. 19** のようになる。

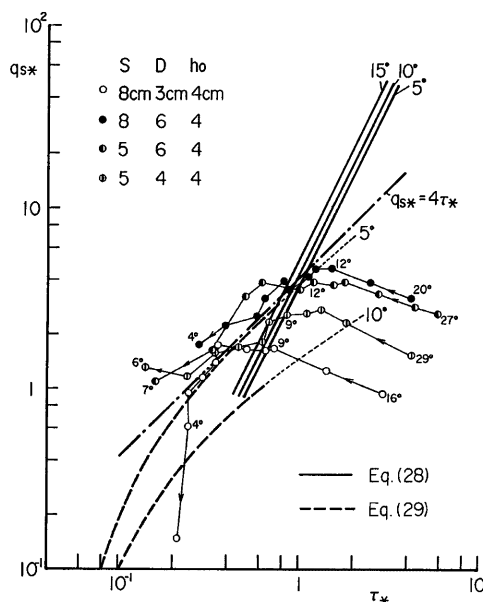


Fig. 19 Relationship between non-dimensional sediment transport rate q_{s*} and tractive force τ_* .

q_{s*} の実験値は、ゲート開口初期で河床勾配が約 15° 以上の急な場合には、 τ_* より河床勾配の影響を強く受けて q_{s*} が小さくなっており、河床勾配が約 10° 以下になると τ_* の増加に対応している。また、 q_{s*} と τ_* の関係に対する河床勾配の影響をみると、(28)式より(29)式の傾向に近く、本実験の場合には土砂流より掃流砂の形態が支配的であり、現象観察の結果とも符合している。しかし、河床勾配約 10° 以下の実験値では、(29)式の関係にみられるほどには河床勾配の影響は顕著でなく、また、河床変動を解析する際の簡便さを考えて、図中の鎖線で示した近似式

$$q_{s*} = 4\tau_* \quad \dots\dots\dots (30)$$

を次章の考察に用いる。なお、(30)式の係数は、 $\tau_* \gg \tau_{*c}$ のとき Meyer Peter-Müller 式では 8、芦田・道上式では 17 であるので、急勾配の影響が入っていると考えられ、本実験では $\tan \theta = 0.05 \sim 0.2$ の範囲にほぼ適用できる。

4. 貯水池決壊時の洪水・土砂流出量の予測

4.1 現象のモデル化と予測式の誘導

Fig. 18 に示した貯水池の下流端付近における水面形と河床形状の対応を考慮して、時刻 t と $t + \Delta t$ における水面と河床の変化ならびに限界水深の位置 x_c の移動に注目した特性曲線の概念図を描くと Fig. 20 のようになる。なお、河床面は Fig. 18 では移動層の上面にとられているが、ここでは下面を示している。Fig. 20 から、貯水池決壊時に土砂流出を伴う場合は、限界水深が上端へ移動するために貯水池の長さが減少し、流量の時間的変化が土砂流出のない場合より急激になるといえる。しかし、上流端に達する特性曲線は開口初期における下流端の水位降下が伝播しているので、堆砂層の河床低下の影響は上流端の水深変化に

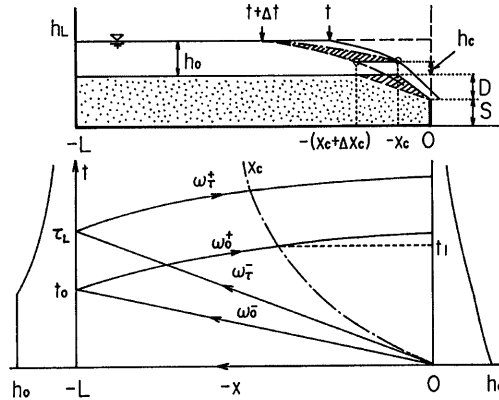


Fig. 20 Definition sketch and characteristic curves for a dam-break model with sediment discharge.

はかなり水深が小さくなるまで及ばないと考えられる。

以上の推察は前章の実験結果と定性的に対応しており、つぎに Fig. 20 のモデルを用いて洪水・土砂流出量を予測する式を導く。まず、 $t \sim t + \Delta t$ における流砂の連続式は、河床低下部分（斜線部）を三角形で近似すると

$$q_s \Delta t = (1 - \lambda) D \Delta x_c / 2 \quad \dots\dots\dots (31)$$

で表される。また、流れの連続式は、限界水深点が上流へ移動することによる流量増分（斜線部）と流出土砂に含まれる水量を考えるとつぎようになる。

$$(q - q_c) \Delta t = (h_0 - h_c + \lambda D) \Delta x_c / 2 \quad \dots\dots\dots (32)$$

ただし、 q_c ：限界流量である。一方、流砂量式は(30)式の定数を K とおいた

$$q_{s*} = K \tau_* \quad \dots\dots\dots (33)$$

を仮定して、これに

$$u_* = \left(\frac{g q_i}{\psi} \right)^{1/3}, \quad i = \frac{D}{x_c}, \quad \psi = \frac{u}{u_*}$$

の関係を用いて変形すると次式のようになる。

$$q_s = \frac{K g D}{(\sigma / \rho - 1) \psi x_c} \quad \dots\dots\dots (34)$$

(31), (32)および(34)式より q の関係式として

$$q = \frac{q_c x_c}{x_c - \alpha (h_0 - h_c + \lambda D)} \quad \dots\dots\dots (35)$$

ここに、

$$\alpha = \frac{K}{(1 - \lambda)(\sigma / \rho - 1) \psi} \quad \dots\dots\dots (36)$$

が得られる。また、(31), (34)および(35)式より x_c に関する式はつぎのようになる。

$$\frac{dx_c}{dt} = \frac{2 \alpha q_c}{x_c - \alpha (h_0 - h_c + \lambda D)} \quad \dots\dots\dots (37)$$

以上より、(37)式に Fig. 20 の特性曲線の関係で決まる次の各時間段階の h_0 , h_c および q_c を与えて x_c が求まると、(35), (34)式よりそれぞれ q , q_s が計算できる。

(i) $0 \leq t \leq t_0$

$h_c = 4h_0/9$, $q_c = 8c_0h_0/27$ であって, これらを(37)式に代入し, 初期条件

$$t=0: x_c = D/\tan\phi \dots\dots\dots (38)$$

を用いて(37)式を解くと,

$$x_c = \alpha H + \sqrt{\left(\frac{D}{\tan\phi} - \alpha H\right)^2 + \frac{16}{27}\alpha c_0 h_0 t} \dots\dots\dots (39)$$

$$H = \frac{5}{9}h_0 + \lambda D \dots\dots\dots (40)$$

が得られる。なお, (38)式の初期条件の代りに $t=0: x_c=0$ を用いると, $t>0: x_c<0$ となり, 物理的に矛盾した解になるので, $t=0$ で堆砂層の下流端が瞬間的に $\tan\phi$ (内部摩擦角) の河床勾配になり, それから流れによる河床低下に移行するものと考えている。したがって, 以下では貯水池延長 $L>D/\tan\phi$ を前提としており, D に対して L が十分大きい貯水池を対象としている。

(39)式を(35)式, (34)式に用いて q, q_s を求めるとつぎようになる。

$$q = q_c \left\{ 1 + \frac{\alpha H}{\sqrt{\left(\frac{D}{\tan\phi} - \alpha H\right)^2 + \frac{16}{27}\alpha c_0 h_0 t}} \right\} \dots\dots\dots (41)$$

$$q_s = \frac{(1-\lambda)\alpha D q_c}{\sqrt{\left(\frac{D}{\tan\phi} - \alpha H\right)^2 + \frac{16}{27}\alpha c_0 h_0 t}} \dots\dots\dots (42)$$

(39)～(42)式より x_c の伝播速度, $(q-q_c)$ および q_s はいずれも $t^{-1/2}$ に比例して双曲線関数的に減少することがわかる。なお, (41), (42)式は(38)式の条件を用いたことによって $t=0$ で, $q \neq 0, q_s \neq 0$ であるが, $t>0$ の q, q_s に対する初期値の影響は本実験の場合 ($L \gg D$) には無視できる。

(ii) $t_0 \leq t \leq t_1$

h_c, q_c は(i)の段階と同じ一定値であるが, $t>t_0$ では上流まで $h(x, t) < h_0$ であって, Fig. 20 の h_0 に対応した代表水深を用いることができなくなる。しかし, $t>t_0$ における上流の水深は, Fig. 21 に示すようにほぼ水平なので, $h_0 \approx h_L(t)$ と近似し, $h_L(t)$ として(24)式の $t \geq t_0$ の近似解を用いる。(37)式の h_0 に(24)式を用いると, x_c に関する2次の微分方程式になり一般解が得られないので, (39)式の $x_c(t_0)$ を初期値として数値計算によって $t=t_1$ までの $x_c(t)$ を求め, q, q_s を計算した。

一方, (ii)の段階の上限 t_1 は Fig. 20 の ω_0^+ の特性曲線の関係, すなわち2.1の(10)式で $m=1, c_L=c_0$ とおいた次式から決まる。

$$x = 2c_0 t + K_1 t^{1/3}$$

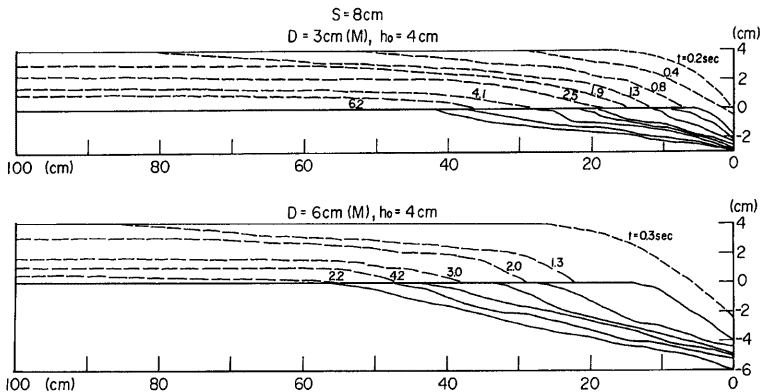


Fig. 21 Changes in water and bed surface profiles with time.

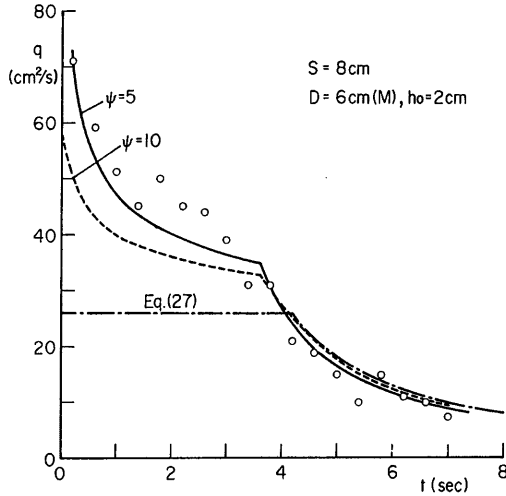
これに $t=t_0: x=-L, t=t_1: x=-x_c(t_1)$ の条件を用いると

$$2c_0t_1 - 3c_0t_0^{2/3}t_1^{1/3} + x_c(t_1) = 0 \quad (43)$$

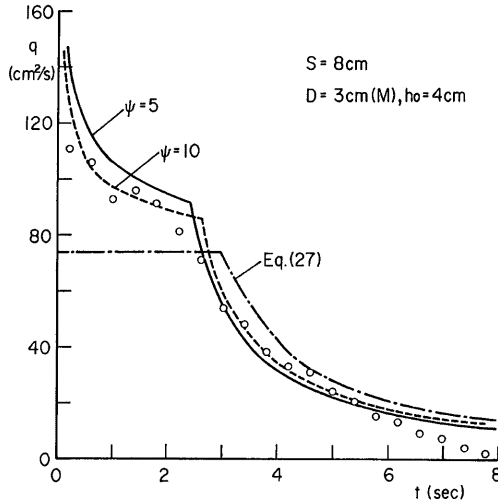
となり、上述の $x_c(t)$ の計算を(43)式の条件が満足されるまで繰り返すことによって t_1 が得られる。

(iii) $t \geq t_1$

(ii)と同様に $h_0 \doteq h_L(t)$ として(24)式の $t \geq t_0$ の近似解を用い、 h_c, q_c は ω_τ^+ 曲線上の関係(11)式 ($m=1$)



(a)



(b)

Fig. 22 (a)-(d) Comparison between theory and experiment for q .

より $h_L = 4h_L(\tau_L)/9$, $q_c = 8c_L(\tau_L)h_L(\tau_L)/27$ となる。 τ_L は (10) 式 ($m=1$) に $t=\tau_L$: $x=-L$, $t=t$: $x=-x_c(t)$ の条件を用いて得られるつぎの関係から決まる。

$$[L + \{3c_L(\tau_L) - c_0\}\tau_L]^{-1/3} = [x_c(t) + \{3c_L(\tau_L) - c_0\}t]^{-1/3} \quad \dots\dots\dots (44)$$

結局, $x_c(t)$ は (37) 式に $h_L(t)$, $h_c(\tau_L)$, $q_c(\tau_L)$ を用い, (ii) の段階で得られる t_1 および $x_c(t_1)$ を初期値とし, (44) 式の条件から τ_L を求めることによって逐次計算できる。

4.2 予測式と実験値との比較

まず, 流出流量 q の時間的変化について, 前節の(i)～(iii)段階の予測式と実験値との比較を Fig. 22(a)～

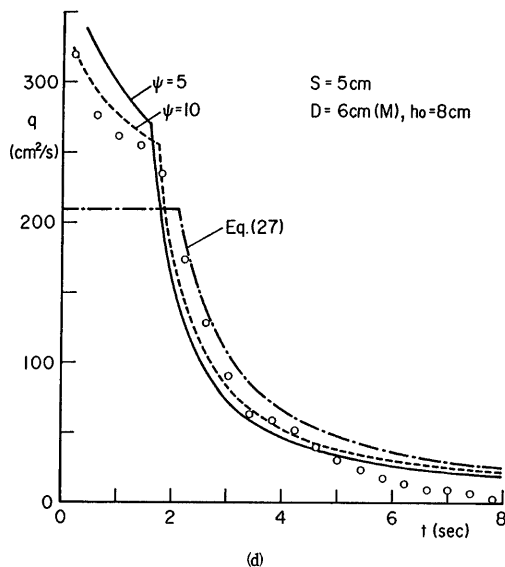
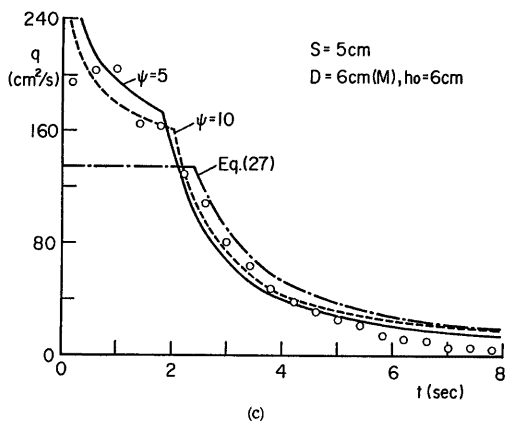


Fig. 22 Continued.

(d) に示す。予測式の定数としては、 $K=4$, $(\sigma/\rho-1)=0.81$ (メサライト), $\tan \phi=0.8$, $\lambda=0.5$ ($S=8$ cm), $\lambda=0.5$ ($S=8$ cm), $\lambda=0.4$ ($S=5$ cm) を用い、流速係数は $\psi=5, 10$ を仮定している。なお、比較のため土砂流出を伴わない場合の近似解(27)式の曲線も図中に示してある。

実験値は $S=5, 8$ cm いずれも堰上で完全越流になるケースであって、 $h_0=2\sim 8$ cm, $D\cong h_0$ の典型的な場合が示されている。計算結果は、いずれの場合も実験値とはほぼ一致しており、 $t=t_1$ で貯水池上流端の影響が下流端に伝播して流量低減特性が急変する特徴ともよく対応している。予測式の ψ の値は、Fig. 22(b)~(d) では $\psi=10$ の曲線が実験値に近く通常の抵抗特性値を示しているが、Fig. 22(a) では $\psi=5$ より若干小さい値が適合すると考えられ流れの抵抗がかなり大きい。また、 $D=6$ cm で $h_0=8, 6, 2$ cm の実験値と計算結

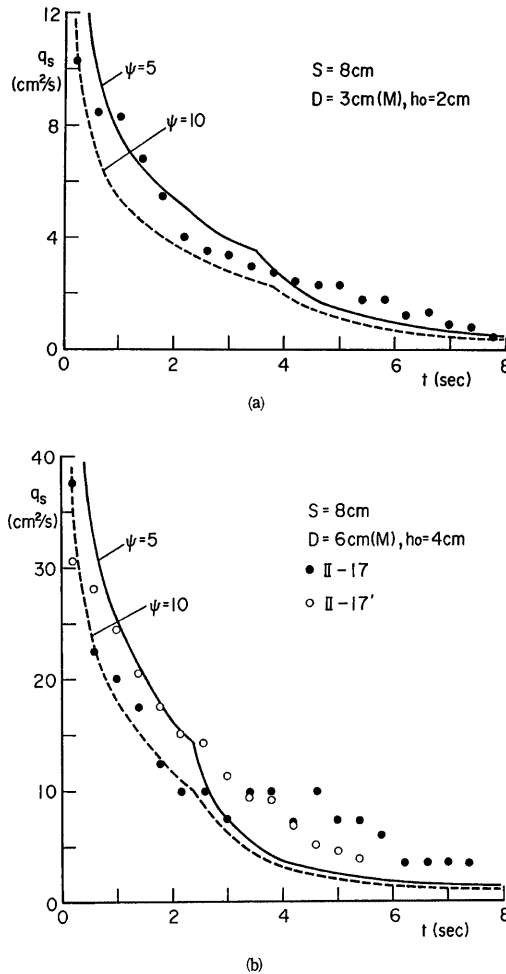


Fig. 23 (a), (b) Comparison between theory and experiment for q_s .

果との差に注目すると、 h_0 が小さいほど ψ が小さくなる傾向がみられる。これは h_0 が小さい場合には h/d が大きく、かつ河床低下量が小さいので急勾配になることによっており、急勾配水路の抵抗特性²⁴⁾に対応している。したがって、厳密には ψ を d/h , D/x_c の関数とする必要があろう。

一方、流出土砂量 q_s の時間的変化について、上と同じ定数を用いた予測式と実験値とを比較すると Fig. 23(a), (b) のようになる。いずれの図も $t < 3 \sim 4$ sec では、 $\psi = 5 \sim 10$ の計算値が実験値に適合しており、土砂流出の主要部分は本解析によって予測できるものと考えられる。しかし、詳細にみると、 $t < 1$ sec では、 $\psi = 5$ の q_s はかなり過大評価になっていて、これは ψ とともに流砂量式等にも問題があることを示している。

また、 $t > 4$ sec では河床低下量が減少するので、写真による計測精度が問題になる。

この点についてさらに検討するために、 q_s より直接的な貯水池内の河床変動について計算結果と実験値とを比較する。Fig. 24 は、河床低下域の頂部 x_c の移動について両者を比較したものであって、 $S = 8$ cm, $h_0 = 4$ cm で $D = 3$ cm と 6 cm の場合が示されている。 $D = 3$ cm, $D = 6$ cm の実験値は、それぞれ $\psi = 10$, $\psi = 5$ の計算結果にはほぼ一致しており、 x_c の移動と平衡状態に漸近する状況を予測式はよく表している。つぎに、この2ケースの河床形状の時間的変化について、実験値と計算結果を比較すると Fig. 25 のようになる。計算値は $D = 3$ cm, 6 cm のケースに対してそれぞれ $\psi = 10$, 5 を用いている。いずれのケースも初期には実験値より計算値の方が河床低下の進行が早い、3～4 時点以降 ($t > 1$ sec) では両者はほぼ一致している。初期に河床低下量を過大評価しているのは、初期条件(38)式と流砂量式の係数 K の仮定にあると考えられる。前者については、開口速度との関係を検討する必要がある、後者については、3.4 で述べたように開口初期では河床勾配が $\tan \theta > 0.2$ であるので、 $K = 4$ の適用範囲を越え $K < 4$ となっているが、いずれも初期の崩壊・滑動機構の解明が必要である。

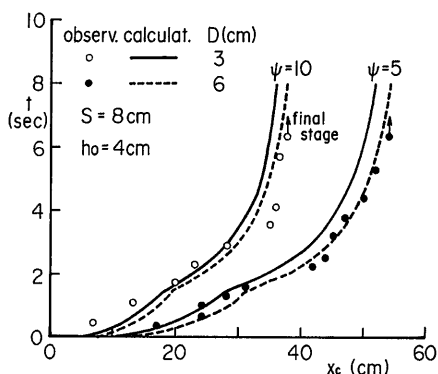


Fig. 24 Comparison between theory and experiment for the migration of control section.

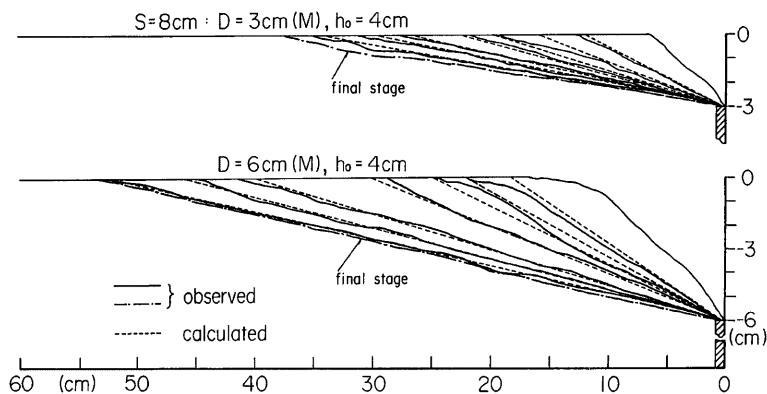


Fig. 25 Comparison between the calculated bed profiles and the observed ones.

以上のように、予測式の定数 K, ψ の決定に問題が残されているが、両者の x_c, q, q_s に対する影響は、(37)～(42)式からわかるように、 $\alpha(\sim K/\psi)$ に含まれており同等に取り扱える。したがって、ここでは ψ の変化に帰着させ、総流出土砂量 V_s の実験値と $\psi=5, 10$ を用いた(i)～(iii)段階の q_s の積算値とを比較する。**Fig. 26** は総流出土砂量の重量計測を行った II-13～II-38 の実験ケースについて、実質土砂量(容積)の実験値 V_{so} と計算値 V_{sc} を比較したものである。ほとんどの V_{so} は $\psi=5\sim 10$ の V_{sc} の範囲に入っており、本実験の総流出土砂量は予測式によってほぼ推定できることがわかる。しかし、 $\psi=5$ と $\psi=10$ の V_{sc} は最大1.5倍程度の差があつて、 D が大きくかつ h_0 が小さい場合の V_{so} は $\psi=5$ の V_{sc} に、それ以外の V_{so} は $\psi=10$ の V_{sc} に近いことが定性的に云えるが、定数 K とともに ψ の決定は今後の課題である。

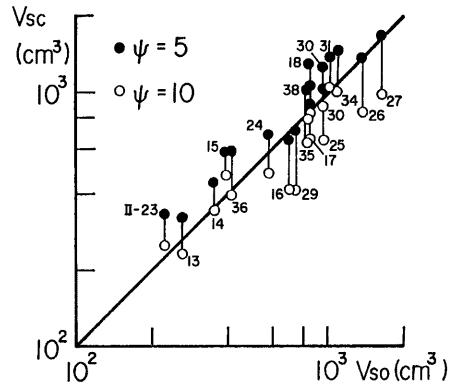


Fig. 26 Comparison between the calculated total volumes of sediment discharge V_{sc} and the observed ones V_{so} .

4.3 洪水・土砂流出量の支配因子の検討

前章における予測式と実験値との比較から、定数の設定に若干の問題が残されているが、洪水・土砂流出量の予測に4.1の解析法が適用できることがわかったので、予測式に対する水理パラメーターの影響を検討してみる。

貯水池決壊時に堆砂層の流出を伴う場合には、前述のように初期の洪水流出量が土砂流出のない場合のそれより増大することが特徴的であった。まず、この点に注目して4.1に述べた(i)の段階 ($0 \leq t \leq t_0$) の平均流量 q_1 を(41)式から求めるとつぎのように表される。

$$\frac{q_1}{q_c} = 1 + \frac{27H}{8h_0L} \left\{ \sqrt{\left(\frac{D}{\tan \phi} - \alpha H \right)^2 + \frac{16}{27} \alpha h_0 L} - \left(\frac{D}{\tan \phi} - \alpha H \right) \right\} \dots\dots\dots (45)$$

この近似式として

$$\frac{q_1}{q_c} = 1 + \sqrt{\frac{27}{4} \alpha \frac{h_0}{L} \left(\frac{5}{9} + \lambda \frac{D}{h_0} \right)} \dots\dots\dots (46)$$

が得られる。上式から q_1/q_c の増分は $\sqrt{h_0/L}$ および D/h_0 に比例することがわかる。(46)式に $\lambda=0.4, \alpha=0.5, 1.0$ (砂の比重1.65とすると $\alpha \sim K/\psi$) を用いて、 $h_0/L=10, 100$ に対する q_1/q_c と D/h_0 の関係を計算すると **Fig. 27** のようになる。この図から、 q_1/q_c は主に D/h_0 に依存し、 $L/h_0=10$ で $D/h_0 > 2$ では、 q_1 は q_c の2倍以上になることがわかる。つぎに、同じく(i)の段階の全流出土砂量 v_{s1} を(42)式から求めるとつぎのように表される。

$$v_{s1} = (1-\lambda) D \left(\frac{D}{\tan \phi} - \alpha H \right) \left\{ \sqrt{1 + \frac{16}{27} \alpha h_0 L \left(\frac{\tan \phi}{D - \alpha H \tan \phi} \right)^2} - 1 \right\} + \frac{D^2}{2 \tan \phi} \dots\dots\dots (47)$$

この近似式は

$$v_{s1} = (1-\lambda) D \sqrt{\frac{16}{27} \alpha h_0 L} \dots\dots\dots (48)$$

となる。上式より v_{s1} は $\sqrt{h_0 L} D$ に比例することがわかる。**Fig. 28** は、(48)式の関係を拡張して、総流出土砂量の実験値 V_{so} (**Fig. 26**) と $\sqrt{L h_0} D B$ (B : 水路幅) の関係を検討したものである。 V_{so} についても(48)式と同様の単純な関係がほぼ成立しており、平均的な比例定数を求めると

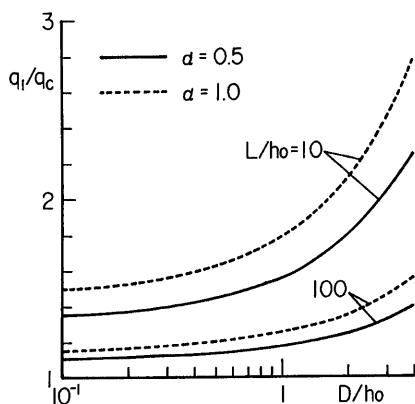


Fig. 27 Relationship between q_1/q_c and D/h_0 using Eq. (46).

以上のように、(i)の段階の予測式から、貯水池決壊時の洪水・土砂流出量に対する支配因子がある程度明らかになったが、洪水と土砂のハドログラフの特性については、4.2と同様に(iii) Ⅲ段階の数値計算を種々の条件下で行う必要があって、基礎式の無次元化と支配パラメーターの検討を進めている。

5. 結 論

本論文では、貯水池の瞬間全面決壊という最も単純なケースを想定し、貯水池の堆砂高と貯水条件（水深・湛水長）が変化する場合の洪水・土砂流出について、水理実験と近似解析の結果から流出流量と流出土砂量を予測する方法を明らかにした。得られた結果を列挙するとつぎのようである。

1) 一般的な横断面形状からなる貯水池を対象として、全面決壊時における貯水池の上、下流端水深および流出量の時間的変化について(14)式および(16)式の近似解を導いた。また、長方形断面の貯水槽実験から、これらの近似解が洪水流出の主要部分に対して適合することを示した。

2) 貯水池決壊口の開口速度に関連して、流出流量の時間的変化に対する開口速度の影響を(22)式で表わし、一定開口速度の場合の影響範囲を明らかにするとともに、実験結果からその適用性を示した。しかし、急変非定常流における流量係数の評価の問題が残されている。

3) 貯水池決壊に伴う洪水・土砂流出の基礎実験から以下の知見を得た。(a)土砂流出を伴う場合には初期の流出流量が水だけの流出の場合より増大し、流出波形が急峻になる。(b)貯水池上流端の水深変化には洪水流出の近似解が適用できる。(c)貯水池内の河床低下域の頂部で限界流となり、その頂部の移動に伴って限界水深点も上流へ移動する。(d)流出土砂量は急

$$V_s = 0.65 \sqrt{L h_0} D B \dots\dots\dots (49)$$

が得られる。上式に例えば、 $L=10$ km, $h_0=100$ m, $D=10$ m, $B=100$ mを代入すると $V_s=7 \times 10^6$ m³, $V_s/LDB=0.07$ (7%流出)となる。しかし、(49)式の係数についてはさらに α の影響を考慮して、スケールの大きな実測値によって検討する必要がある。

一方、(46)式と(48)式から土砂流出の容積濃度 C_1 を求めると次式が得られる。

$$C_1 = \frac{1-\lambda}{\left(\sqrt{\frac{4L}{27ah_0} + \frac{5}{9}} \right) \frac{h_0}{D} + \lambda} \dots\dots\dots (50)$$

C_1 は(46)式と同じパラメーターで表されているので、Fig. 27 と同じ α , L/h_0 の値を用いて、(50)式から C_1 と D/h_0 の関係を計算すると Fig. 29 のようになる。この図から C_1 は D/h_0 にほぼ比例して増加し、 $D/h_0 > 1$, $L/h_0 < 100$ では $C_1 > 0.1$ になることがわかる。

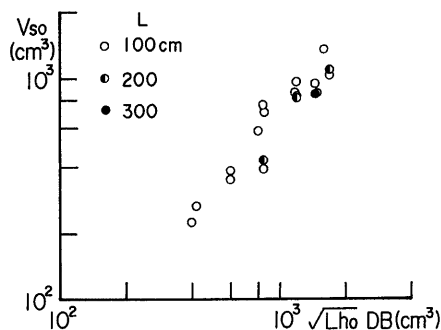


Fig. 28 Comparison between V_{so} and $\sqrt{L h_0} D B$.

勾配の掃流砂量式に対応した特性を示すが、初期を除いて(30)式で近似できる。

4) 3)の(b)～(d)の知見に基づいて、貯水決壊時の洪水・土砂流出現象をモデル化し、流れの特性曲線の関係が決まる三つの時間段階に区分して、流出流量・土砂量の時間的変化の予測式を導いた。その予測式は(i)の時間段階では(41)式および(42)式の解析解で表され、(ii)と(iii)の段階では単純な数値計算によって解かれることを示した。

5) 流出流量、流出土砂量、河床低下の時間的変化および総流出土砂量について、予測式が実験結果にほぼ適合することを明らかにした。しかし、予測式に含まれている流速係数および流砂量係数の設定と初期条件の厳密化の問題が残されている。

6) 開口初期における流出流量の増加量および流出土砂濃度と水理パラメーターの関係を(46)式および(50)式のように導き、堆砂高と貯水池水深の比が最も支配的なパラメーターであることを明らかにするとともに、総流出土砂量が貯水池の水深と湛水長の積の平方根、堆砂高および河幅に比例することを指摘した。

以上、本論文では貯水池決壊時の洪水流出に加えて、従来取り扱われていなかった土砂流出を伴う場合の流出流量と流出土砂量の簡便な予測法を提案した。しかし、本論文で対象として土砂流出は掃流状態を仮定しており、通常のテリングダムのように湛水長が短く、堆砂高と水深の比が 10^2 オーダーで主として泥流の流出形態になる現象には、ここでの予測法は適用できない。また、下流端が完全越流になる条件を用いてモデル化しており、本実験の場合では堰がない場合や堰高が堆砂高に比してかなり低い場合には下流端の堆砂土層を考慮した修正が必要である。今後、このような現象への理論の修正と拡張を図るとともに、さらに部分決壊の場合や決壊速度の影響についても、洪水流出の近似解との比較から土砂流出の伴う場合の特徴を把握し、その予測法を明らかにしたい。

最後に、本研究を進めるに際して協力された工学部卒業生の佐溝時彦君(現・大日本土木)、矢内元雄君(現・大豊建設)および工学部学生砂川岳史君に感謝いたします。また、実験・計算・製図等に御助力下さった中村行雄技官および大久保賢治助手に謝意を表します。

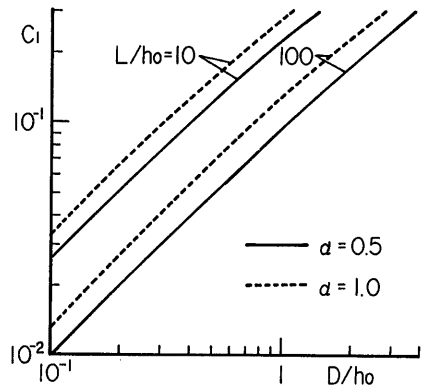


Fig. 29 Relationship between C_1 and D/h_0 using Eq. (50).

参 考 文 献

- 1) 村本嘉雄・宇野尚雄・高橋 保：イタリア北部スタバにおけるテリングダムの決壊災害，京大防災研究所年報，第29号A，1986，pp. 19-52.
- 2) Stoker, J. J.: Water Waves, Interscience Publishers, 1957, pp. 333-341.
- 3) Schoklitsch, A.: Über Dambruchwellen Sitzber. Akad. Wiss. Wien., 126, 1917, pp. 1489-1514.
- 4) Dressler, R. F.: Hydraulic Resistance Effect upon the Dam-Break Functions, Journal of Research of the National Bureau of Standards, Vol. 49, No. 3, 1952, pp. 217-225.
- 5) Sakkas, J. G. and T. Strelkoff: Dam-Break Flood in a Prismatic Dry Channel, Journal of the Hydraulic Division, Proc. of ASCE, Vol. 99, No. HY12, 1973, pp. 2195-2216.
- 6) Balloffet, A., E. Cole and A. F. Balloffet: Dam Collapse Waves in a River, Journal of the Hydraulic Division, Proc. of ASCE, Vol. 100, No. HY5, 1974, pp. 645-665.

- 7) Hunt, B: Asymptotic Solution for Dam-Break Problem, Journal of the Hydraulic Division, Proc. of ASCE, Vol. 108, No. HY1, 1982, pp. 115-126
- 8) Katopodes, N. and T. Strelkoff: Computing Two-Dimensional Dam-Break Flood Waves, Journal of the Hydraulic Division, Proc. ASCE, Vol. 104, No. HY9, 1978, pp. 1269-1288.
- 9) 松富英夫: ダム破壊流れの二次元数値解析, 第27回水理講演会論文集, 1983, pp. 23-28.
- 10) Fread, D. L. and T. E. Harbaugh: Transient Hydraulic Simulation of Breached Earth Dams, Journal of the Hydraulic Division, Proc. ASCE, Vol. 99, No. HY1, 1973, pp. 139-154.
- 11) Ponce, V. M. and A. J. Tsivoglou: Modeling Gradual Dam Breaches, Journal of the Hydraulic Division, Proc. ASCE, Vol. 107, No. HY7, 1981, pp. 829-838.
- 12) Jayapalan, J. K., J. M. Duncan and H. B. Seed: Analyses on Flow Failures of Mine Tailings Dams, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109, No. 2, 1983, pp. 150-171.
- 13) Jayapalan, J. K., J. M. Duncan and H. B. Seed: Investigation of Flow Failures of Tailings Dams, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109, No. 2, 1983, pp. 172-189.
- 14) Krumdiek A. and P. Chamot: Sediment Flushing at the Santo Domingo Reservoir, Water Power & Dam Construction, Dec., 1979, pp. 25-30.
- 15) 千田 實: 発電用貯水池の堆砂とその防止法に関する研究, 京都大学学位論文, 1979, pp. 90-131.
- 16) 村本嘉雄: 貯水決壊時の流出流量について, 第32回年次学術講演会講演概要集, 土木学会, II-200, 1977, pp. 386-387.
- 17) 村本嘉雄・佐溝時彦: 貯水池決壊時の流出特性, 第33回年次学術講演会講演概要集, 土木学会, II-347, 1978, pp. 670-671.
- 18) 佐溝時彦: 貯水池の決壊に伴う洪水流出に関する研究, 京都大学卒業論文, 1978.
- 19) MacDonald, T. C. and J. L. Monopolis: Breaching Characteristics of Dam Failures, Journal of the Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 5, 1984, pp. 567-586.
- 20) 矢内元雄: 貯水池ゲート開放時の流出特性に関する研究, 京都大学卒業論文, 1979.
- 21) 砂川岳史: 貯水池ゲート開放に伴う洪水・土砂流出の研究, 京都大学卒業論文, 1986.
- 22) 高橋 保: 土石流の停止, 堆積機構に関する研究(3)——土石流扇状地の二次侵食, 京大防災研究所年報, 第25号B-2, 1982, pp. 327-348.
- 23) 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, 107, 1978, pp. 9-17.
- 24) 芦田和男・高橋 保・水山高久: 急勾配水路における混合砂礫の移動限界掃流力に関する研究, 新砂防, 103, 1977, pp. 6-13.