

3-3 牧田川の模型実験について

岐阜県土木部

片 岡

武

岐阜大学工学部

増 田

重 臣

全 上

河 村

三 郎

1. 緒 言

本実験は琵琶湖を流れる牧田川の一部を取り上げて実験したものであつて、本川は古来幾多の災害に宛められて来たが、昭和28年9月の13号台風は昭和6年当時の計画洪水流量の $1.11 \times 10^3 \text{ sec}$ をばるかに越える大洪水となり下流烏江に於ける流速度は毎秒10.20m/secであつた。そこで牧田川の改修工事を施工するに当り参考資料にする爲、昭和28年の13号台風時の河道状況にて約1/250, 巾1/2.0, 垂直1/150.の模型を製作し13号台風程度の流量を流下して洪水時の急流と河床の磨耗を実験研究したものである。

2. 相似 律

間水路の寸法及び流速方向にx軸をx軸に垂直にy軸を、x, y軸に垂直にz軸を取れば間水路乱流の基本式は、

$$\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{u^2}{2g} \right) + (1-\alpha) \frac{u}{gA} \frac{\partial A}{\partial t} = \left(\frac{u^2}{C^2(1-\alpha)} \right) \quad (1)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (Au) = 0 \quad (2)$$

$$\alpha = \frac{1}{n} (1-\delta)^{\frac{1}{5}}$$

$\alpha = \beta R$ とおき、 h, x, u, A の基本の量を H, L, u, A と取り(1), (2)式を無次元化すれば

$$\begin{aligned} & \frac{\partial h'}{\partial x'} + \frac{u^2}{gH} \frac{\partial u'}{\partial t'} + \alpha \frac{u^2}{gH} \frac{\partial}{\partial x'} \left(\frac{u'^2}{2g} \right) + (1-\alpha) \frac{u^2}{gH} \frac{\partial A'}{\partial t'} \\ & = \left(\frac{L}{H} - \frac{u^2}{\beta^5} \right) \frac{u^2 L}{H^3 \left(1 - \frac{\delta}{\beta R} \right)^{\frac{1}{5}}} \end{aligned} \quad (1')$$

$$\frac{\partial A'}{\partial t'} + \frac{\partial}{\partial x'} (A'u') = 0 \quad (2')$$

(55)

よ、で美河川とその模倣河川に添字、1, 2, を附して區別すれば、

$$\frac{u_1}{\sqrt{g H_1}} = \frac{u_2}{\sqrt{g H_2}}, \quad i_1 \frac{L_1}{H_1} = i_2 \frac{L_2}{H_2}, \quad \frac{n_1^2}{\beta_1^{\frac{2}{3}}} \frac{u_1^2 L_1}{H_1^{\frac{7}{3}}} = \frac{n_2^2}{\beta_2^{\frac{2}{3}}} \frac{u_2^2 L_2}{H_2^{\frac{7}{3}}},$$

$$\frac{\delta_1}{\beta_1 h_1} = \frac{\delta_2}{\beta_2 h_2},$$

又流量を Q 、水面巾を B 、とすれば、 $Q = B H U$

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{B_1 H_1}{B_2 H_2} \sqrt{\frac{H_1}{H_2}} = 2.96 \times 10^5, \quad \frac{T_1}{T_2} = \frac{L_1}{L_2} \sqrt{\frac{H_2}{H_1}} = 21.0$$

$$\frac{n_1}{n_2} = \sqrt{\frac{L_2}{L_1}} \left(\frac{H_1}{H_2} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{\beta_1}{\beta_2} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.73, \quad \therefore \left(\frac{\beta_1}{\beta_2} \right) = 1.10$$

3. 粗度係数の換定

i) 上流の粗度係数

上流の粗度係数は模倣とは別の高さ0.15m、巾0.30m、長さ0.5m、勾配1/125の人工粗度を施したモルタル塗り水路で粗度を換定した。果肺衝からの粗度係数算出には、Manning 公式を使用した。

$$V = \frac{1}{n} (R - \delta)^{\frac{2}{3}} \cdot \frac{1}{2} \quad \text{----- (3)}$$

δ は水路床の粗度の不規則性に対応する径深、

$$Q = A \cdot V \quad \text{----- (4)}$$

$$(3)(4)より \left(\frac{Q}{A} \right)^{\frac{3}{2}} = \left(\frac{\sqrt{A}}{n} \right)^{\frac{3}{2}} (R - \delta) \quad \text{----- (5)}$$

(5) 式の図 (1) から $n = 0.0211$ を得た。故に相似律より、

$$n_1 = n_2 \times 1.73 = 0.036 \text{ である。}$$

ii) 下流島江附近の粗度係数

水路床の相当粗度を k_s とすれば V は普通次の式で表わす事が出来る。

$$\frac{V}{V_{*k}} = A + B \log_{10} \frac{R}{k_s} \quad \text{----- (6)}$$

$$V = \sqrt{g R I}$$

又 Manning 公式を同じ型式に変形すれば、

(57)

$$\frac{V}{V_*} = \frac{R \delta}{n \sqrt{g}} \quad \text{----- (7)}$$

$$(6) \text{ と } (7) \text{ から } \frac{n \sqrt{g}}{k_s^{\frac{1}{6}}} = \frac{\left(\frac{R}{k_s}\right)^{\frac{1}{6}}}{A + B \log_{10} \frac{R}{k_s}} \quad \text{----- (8)}$$

n の値は固定床の場合には大体、 $k_s^{\frac{1}{6}}$ に比例すると考えて下流鶴江附近に於ける河床土砂の粒度分布曲線から、 $k_s = D_{35} = 18.8$ (図(2)参照)、この k_s の値を使用して (8) 式の図表 (水工学の最近の進歩、土木学会) から $n = 0.026$ を得た。初に原型の粗度としては、

$$n_2 = \frac{n_1}{1.75} = \frac{0.026}{1.75} = 0.015$$

よって原型に於ける下流附近の粗度はモルクルヌラシ 仕上げとした。

4. 原型河渠河川の δ

$R - \delta$ は k_s なる粗度を角する水路の流線の抵抗法則により定まるものとし、その関係式として Manning 式

$$V = \frac{1}{n} (R - \delta)^{\frac{2}{3}} k^{\frac{1}{2}} \quad \text{----- (9)}$$

にてこの河川に於ける δ の大略の値を見積るに δ の満足する関係として

$$\psi^1 = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \frac{D_{35}}{(R - \delta) \lambda} \quad \text{----- (10)}$$

ψ^1 と V/V_* との関係にはほぼ一定の曲線関係がある。

$$V_* = \sqrt{g \delta \lambda} \quad \text{----- (11)}$$

(9)(10)、(11) より δ を求めて $\delta = 48.5 \text{ cm}$ を得た。相似律より、

$$\delta_1 = \delta_2 \frac{h_1}{h_2} \frac{\rho_1}{\rho_2} = \delta_2 \times 150 \times 1.1 = 143 \delta_2 \quad \text{----- (12)}$$

又図(1)より上流の δ_2 は 0.44 cm である。(12)式にて上流、下流の δ を算出すると下表の如し。

	上 流	下 流
$\delta_1 \text{ (cm)}$	(60.0)	48.5
$\delta_2 \text{ (cm)}$	0.44	(0.34)

() 内の数値は (12) 式により逆算したものである。

(3) (a)

②、実験洪水波形の観測方法

(i) 実験洪水波形

波形として昭和25年9月の1号台風時の記録より基本洪水波形Ⅰ（図(4)）を決定し次に双峰波形として基本洪水波形を2つの分（10.95時間）にわけたものを波形Ⅱとした。次に実験洪水波形を示す。

波形	初期流量	最大流量	水位上昇時間	備 考
Ⅰ	13.46 $\frac{m^3}{sec}$ (8.8 $\frac{m^3}{sec}$)	3.55 $\frac{m^3}{sec}$ (110 $\frac{m^3}{sec}$)	43分50(16時間)	波形Ⅱは双峰に(て4分の時間差は30分(10.95時間)
Ⅱ	" "	" "	" "	

(ii) 観測方法

波形Ⅰ、Ⅱ、に於いて初期流量は0.04 $\frac{m^3}{sec}$ を定常流にて流して約10分経過後、台基本洪水波形に従って4分間ノズルの上下流の圧力差と界で流量を測定する。吾利泉の水位内換型水路押入れに於いたビニール管を簡易水位計に於て水位を測出した。

③、実験結果

この表は河川の直径、ノズルの流量減減、洪水波の傳播速度に関するもので測定した1号測点1位置の25、42 $\frac{m^3}{sec}$ (5.86 $\frac{m^3}{sec}$)の範囲で行つた実験の結果である。

波形	初期流量	Peakの流量減減	洪水波の傳播度
Ⅰ	505 $\frac{m^3}{sec}$ (3.295 $\times 10^3 \frac{m^3}{sec}$)	500 $\frac{m^3}{sec}$ (148 $\frac{m^3}{sec}$)	0.26 $\frac{m}{sec}$ (11 $\frac{km}{hr}$)
Ⅱ	505 $\frac{m^3}{sec}$ (3.295 $\times 10^3 \frac{m^3}{sec}$)	460 $\frac{m^3}{sec}$ (136 $\frac{m^3}{sec}$)	0.20 $\frac{m}{sec}$ (8 $\frac{km}{hr}$)
		420 $\frac{m^3}{sec}$ (124 $\frac{m^3}{sec}$)	0.20 $\frac{m}{sec}$ (8 $\frac{km}{hr}$)

(一) 内の数値は模型実験の初値を旧基準により実利川に換算してものである。

図(5)、(6)参照

FIG. (1)

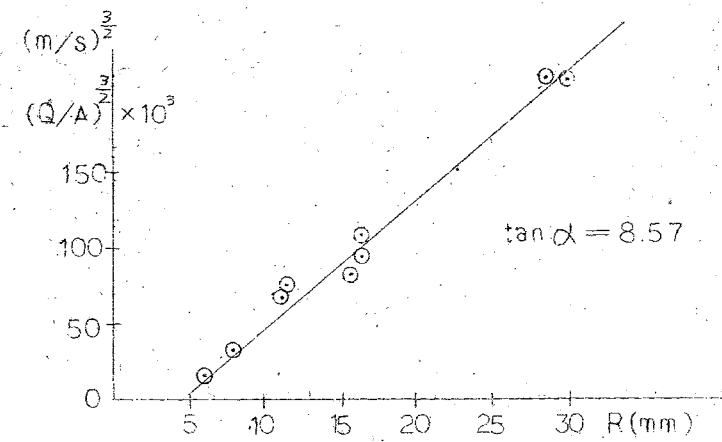


FIG. (3)

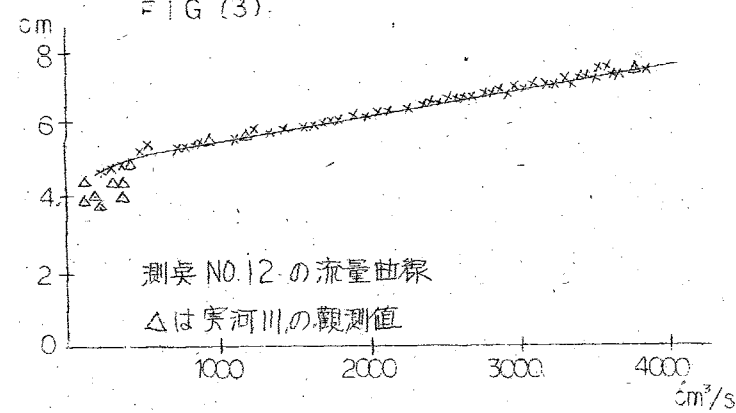


FIG. (5)

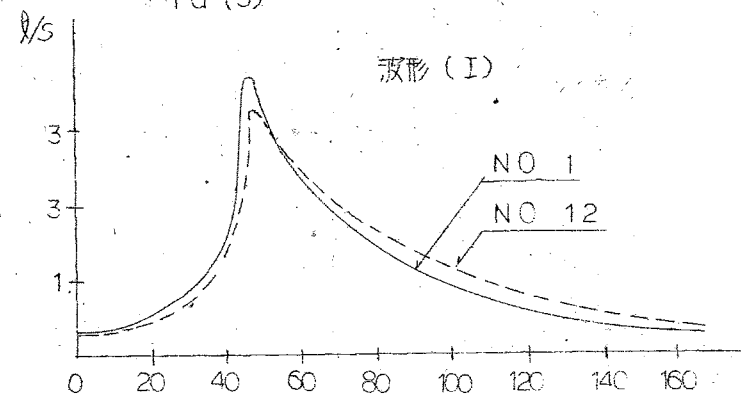


FIG. (2)

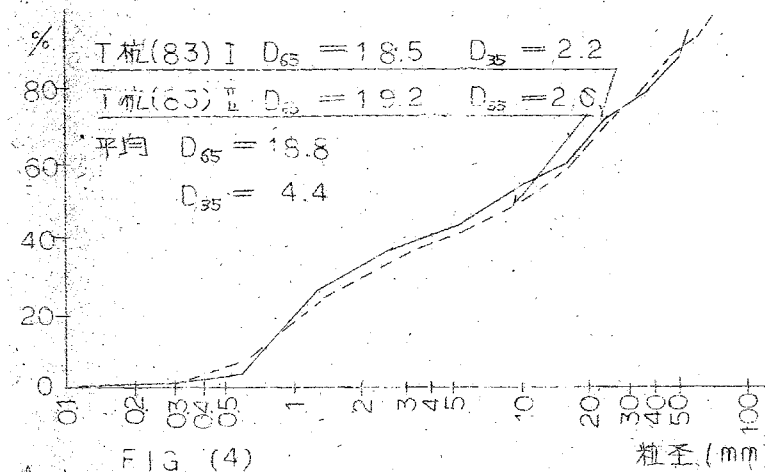


FIG. (4)

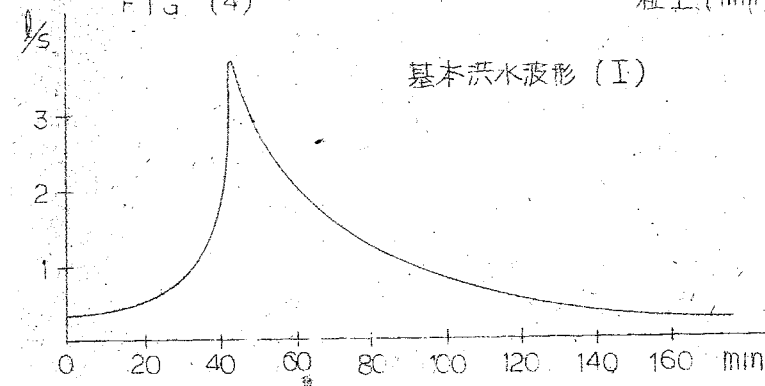


FIG. (6)

