

越流型不透水水制の最大洗掘深予測モデルに関する研究

日本建設コンサルタント 正会員 ○山口功人 鳥取大学 フェロー 道上正規
 鳥取大学工学部 正会員 檜谷治 鳥取大学大学院 学生員 Emad Elsayed Elawady
 鳥取大学大学院 学生員 木下俊介 鳥取大学大学院 学生員 足立慎吾

1. はじめに

越流型不透水水制周辺の局所洗掘現象を解明するには、局所洗掘の支配要因について評価する必要がある。そこで本研究では、水制設置角度(θ)、水制長(b)および水深・水制高比(h/d)を変え、それらが局所洗掘に与える影響を評価する。さらに、局所洗掘の解明に重要な最大洗掘深の予測モデルを検討する。

2. 実験の概要

実験には幅 40cm、深さ 40cm の矩形断面直線水路を用いた。長さ 4m にわたって深さ 15cm に平均粒径 $d_m=0.075\text{m}$ の一様砂を敷き詰め、左岸に単独でアクリル製の厚さ 1.5cm の水制模型を設置した。なお、水路勾配は初期状態において等流となるよう 1/2500 に設定した。

表-1 に実験条件を示す。実験は、水制設置角度(θ)、水制長(b)および水深・水制高比(h/d)をそれぞれ変化させ、全部で 69 ケース行った。また、流量の設定について、それぞれの h/d に対して無次元掃流力が $\tau_* = 0.079$ となるようにして 5 時間通水した。さらに $\theta = 90^\circ$ 、 $b = 5\text{cm}$ および $h/d = 3.2$ に設定した場合について、河床の時間変化を通水 10 分後～20 時間後まで測定した。

3. 局所洗掘の特徴

図-1 に 3 種の水制設置角度における最大洗掘深・水深比 $z_{\max}/h$ と水深・水制高比 h/d の関係を示す。まず、直角水制について、 h/d が増加するとともに $z_{\max}/h$ は減少している。しかしながら、 h/d が増加するとともに b による $z_{\max}/h$ の差が小さくなっている。

つぎに、上向き水制について、直角水制同様 h/d が増加するとともに $z_{\max}/h$ が減少しているが、 $z_{\max}/h$ の減少率が直角水制より大きくなっている。また、直角水制に比べ、 b の相違による $z_{\max}/h$ の変化が大きくなっている。

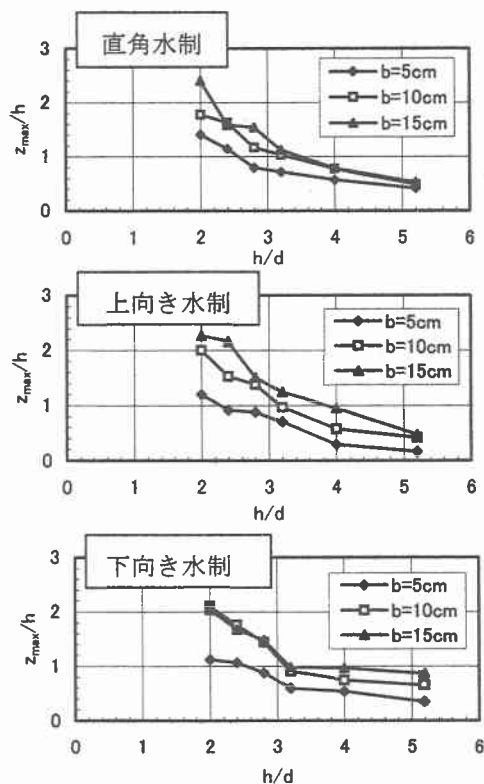
一方、下向き水制では直角水制および上向き水制と明らかに特徴が異なる。まず、 $h/d = 3.2$ までは h/d が増加するとともに $z_{\max}/h$ が減少しているが、 $h/d = 3.2$ 以上では減少率が低下し、 $z_{\max}/h$ がほぼ一定となっている。 b の相違による $z_{\max}/h$ の変化を見ると、 $h/d = 3.2$ 以上では b の相違による $z_{\max}/h$ の変化が直角水制および上向き水制に比べ大きい。

図-2 に最大洗掘深 $z_{\max}$ の時間変化を示す。それぞれの時間における最大洗掘深 $z_{\max}$ を通水 5 時間後の最大洗掘深 $z_{\max 5}$ で無次元化している。2 時間後まで急速に洗掘深が発達しているが、それ以降では洗掘の進行速度が小さくなり、ほぼ一定の割合で洗掘が進行している。 $z_{\max}$ は 10 時間後でピークに達し、それ以降では $z_{\max}$ はほぼ平衡状態となっている。

4. 最大洗掘深予測モデルの検討

表-1 実験条件

水制設置角度 $\theta(^{\circ})$	水制長 $b(\text{cm})$	水深/水制高比 h/d
60、90、120	5、10、15	1.1、1.2、1.3、1.6、 2.0、2.4、2.8、3.2、 4.0、5.2

図-1 $z_{\max}$ と h/d の関係
(パラメーター b)

本研究では、従来の最大洗掘深の予測モデルとして村本・RAHMAN によるモデルを取り上げ、越流型不透過水制における最大洗掘深の予測式について再検討を行う。

村本・RAHMAN は非越流不透過水制を対象とした最大洗掘深の予測モデルであるのに対し、本研究で対象としているのは越流型不透過水制である。そこで本研究では、村本・RAHMAN 同様流量の集中に着目してモデル化を行うが、図・3 に示すように上流一様流における水制高 d までの流入流量と水制先端において同じく水制高 d までの流出流量が等しいと仮定する。以上の仮定および図・3 を参考にし、上流側一様流の流入流量と水制先端からの流出流量が等しいことから、式(1)が得られる。

$$\frac{z_{\max}}{d} = 0.5 \times \left[-a_2(1-\bar{u}) + \sqrt{a_2^2(1-\bar{u})^2 + 4a_3 \left\{ \bar{u} \left(\frac{b}{d} + 1/2 \tan \theta_y \right) - 1/2 \tan \theta_y \right\}} \right] \quad (1)$$

$$\text{ここに、} a_1 = \frac{\beta}{1-\beta \tan \phi} + \frac{1}{\tan \theta_y}, \quad a_2 = \frac{2a_1 \tan \theta_y}{2a_1 \tan \theta_y - 1}, \quad a_3 = a_2 / a_1 \quad (2)$$

$$\beta : \text{流量の集中度合を表す定数 } b_s = \beta B_s = \frac{\beta z_{\max}}{1-\beta \tan \phi}$$

また、上流側一様流での平均流速 u と水制先端部での平均流速 u_s の比 u/u_s について、対数則分布より次式で表した。

$$\frac{u}{u_s} = \frac{\frac{u_* h}{\kappa} \left(\ln \frac{h}{k_{s1}} - 1 \right) / h}{\frac{u_* d}{\kappa} \left(\ln \frac{d}{k_{s2}} - 1 \right) / d} = \frac{\frac{u_*}{\kappa} \left(\ln \frac{h}{k_{s1}} - 1 \right)}{\frac{u_*}{\kappa} \left(\ln \frac{d}{k_{s2}} - 1 \right)} \dots \dots (3)$$

$$\text{ここに、} k_{s1} = 3.37 \times 10^{-4}(\text{m}), \quad k_{s2} = 7.71 \times 10^{-4}(\text{m})$$

さらに、 β について次式に示すように h/d の関数に換算した。

$$\beta = 0.113 \times \left(\frac{h}{d} \right) \dots \dots (4)$$

図・4 に以上の式による計算結果を示す。また、Roger らによる実験結果をプロットしてある。 h/d がかなり小さい場合は過大評価になっているが、 h/d が大きくなるにつれ計算結果と実験値はほぼ一致している。さらに、横断方向に突堤を傾斜させている Roger による実験結果ともほぼ一致していることから、横断方向への形状の変化を十分考慮できたと考えられる。

5. まとめ

最大洗掘深の予測モデルとして水制先端に台形断面モデルを近似し、上流側一様流での平均流速と水制先端での平均流速に対数則を考慮し、 β については h/d の関数に換算した。その結果、 h/d がある程度大きい場合および横断方向に傾斜しているような突堤においても適用できた。

参考文献 1)村本嘉雄、Md.Munsur RAHMAN：突堤状河川構造物周辺における最大洗掘深の簡易予測法，土木学会論文集，2000，pp.31-43 2)Roger A.Kuhnle, Carlos V.Alonso, and F.Douglas Shields Jr.：GEOMETRY OF SCOUR HOLES ASSOCIATED WITH 90° SPUR DIKE, J.Hydr.Engrg, 1999, pp.972-978

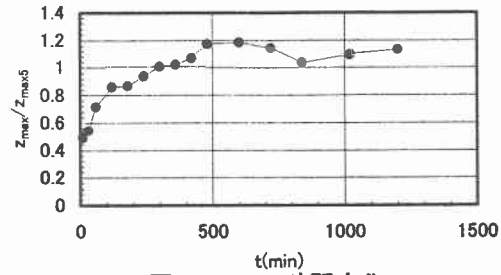


図-2 $z_{\max}$ の時間変化

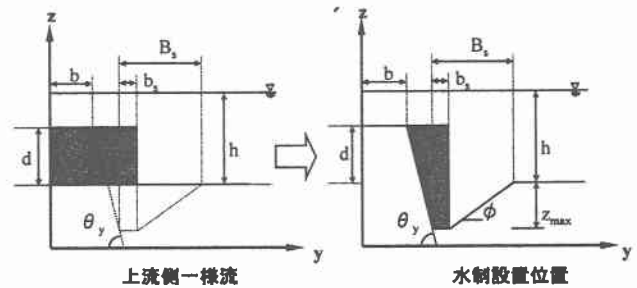


図-3 台形断面モデル模式図

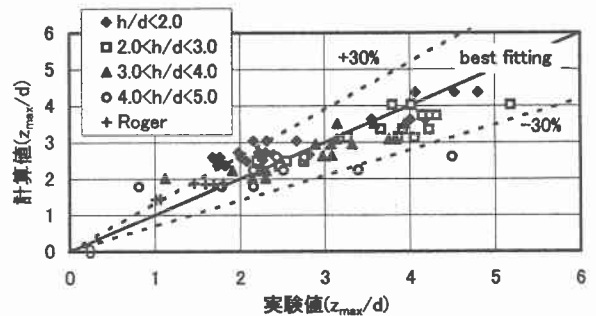


図-4 計算結果と実験値