

鳥取大学 工学部 正 員 ○道上 正規
 鳥取大学 工学部 正 員 鈴木 幸一
 兵庫県浜坂町役場 正 員 山本 一則
 岐阜 国 工 業 正 員 嘉戸 秀人

1. はじめに

低水河道の形成を目的として水制を連続的に設置する場合があるがその際個々の水制として不透過型の水制を用いることが最も効率的と考えられる。しかし、不透過水制は透過水制に比してその周辺の局所洗掘が非常に大きくなるという欠点を有している。本研究は、非越流型不透過水制周辺の局所洗掘の特性を実験的に検討しようとするものである。

2. 実験の概要

実験水路は、それぞれ長さ18m、断面が50cm×50cmと長さ14m、断面が40cm×40cmの正方形断面水路であり、上流端に任意の一定量の給砂が可能なエレベーター式給砂装置を有する。平均粒径0.6mmの均一砂に非越流型不透過水制を所定の間隔で連続的に設置するが、その設置方法は流れに対して直角に兩岸に左右対称に設置する。水制設置後、所定の流量および給砂量で通水を行ない水制設置領域で河床が動的平衡状態になるまで、一定時間間隔で水制先端の局所洗掘および任意時間に河床の縦断形状を測定した。

3. 低水河道形成

図-1に示す記号を用いると低水河道の元河床からの最終的低下量 ΔZ は、

$$\frac{\Delta Z}{h_0} = \left\{ \left(\frac{\lambda B_1}{B_0} \right)^{-4/7} - 1 \right\} + \left(\frac{Fr_0}{2} \right)^2 \left\{ \left(\frac{\lambda B_1}{B_0} \right)^{-6/7} - 1 \right\} \quad (1)$$

で表わされる。¹⁾ここに λ は水制の水はねによる縮流率を表わす係数である。図-2は一例として $B_1/B_0 = 0.8$ の場合について(1)式で示される $\Delta Z/h_0$ と水制上流の一樣流のフルード数 Fr_0 との関係を実験値とともに示したものである。平均的に $\lambda = 1$ として ΔZ は(1)式でほぼ与えられるが、水制設置間隔 l と水制長 b との比 l/b について、 $l/b \leq 4$ では $\lambda = 1$ の曲線より $\Delta Z/h_0$ は大きくなり、低水河道形成効果が大きいが、 $l/b \geq 4$ では $\lambda = 1$ の曲線より $\Delta Z/h_0$ は小さくなる。

4. 水制周辺の局所洗掘

図-3は水制周辺部の局所洗掘状態を示す河床等高線の一例である。水制の先端部で洗掘深は最大となる。

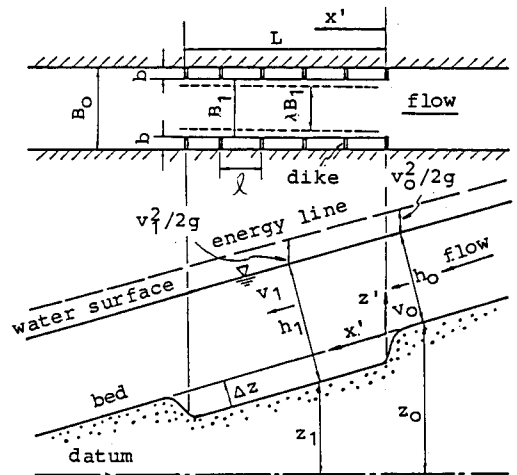


図-1 水制設置と動的平衡後の河床形状

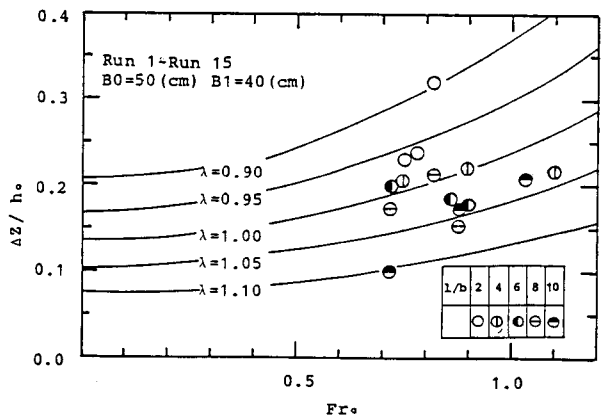


図-2 $\Delta Z/h_0$ と Fr_0 との関係

この洗掘深 Z_s は水制の設置間隔が水制長 b に比して小さい場合は、最上流の水制（第1水制）のもの Z_s が最も大きく、第2水制、第3水制と下流側の水制

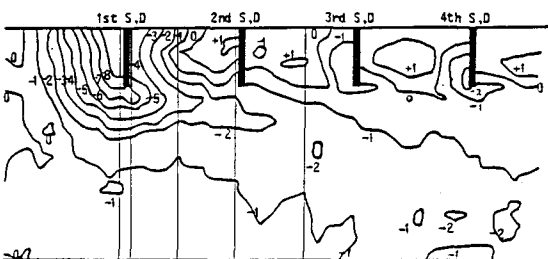


図-3 水制周辺の河床等高線図

水制制になるほど局所洗掘は小さくなる。第一水制周辺の局所洗掘形状は円柱周辺の局所洗掘に類似している。いま、図-4に示すように長さ b の水制周辺の流れを仮りに半径 b の円柱周辺の流れの半分であると考えて動的平衡洗掘深 Z_s を求める。その際、洗掘孔形状を図-4のように仮定し、断面IIの $y_1 - y_3$ 間での各 y における流量は洗掘前と後で変らないとする。また、円柱周辺の主流をポテンシャル流で表わして平均流速を求め流速係数 φ を仮定してII断面での摩擦流速を求める。流砂量式として限界掃流力考えたKalinske-Brown型の式を用いると、水制より十分上流のII断面で y_0 の幅を流れる流砂量 Q_{sin} は、

$$Q_{sin} = \frac{U_0}{\varphi_0} dC \left(\frac{U_0^2}{sgd\varphi_0^2} - \frac{U_*^2}{sgd} \right)^m \left(y_3 - \frac{b^2}{y_3} \right) \quad (2)$$

となる。一方、水制部の断面の $y_1 - y_2 - y_3$ 間から流出する流砂量 Q_{sout} は、

$$Q_{sout} = \frac{U_0}{\varphi_0} dC \int_{y_1}^{y_2} \frac{h_0}{h_0 + Z_s} \left(1 + \frac{b^2}{y^2} \right) \left[\frac{1}{sgd\varphi} \left(\frac{h_0}{h_0 + Z_s} \right)^2 \times \left(1 + \frac{b^2}{y^2} \right)^2 - \frac{U_*^2}{sgd} \right]^m dy \\ + \int_{y_2}^{y_3} \frac{h_0 \left(1 + \frac{b^2}{y^2} \right)}{h_0 + Z_s} \left[\frac{1}{sgd\varphi} \left(\frac{h_0}{(h_0 + Z_s) - (y - y_0) \tan \theta} \right)^2 \times \left(1 + \frac{b^2}{y^2} \right)^2 - \frac{U_*^2}{sgd} \right]^m dy \quad (3)$$

$Q_{sin} = Q_{sout}$ ((2)式=(3)式) として平衡洗掘深 Z_s が計算される。図-5は実測値と計算値を比較したものであるが、 $h/b > \sim 0.5$ では両者は比較的良好一致している。

第2水制、第3水制、第4水制及び水制設置領域中央部の水制の洗掘深 Z_{si} と第1水制のそれ Z_s の比 Z_{si}/Z_s と l/b の関係は図-5のようになる。第2水制の洗掘深は第1水制の影響を受けていくぶん大きい、それ以外の水制の洗掘深は $l/b \leq 4$ では小さく、 $l/b \geq 6$ では急に大きくなる。

(参考文献)

1) Michiue ら: 4th ADP-IAHR, 1984.

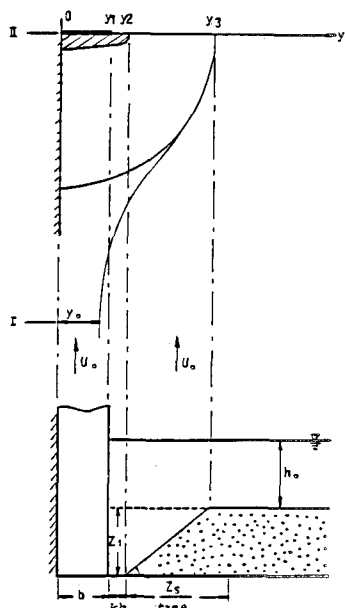


図-4 記号図

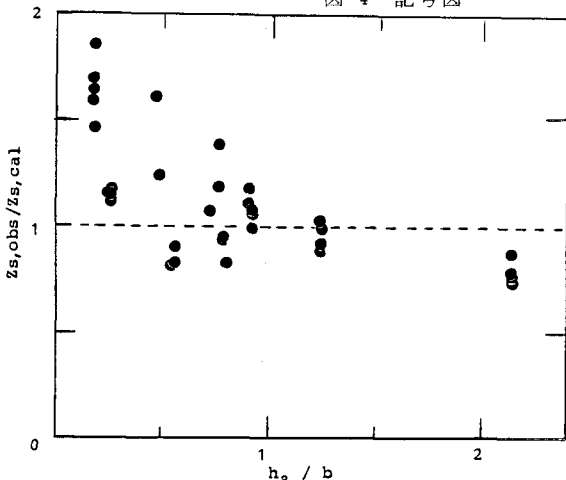


図-5 第1水制の洗掘深の実測値と計算値の比較

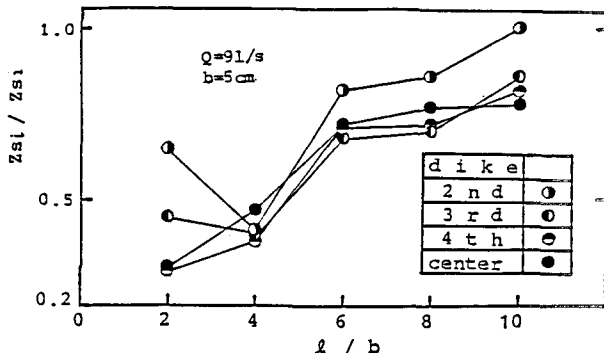


図-6 第2水制以下の洗掘深と第1水制の洗掘深の比