

河川堤防決壊口の拡大過程(第2報)

京都大学防災研究所 正員 村本嘉雄
京都大学大学院 学生員 田村多佳志

正員 藤田裕一郎

表-1. 実験の設定条件

実験 番号	堤 天端幅 (cm)	堤 体高 (cm)	堤 形状 法勾配	実験砂 の粒径 (cm)	実験 時間 (分)	堤体の 空隙率	供給 流量 (l/s)	水温 (℃)
Z-10	10	10	1:2	0.06	14 15	0.49	15.8	6.6
Y-1	10	15	1:2	0.06	179	0.6*	0.47	14.8
Y-2	10	15	1:2	0.06	3 50	0.51	14.9	-
Y-3	10	15	1:2	0.06	8 40	0.52	15.7	-
Y-4	10	15	1:4	0.06	11 41	0.50	15.6	-
X-1	10	15	1:2	0.02	6 20	0.49	9.7	29.0
X-2	10	10	1:2	0.02	10 00	0.48	9.5	29.0
X-2B	10	10	1:2	0.02	9 00	-	9.3	30.8

* 透過型破壊実験

1. まえがき 河川の破堤により起こる災害を軽減するには、決壊口の拡大過程を把握することが重要となる。前報¹⁾で決壊口の拡大過程に関する実験の結果と概要を示したが、本文ではさらに、堤体高、堤体材料を変えた追加実験の結果の概要を述べ、ついで、これまでの実験と併せて決壊口の水利条件と土砂移動について検討を加えるとともに、相似模型として若干の考察を行う。

2. 実験の概要 Base runであるZ-10と前報以後追加した実験の設定条件を表-1に示す。この中で堤体の高いY-3と粒径の小さいX-2について、その主な結果をZ-10と比較して以下に述べる。図-1に決壊口通過流量の、図-2に堤内・外水位の、図-3に決壊口幅の変化率の時間的変化をそれぞれ示す。Y-3では、前報で示した拡大過程の4段階のうち第1段階が短かく、第2段階も急であって、初期に急激な流量増加、外水位低下と拡幅率のピークがみられる。また、決壊断面が大きいために、その後の通過流量もかなり大きくなる。X-2では、供給流量が少なくZ-10と単純に比較できないが、長い第1段階がみられる。このとき、決壊口側岸はオーバーハングをなして容易に崩落しない。さらに、図-2の内水位の変化に示されるように、急拡段階において堤体付近で跳水状のundulationが起こっている。

図-4に、決壊口の縦断形状の時間的変化をY-3とX-2について示す。Y-3では堤敷が広くて、洗掘穴は浅くかつ長く、前報の傾向と一致している。一方、X-2では最大洗掘位置が堤外に近い位置にあり、かつ斜面が急になっている。これは、粒径が小さく浮流しやすいために、洗掘穴堤外側斜面で容易に砂が巻き上げられることによる。

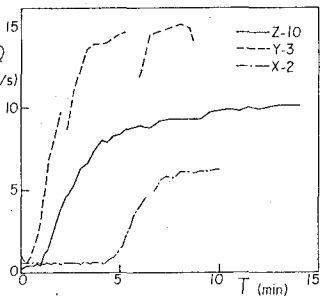


図-1. 決壊口通過流量の時間的変化

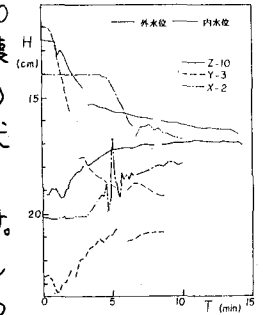


図-2. 堤内・外水位の時間的変化

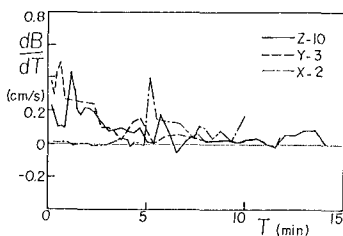


図-3. 決壊口幅の変化率の時間的変化

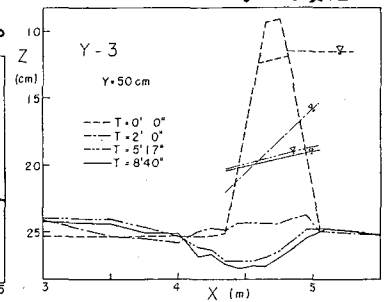
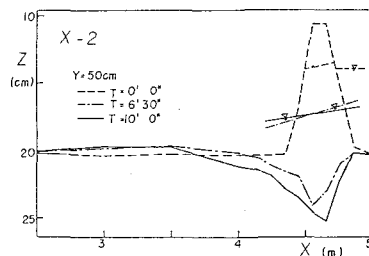


図-4. 決壊口の縦断形状の時間的変化

Yoshio MURAMOTO

Yuichiro FUJITA

Takashi TAMURA

3. 拡大過程における水理条件の変化 Z-10の堤体部の横断面A,Bにおける決壊口形状の時間的変化を堤内外水位からの内挿水位とともに図-5に示す。表-2は、このような横断形状と内外水位勾配 I_w および速度水頭を考慮したエネルギー勾配 I_e に基づいて、Z-10・Y-3・X-2について断面水理量を算定したものである。これから、流速 V と I_w による摩擦速度 $U_{*w}(=\sqrt{gRI_w})$ の時間的変化は図-6のように示され、外水位が低下するためいずれも減少しているが、堤高の大きいY-3を除いて流速の減少率は小さく、最終段階の流水抵抗は開水路の場合に近づいているようである。しかし、初期の大きなエネルギー損失がどのように生じているかは、次に述べる土砂移動状況とも関連するが、現在のところ不明である。

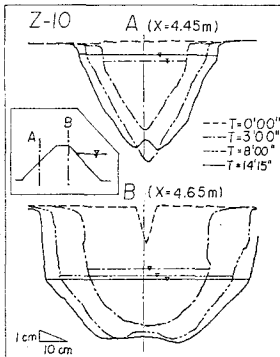


図-5. 決壊口の横断形状の時間的変化

表-2. 決壊口の断面平均水理量

Run No.	Section No.	T	Q	H	B	A	s	R	h	V	U _w	Fr	I _e	U _{se}	Q _{se}	
		X(m)	(l/s)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm/s)	(cm/s)			(cm/s)	(cm ³ /s)	
Z-10	4.65	3 00	6.3	15.9	0.066	41	143	43	3.3	3.5	44	15	0.75	0.017	7.5	140
		8 00	9.3	16.4	0.022	59	229	61	3.7	3.9	41	8.9	0.66	0.007	5.1	48
		14 00	10.1	15.7	0.007	68	266	70	3.8	3.9	38	5.2	0.62	0.001	1.9	9
	4.45	3 00	5.3	17.3	0.066	28	100	32	3.1	3.5	62	14	1.07	0.021	7.9	120
		8 00	9.3	16.8	0.022	41	200	45	4.4	4.9	47	9.6	0.67	0.009	1.6	73
		14 00	10.1	16.8	0.007	47	244	51	4.7	5.2	42	5.8	0.58	0.002	3.0	4
Y-3	4.75	2 00	9.8	18.5	0.097	49	234	52	4.5	4.8	42	21	0.61	0.04	13	1050
		5 17	14.5	19.6	0.025	65	315	67	4.7	4.9	46	11	0.67	0.001	2.1	0
		8 40	13.9	19.8	0.022	68	358	71	5.0	5.2	39	10	0.54	0.008	6.3	121
	4.45	2 00	9.8	21.4	0.097	35	101	38	2.7	2.9	37	16	1.83	0.009	6.5	100
		5 17	14.5	20.4	0.025	46	231	46	4.3	5.0	63	11	0.89	-	-	-
		8 40	13.9	20.5	0.022	64	298	67	4.4	4.6	47	9.3	0.002	0.008	6.3	121
X-2	4.65	6 30	4.6	17.0	0.032	27	122	37	3.2	4.6	38	10	0.57	0.015	8.1	270
		10 00	6.2	17.2	0.017	36	196	47	4.2	5.5	31	8.3	0.43	0.007	5.3	47
	4.45	6 30	4.6	17.7	0.032	30	96	36	2.7	3.2	48	9.1	0.65	0.021	8.7	350
		10 00	6.2	17.5	0.017	38	146	41	3.5	3.8	42	7.6	0.49	0	0	0

4. 拡大過程における土砂移動 図-5のような横断形状の変化から、Z-10の各断面における堆積・洗掘量 S とその累加量を時間で除した断面通過流砂量 Q_s とを図-7に示す。 Q_s は U_{*w} あるいは I_e による U_{*se} の減少に対応して減少しているが、 U_{*se} を用いた芦田・道上の式による推算値 Q_{sel} に比べてかなり小さな値となっている。この

理由としては、局所勾配の推定誤差以外に流砂の非平衡性の影響が第1に考えられるが、前述の流水抵抗とともに今後検討していかなければならない課題である。

5. 相似模型としての考察 実験を歪なしのフルード模型とみなし、長さの相似比 $\lambda_L=100$ として、Z-10のA断面の $T=3'00''$ 、 $14'00''$ について原型を想定すれば、堤体高10m、天端幅10m、法勾配2割の堤体となり、その水理条件は表-3のようになる。この U_{*} を移動限界とするような粒径 D を岩垣の式により求めると、 $U_{*}=0.79\text{ m/s}$ 、 0.30 m/s に対してそれぞれ $D=0.77\text{ m}$ 、 0.11 m となる。今後、このような考察を進め、決壊口の締切について検討していく必要がある。

6. おとがき 今後、大規模な破堤実験装置を用いてより原型に近い条件で実験を行うとともに、詳細な水理計測と流況の平面解析を試み、現象を明確にしていきたい。

《参考文献》 1) 村本・藤田・田村：昭和58年度関西支部年講

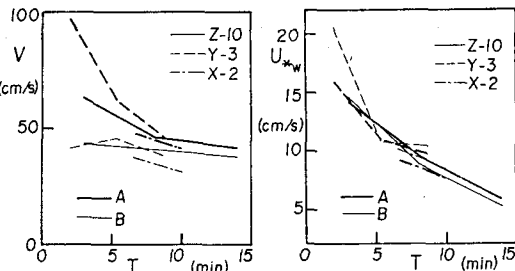


図-6. 流速および摩擦速度の時間的変化

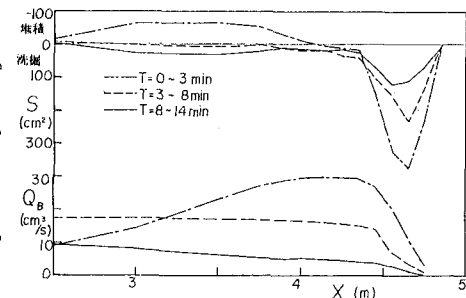


図-7. 土砂移動量と通過流砂量の時間的変化

表-3. 相似による原型の水理条件

T	B	A	h	h ₀	R	Q	V	U _*	D
(")	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m ³ /s)	(m/s)	(m/s)	(m)
30	28	100	3.5	5.9	3.1	630	6.3	0.79	0.77
220	69	266	3.9	8.0	3.8	1000	4.2	0.30	0.11