

急勾配流路の氾濫流とこれに伴う土砂流出

INUNDATION FLOW AND SEDIMENT OUTFLOW FROM RIVERS ON STEEP SLOPE FIELD

山坂 昌成¹・久保田 勝²

Masashige YAMASAKA and Masaru KUBOTA

¹正会員 工博 国士舘大学教授 工学部都市システム工学科 (〒154-8515 東京都世田谷区世田谷4-28-1)

²法人会員 国土交通省北陸地方整備局富山工事事務所 所長 (〒930-8537 富山県富山市石金3-2-37)

In the case of rivers with steep slope, if inundation occurs, the damage by it will become serious compared with the case of inundations from mild slope rivers. Although many researches are made about the inundations from rivers with mild slope, few researches are made about the inundations from rivers with steep slope. In the inundation in such a place, it is thought that the damage by the sediment outflow from river also becomes serious. The inundation discharge and sediment outflow from rivers with steep slope was investigated experimentally. The experiment was performed using small experimental apparatus which consist of the flume with a width of 15 cm and a length of 3.87m, and a flood plane with a width of 1m and a length of 2m.

Key Words: *Inundation, Discharge, Alluvial fan, Steep slope, Sediment outflow*

1. はじめに

洪水時に、河岸の浸食や越水に起因して堤防が決壊すると、河道内の水は堤内地に氾濫し、人的、経済的なさまざまな甚大なる被害が生じる。低平地の氾濫は、比較的頻繁に見られるが、その流れの速度や水位上昇速度が比較的緩やかであるため、人的被害は少なく、経済的な被害も浸水そのものによるもの（濁水につかる）が大部分で、構造物の破壊などの被害は比較的少ない。これに対して、急流河川では、氾濫流の流速は家屋などの構造物に衝撃力をもたらすほど速く、氾濫流が一気に広がるため、人的被害をなくするためには精度の高い氾濫予想に基づいた早めの避難対策も必要である。また、急流河川では、洪水時に大量の土砂が流れ、堤防の決壊を伴う氾濫では、土石の流出による構造物への衝撃、氾濫域への土砂堆積による氾濫流況の変化が、予期せぬ地域への被害を増大させる可能性も生じる。

このように、急流河川の氾濫被害は甚大であることから、堤防は破堤を絶対に生じないような強固なものにする必要がある。しかし、堤防の全延長を一気に改修することは予算的に困難であるため、氾濫による被害を定量化し、重点的に堤防強化の改修を行う地点を選定する必要がある。

本共同研究は急流扇状地河川の常願寺川を対象河川

として行われたものであるが、常願寺川のある地点で破堤した場合の被害の定量化については、かえって一般性を失うことになると判断し、実験規模で生じる土砂を含む急勾配水路の氾濫流の特性と、その定量的な扱いについて検討することにした。

2. 実験装置および実験概要

氾濫流の室内模型実験装置は、金沢工業大学内の水理実験室に設置され、氾濫域は水路の勾配と同一の縦断勾配を有する平板から構成された¹⁾。水路は図-1に示すように、内幅 $B=15\text{cm}$ 、高さ 15cm 、長さ 387cm で、側壁は透明アクリル板、底面はベニヤ板製である。長さ方向の水路中央付近の左岸壁に開口幅 $B=12.7\text{cm}$ の開口部を設け、ここから水路を流れる水が氾濫する。氾濫域は幅 100cm 、長さ 200cm のベニヤ板で構成され、水路との接続部以外の縁下には雨樋が設置され、氾濫流量を下流水槽に流すとともに、氾濫流量を1つの容器に受け止め、その体積を測定することにより、氾濫流量を測定できるような仕組みになっている。氾濫流量が大きい場合、雨樋から下流水槽につながる排水管の容量の不足から雨樋からの溢水が見られたので、排水管は雨樋の途中3カ所からの3本を設置した。なお、氾濫域の平板にはビデオ撮影、写真撮影用の座標認識のため、 10cm 間隔の格子

線が引かれている。

水路および氾濫域は一体化して単管パイプ製の台に設置し、単管パイプの接地面にジャッキベースを取り付けることにより、全体の勾配を調節できるようにしている（写真-1 参照）。勾配は、それぞれ、急勾配である 1/100 と 1/300 の 2 種類を設定し、それぞれについて、流水のみの実験（A，B シリーズ）と水路内に平均粒径 $d=1.15\text{mm}$ の砂を流した、土砂を含む流れの実験（C，D シリーズ）を行った。流水のみの実験では、通水を開始し、流れが安定した後、下流端流量と氾濫流量を測定し、水路内の水深分布、氾濫出口の水深を測定した。氾濫域の水深については、場所によっては水深が極めて小さいこと、測定範囲がかなり広範囲になる等の理由から、測定を行っていない。氾濫出口の流速については、ピトー管による測定、電磁流速計での測定を試みたが、水深が小さい上に流速が速いため、キャビテーション域に空気が混入し、信頼できるデータは得られなかった。これに代わる方法として、水面に浮かぶ発泡スチロール粒子の流跡から、氾濫出口の表面流速の概略値を求めた。用いた発泡スチロールは直径約 8mm の白色球で、撮影は露光時間を 1/60 または 1/30 秒にしたデジタルスチールカメラで行った。

土砂を含む氾濫流れの実験では、全流量、氾濫流量の測定に加え、氾濫開始後 1 分、2 分、3 分、5 分に通水を止めて氾濫域への土砂堆積高さを測定し、これを測定した時とほぼ同一の堆積形状のもとで、氾濫流の表面に流した発泡スチロール球の軌跡をデジタルビデオカメラで上方から撮影したビデオ映像より、流況を読み取った。撮影時間間隔は 1/60 秒で、この間の移動距離から表面流速を測定できる。ただし、発泡スチロール球を氾濫域に均等に散布するのは困難で、水路内に流した発泡スチロール球が自然に氾濫域に流出する様子を撮影したので、球の存在する位置は、比較的氾濫の主流域近くであると考えられる。堆砂実験では、流速測定のための時間が制限されるため、流況については、発泡スチロールの 1 回散布から粒子軌跡を求めるにとどめた。

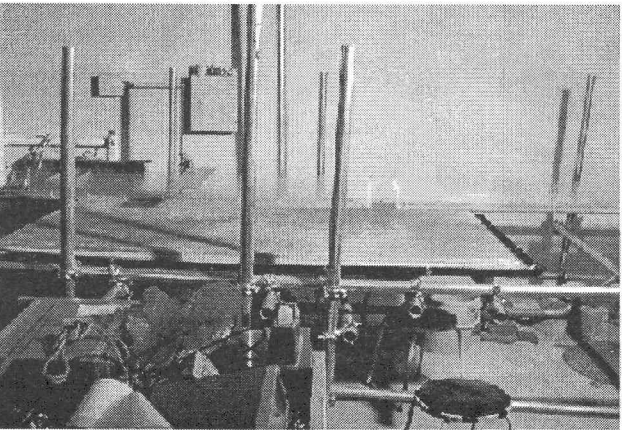


写真-1 実験装置の概観

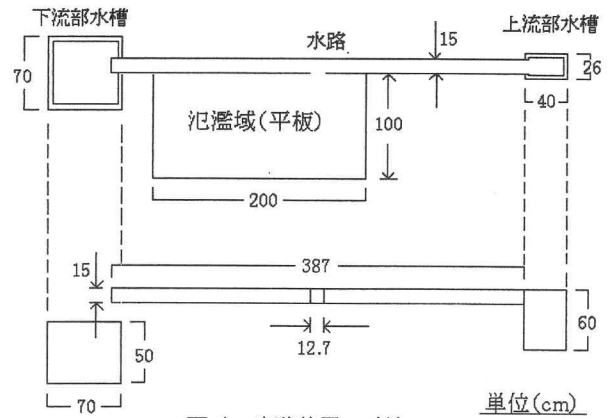


図-1 実験装置の寸法

3. 流水のみの氾濫実験

表-1 に流水のみの氾濫実験における実験条件と氾濫流量についての実験結果を一覧にして示す。A シリーズは勾配が 1/100，B シリーズは勾配が 1/300 の条件で行った。図-2 に各実験で得られた総流量と氾濫流量の関係を示す。■が A シリーズ ▲が B シリーズである。A シリーズ，B シリーズともに、氾濫流量は総流量にほぼ比例するものの、比例係数が若干異なり、勾配の緩い B シリーズのほうがやや大きい。これは、勾配が大きいほど本川内流れの慣性力が大きくなり、横断方向へ流れの向きを大きく変えて氾濫する事が困難になるためであると考えられる。この氾濫流量の推定法について検討する。緩流河川においては、横越流量の公式として、しばしば堰の越流量公式や、これをやや改良した方法が用いられる^{2),3)}。これを準用し、

- ① 氾濫出口で限界水深をとる。
- ② 本川上流の速度水頭を無視して、氾濫出口の水深 h_2 （限界水深）は本川上流水深 h_1 の 2/3 となる。
- ③ 氾濫流は、本川に垂直な方向に流出する。

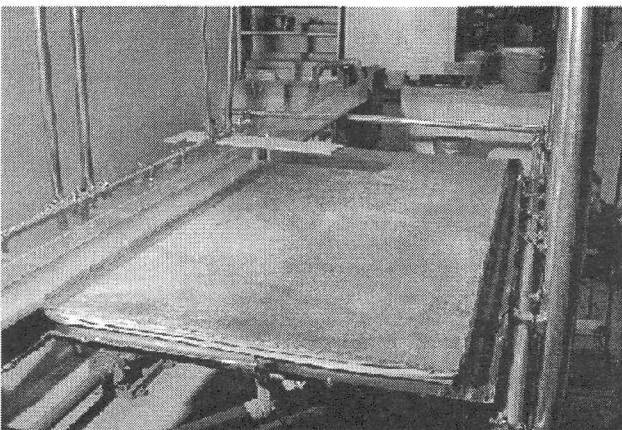


表-1 流水のみの氾濫実験の実験条件

勾配: 1/100

No	総流量	水路流量	氾濫流量	氾濫割合%	上流水深	上流流速	上流フルード数
	$Q_1(\text{cm}^3/\text{s})$	$Q_3(\text{cm}^3/\text{s})$	$Q_2(\text{cm}^3/\text{s})$		$h_1(\text{mm})$	$u_1(\text{cm/s})$	Fr_1
A-1	935	810	125	13.4			
A-2	1019	890	130	12.7	13.8	50.8	1.38
A-3	1687	1502	184	10.9	16.0	72.6	1.83
A-4	1921	1667	254	13.2			
A-5	1922	1664	258	13.4	21.1	62.8	1.38
A-6	2533	2239	295	11.6	23.5	74.5	1.55
A-7	3165	2741	424	13.4	28.9	75.6	1.42
A-8	3510	3068	442	12.6	29.7	81.4	1.51
A-9	4019	3543	476	11.9	30.0	92.5	1.71
A-10	4377	3814	563	12.9			
A-11	4490	3969	522	11.6	32.7	94.8	1.68
A-12	4755	4089	665	14.0	41.7	78.7	1.23
A-13	5220	4578	642	12.3	37.3	96.6	1.60
A-14	5710	4949	760	13.3	43.4	90.7	1.39
A-15	5920	5048	872	14.7	45.5	89.8	1.34
A-16	6009	5187	822	13.7			
A-17	6285	5484	802	12.8			
A-18	6352	5455	897	14.1			
A-19	6679	5792	887	13.3			

勾配: 1/300

No	総流量	水路流量	氾濫流量	氾濫割合%	上流水深	上流流速	上流フルード数
	$Q_1(\text{cm}^3/\text{s})$	$Q_3(\text{cm}^3/\text{s})$	$Q_2(\text{cm}^3/\text{s})$		$h_1(\text{mm})$	$u_1(\text{cm/s})$	Fr_1
B-1	822	716	106	12.9			
B-2	1220	1067	153	12.5			
B-3	1273	1093	180	14.2	16.2	54.2	1.36
B-4	1392	1206	185	13.3	16.4	58.5	1.46
B-5	2014	1734	280	13.9	19.9	69.7	1.58
B-6	2187	1864	323	14.8			
B-7	3015	2598	418	13.9	28.2	73.7	1.40
B-8	3666	3139	527	14.4	31.8	79.5	1.42
B-9	3738	3154	584	15.6	31.5	81.9	1.47
B-10	3795	3206	589	15.5			
B-11	3822	3223	599	15.7			
B-12	3916	3318	598	15.3			
B-13	4078	3522	556	13.6	33.0	85.2	1.50
B-14	4140	3511	629	15.2			
B-15	4710	3967	743	15.8			
B-16	4830	4099	731	15.1	40.0	83.2	1.33
B-17	5278	4501	777	14.7	39.7	91.8	1.47
B-18	5670	4915	755	13.3			
B-19	5851	4939	912	15.6			
B-20	6036	5218	818	13.6	43.3	96.2	1.48
B-21	6136	5154	982	16.0	45.9	92.2	1.37

と仮定すると、氾濫流量 Q_2 は、

$$Q_2 = Wh_2(gh_2)^{1/2} \quad (1)$$

$$h_2 = 2h_1/3 \quad (2)$$

から求められる。ここに W は氾濫開口幅である。図-3は上流側水深 h_1 と氾濫流量 Q_2 の関係を示し、新たに現れた◆印は、式(1)、(2)で表される h_1 と Q_2 の関係を示す。実測の h_1 と Q_2 の関係は式(1)、(2)の理論曲線と同様の変化の仕方を示すが、大きさに2倍ほどの差が現れている。この原因は、本川上流の速度水頭を無視していることなど、いくつか考えられるが、氾濫出口で限界流となる仮定、流出方向が本川に垂直となる仮定が主要因であると考えられる。前者については、急勾配水路では本川上流側で既に射流となっているのに、氾濫出口で単位幅流量を最大（与えられた比エネルギーのもとで）とする限界水深をとるという仮定は氾濫流量を大きめに見積もることにつながる。後者については、氾濫出口での流れの方

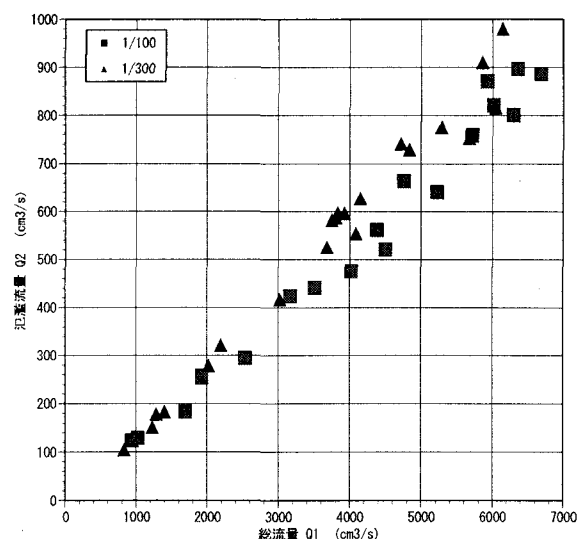


図-2 総流量と氾濫流量

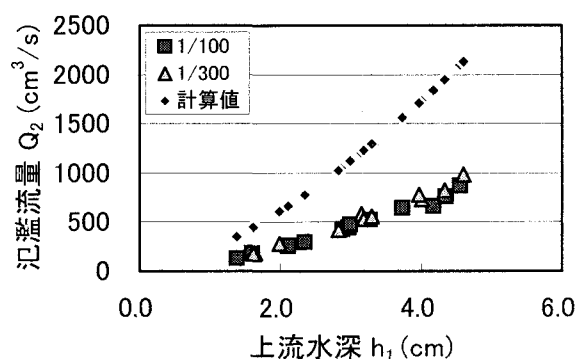


図-3 上流水深と氾濫流量の関係

向を本川下流方向から角度 θ であるとし、流速の絶対値を q とすると、

$$Q_2 = Wh_2 q \sin \theta \quad (3)$$

で氾濫流量を推定すべきところを、 $\sin \theta = 1$ としているため、大きめの推定値となってしまうことになる。表面に漂流させた発泡スチロール球のデジタルスチールカメラ映像の粒子軌跡から、氾濫出口での流向を $\theta \approx 40^\circ$ と読みとると、この部分のみで $1/\sin 40^\circ = 1.6$ 倍と過大な推定値を算出することになる。

これらを改善するため、氾濫出口での流向などを考慮した平面二次元流れの準一次元的解析（流下方向・横断方向の速度を考慮するが、その分布は無視）を試みる。扱う水理量は、図-4に示すように、本川上流における流量 Q_1 、流速 u_1 、水深 h_1 、下流における流量 Q_3 、流速 u_3 、水深 h_3 、氾濫出口における流量 Q_2 、流速 u_2 、 v_2 、水深 h_2 である。なお、本川幅を B 、氾濫出口の開口幅を W とする。これらの水理量のいくつかは従属で、定義式より、

$$Q_1 = u_1 h_1 B \quad (4)$$

$$Q_2 = v_2 h_2 W \quad (5)$$

$$Q_3 = u_3 h_3 B \quad (6)$$

である。ここで Q_1 、 h_1 を与えて、 Q_2 、 Q_3 を求めるには、

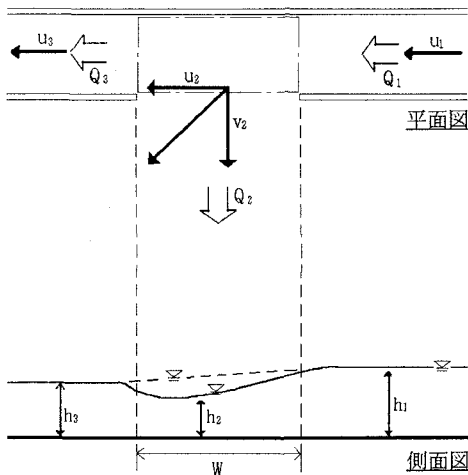


図-4 記号の定義

h_2 , h_3 などを含んだ8個の未知量に対する8個の運動方程式が必要である。式(4)～(6)を除いた残りの5個の方程式は、質量保存則(連続式)、エネルギー保存則(ベルヌーイの定理)、運動量保存則から得られる。これらを定式化すると、

$$u_1 h_1 B = v_2 h_2 W + u_3 h_3 B \quad (7)$$

$$h_1 + \frac{u_1^2}{2g} = h_3 + \frac{u_3^2}{2g} \quad (8)$$

$$h_1 + \frac{u_1^2}{2g} = h_2 + \frac{u_2^2 + v_2^2}{2g} \quad (9)$$

$$u_2 = \frac{1}{2}(u_1 + u_3) \quad (10)$$

$$\rho v_2^2 W h_2 = \frac{1}{2} \left(\frac{\rho g h_1^2}{2} + \frac{\rho g h_3^2}{2} \right) W - \frac{\rho g h_2^2}{2} W \quad (11)$$

となる。運動量の保存則は氾濫出口幅を一边とする本川内の長方形領域(図-4の一点鎖線で囲まれた領域)を検査領域として適用し、圧力は領域境界において静水圧分布をするものと仮定している。また、この検査領域の上・下流境界を通しての横断方向運動量輸送を無視し、氾濫出口対岸の圧力は水深 h_1 による静水圧から h_3 による静水圧へと直線的に変化すると仮定している。流下方向の運動量保存則を式(10)で表したのは、これを満足するとき、流下方向の運動量保存則が式(8)のエネルギー保存則と等価になるためである。

ここで、

$$U = \frac{u_2}{u_1}, \quad V = \frac{v_2}{u_1}, \quad U_3 = \frac{u_3}{u_1} \quad (12)$$

$$H = \frac{h_2}{h_1}, \quad H_3 = \frac{h_3}{h_1}, \quad \alpha = \frac{W}{B}, \quad F = \frac{u_1^2}{g h_1}$$

の無次元化を行い、式(4)～(11)を整理すると、

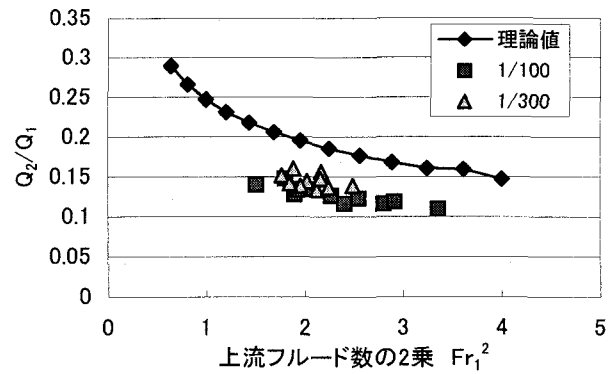


図-5 氾濫流量の理論値と実験値の対応

$$f_1(U, V, \alpha, F) = 0 \quad (13)$$

$$f_2(U, V, \alpha, F) = 0 \quad (14)$$

のような、未知量 U, V に関する非線形二元連立方程式が得られる。ここに、

$$f_1 + U^4(7F) + U^3(+16F) + U^2(10F + 4) + U(8) + U^2 V^2(2F) + V^2(-2F - 4) + V^4(3F) - 4 - F \quad (15)$$

$$f_2 = U^3(-8F) + U^2(12F) + U(-4F + 4) + U^2 V(-\alpha F) + V(2\alpha + \alpha F) + V^3(-\alpha F) - 4 \quad (16)$$

である。式(13), (14)から氾濫出口における無次元流速 U, V が求まると、氾濫出口の無次元水深 H は、式(9)を変形した、

$$H = \frac{h_2}{h_1} = 1 + \frac{1}{2} F (1 - U^2 - V^2) \quad (17)$$

より、氾濫流量比 Q_2/Q_1 は、

$$\frac{Q_2}{Q_1} = \frac{v_2 h_2 W}{u_1 h_1 B} = V H \alpha \quad (18)$$

から得られる。

式(13), (14)の非線形連立方程式をニュートン・ラプソン法⁹⁾を用いた繰り返し数値計算で解き、式(18)から得られる氾濫流量比を実験結果と比較して図-5に示す。

図-5の理論値は実験条件に対応する $\alpha = 12.7/15 = 0.85$ の一定値を与え、上流フルード数の変化に対する氾濫流量比の変化を示している。図-5では図-3に比べ氾濫流量の推定精度が上がり、フルード数に対する氾濫流量比の変化の状況も、実測値をよく表現している。フルード数が大きいほど氾濫流量比が小さくなるのは、フルード数が大きいほど慣性力の影響で直進性が増し、横断方向への氾濫が抑制されるためであると考えられる。ここでも、理論式による推定値が実測値を上回るものの、その差は図-3に比べてかなり小さくなっている。誤差の主な原因は、粘性の影響を無視している(結果として現れる流速の鉛直分布の影響も)のと、氾濫出口では水深が流下方向に大きく変化するのに h_2 という1つの値で代表させている点にあると思われる。後者については、 α の値が小さくなるほどその影響は少ないと思われる。氾濫流量の推定精度を向上させるためには、これらの点を改善する必要がある。

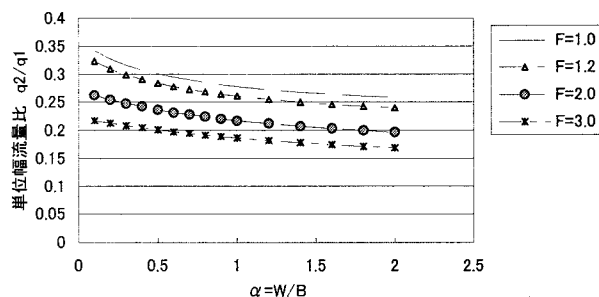


図-6 単位幅の氾濫流量比の変化

実験では氾濫流量に及ぼす開口幅の影響を調べることができなかったが、この影響を計算値で調べてみる。図-6に、単位幅流量で表した氾濫流量比と、開口幅-水路幅比の関係を示す。単位幅の氾濫流量比は

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{Q_2/W}{Q_1/B} = \frac{v_2 h_2}{u_1 h_1} = VH \quad (19)$$

から得られる。F>1である射流の場合のみを示しているが（常流は本解析の適用外）、この範囲で、同一の開口幅比ではFが小さいほど氾濫流量比が大きくなる。これは、先にも述べたように、本川内流れの慣性力の影響による。開口幅比の影響については、開口幅比が増大するほど、氾濫流量比は若干減少する。これは、Hの増加で氾濫流量が増大するにつれて下流の水位が低下するため、開口単位幅あたりでは氾濫流量が若干減少することになると考えられる。開口幅比が1.5を越える領域では単位幅の氾濫流量比がほぼ一定（氾濫流量 Q_2 が開口幅Hに比例）となるが、図-5の理論値と実験値の誤差の原因として述べた先の理由により、この領域への適用の妥当性は保証できない。

4. 土砂を含んだ氾濫流の堆砂実験

前節と同様の実験条件で、水路内に粒径dが約1.15mmの砂を敷き、通水中、水路内の砂がなくなる程度に砂を手動で上流端より供給した氾濫流の堆砂実験条件を表-2に示す。通水開始から1分後、2分後、3分後、5分後に通水を停止し、堆積高を鋼尺を用いて測定した。測定位置は、氾濫域の平板に描かれた10cmメッシュの格子点を基準に5cm間隔とした。最終の堆積状況測定時間が通水5分後と短いのは、氾濫域が狭く、それより長時間後では砂が雨樋まで到達して、水がうまくはけなくなってしまうのと、そこでの境界条件が大きく変わってしまうため、この時間で実験を打ち切ったためである。

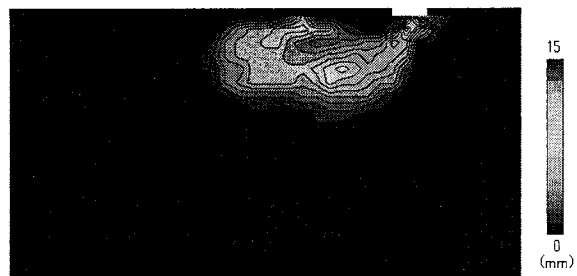
通水後1分、5分の堆積等高線図から、流量の違いによる堆積形状の違い、勾配による堆積形状の違いを調べてみる。図-7は、勾配が1/100のCシリーズについて、流量が約1,100cm³/sの場合（(a), (b)）と流量が約6,000cm³/sの場合（(c), (d)）の1分後と5分後の堆積分布図を示す。流量が小さい場合は、堆積形状が下流方

表-2 土砂を含んだ氾濫実験の実験条件

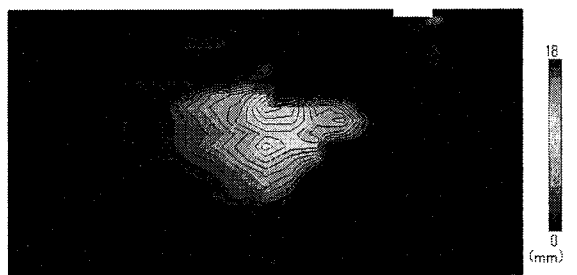
		総流量 (cm ³ /s)	水路流量 (cm ³ /s)	氾濫流量 (cm ³ /s)	時間	水路水深(cm)		氾濫出口水深(cm)	
						上部	下部	上部	下部
勾配1/100 Cシリーズ	C-1	6018	6018	6018	1分間	5.0	3.8	4.3	3.3
					2分間	4.2	4.7	4.2	3.0
					3分間	5.0	5.0	4.0	3.0
					5分間	5.1	4.9	4.2	2.9
					5分間	3.8	3.8	3.5	2.2
	C-2	4573	3754	819	1分間	3.9	4.1	3.5	2.4
					2分間	4.0	4.1	3.3	2.3
					3分間	3.9	3.8	3.2	2.2
					5分間	2.7	2.8	2.1	1.8
					5分間	2.8	2.9	2.1	1.9
	C-3	1851	1431	420	1分間	2.6	2.8	2.1	2.0
					2分間	2.7	2.9	2.1	1.9
					3分間	2.6	2.8	2.1	2.0
					5分間	2.1	1.9	1.5	2.8
					5分間	2.0	1.7	1.8	2.6
勾配1/300 Dシリーズ	D-1	872	620	252	1分間	2.2	2.0	2.0	1.6
					2分間	2.1	1.9	2.1	1.9
					3分間	2.0	1.9	2.0	1.6
					5分間	2.0	1.9	2.0	1.6
					5分間	2.0	2.2	2.3	2.3
	D-2	1176	899	277	1分間	2.4	2.5	2.3	2.3
					2分間	2.3	2.5	2.3	2.3
					3分間	2.1	2.1	2.4	2.2
					5分間	4.9	4.5	4.0	3.5
					5分間	4.8	4.6	4.2	3.7
	D-3	5736	4816	920	1分間	4.8	4.1	4.2	3.7
					2分間	4.8	4.8	4.2	3.7
					3分間	4.5	4.6	4.0	3.0
					5分間	4.5	4.6	4.0	3.0
					5分間	4.6	4.8	4.0	2.8
	D-4	5447	4500	947	1分間	4.7	4.8	4.0	2.8
					2分間	4.7	4.8	4.0	2.8
					3分間	4.7	4.8	4.0	2.8
					5分間	4.7	4.8	4.0	2.8
					5分間	4.7	4.8	4.0	2.8



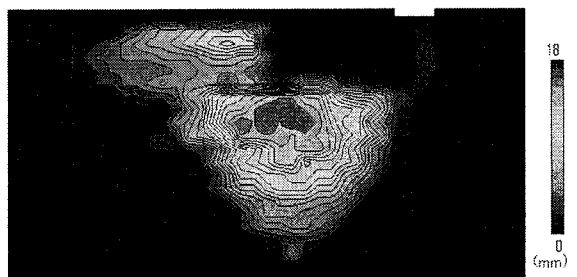
(a) C-4 1分後



(b) C-4 5分後



(c) C-1 1分後

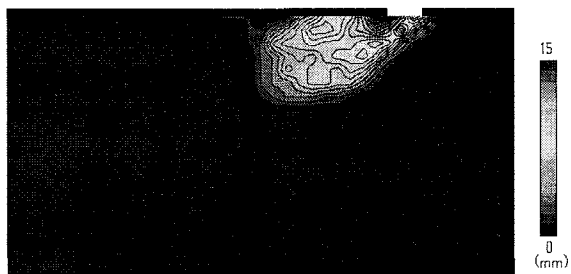


(d) C-1 5分後

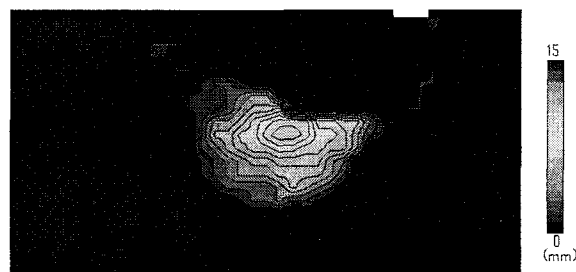
図-7 流量による堆積形状の違い (Cシリーズ 1/100)



(a) D-1 1分後



(b) D-1 5分後



(c) D-3 1分後

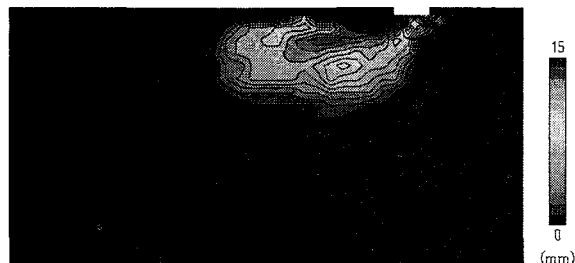


(d) D-3 5分後

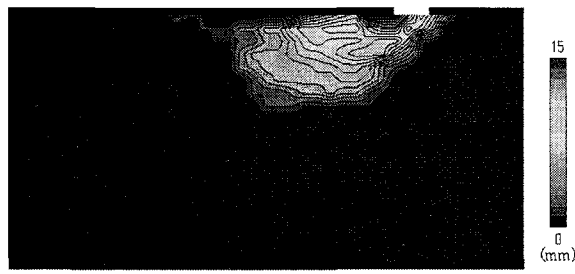
図-8 流量による堆積形状の違い (Dシリーズ 1/300)

向に細長い形状となり、氾濫出口付近から堆積が始まっている。これに対して、流量が大きい場合は堆積形状は横方向にも広がり、氾濫出口付近にはほとんど堆積していない。このような堆積形状は、流量が大きい場合、氾濫流の流速が特に開口部付近で大きく、流れが横方向に広がって、その後流速が減少する流れの状況に対応している。図-8は同様に勾配がやや緩くなった1/300の場合について、流量の違いによる堆積形状の違いを示す。流量の違いによる堆積形状の違いの特性は、勾配が1/100の場合と大きくは変わっていない。

勾配の違いによる堆積形状の細かな違いを図-9で調べ



(a) 1/100 流量小 (C-4 5分後)



(b) 1/300 流量小 (D-2 5分後)

図-9 勾配による堆積形状の違い (流量小)

てみる。同図では(a)が勾配1/100、(b)が勾配1/300で、それぞれ流量が約1,100cm³/sと小さい場合の比較である。また流量が約6,000cm³/sと大きい場合の比較は、図-7(d)と図-8(d)で見ることができる。前述したように、勾配の違いによる堆積形状の違いは顕著ではないが、勾配が緩やかな場合の方が最大堆積高の生じる位置がやや上流で本川からやや遠ざかった位置となる。この理由は、勾配が緩やかなほど、氾濫流が横方向に流れるようになるためであると考えられる。

4. まとめ

本研究では、急勾配水路の氾濫流量の推定式を理論的に導き、実験でその妥当性を検証した。また、流量、勾配の違いによる氾濫流況の違い、氾濫流出土砂の堆積形状の違いを定性的に明らかにした。

参考文献

- 1) 安達・高橋ら：急勾配水路の氾濫流とこれに起因する土砂堆積に関する実験，平成11年度金沢工業大学土木工学科工学設計Ⅲプロジェクトレポート，2000. 3.
- 2) 水理公式集，昭和60年版，pp. 283-296, 1985.
- 3) 永嶋・田村・福岡ら：横越流堰の流量係数に及ぼす水面形の影響，土木学会年次学術講演会概要集第2部，pp. 208-209, 1999.
- 4) 平田・須田・竹本：パソコンによる数値計算，pp. 69-71, 1982, 朝倉書店.
- 5) 山坂・北川・安達・高橋：急勾配水路の氾濫流量，土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集，第29回，pp. 152-153, 2002.

(2002. 4. 15 受付)